

BAWMitteilungen

Nr. 105

Feste Wehre an Bundeswasserstraßen: Untersuchungen zur Machbarkeit sowie Empfehlungen zur Umsetzung



BAWMitteilungen Nr. 105

Feste Wehre an Bundeswasserstraßen:
Untersuchungen zur Machbarkeit sowie Empfehlungen
zur Umsetzung

Impressum

Herausgeber (im Eigenverlag):
Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)
Kußmaulstraße 17, 76187 Karlsruhe
Postfach 21 02 53, 76152 Karlsruhe
Telefon: +49 (0) 721 9726-0
Telefax: +49 (0) 721 9726-4540
E-Mail: info@baw.de, www.baw.de



Creative Commons BY 4.0

<https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>

Soweit nicht anders angegeben, liegen alle Bildrechte bei der BAW.

ISSN 2190-9199

Karlsruhe · Mai 2020

BAWMitteilungen Nr. 105

Inhalt

Gebhardt, M. Feste Wehre an Bundeswasserstraßen – Geeignete Wehrtypen und mögliche Standorte	7
Pfister, M. Die Entwicklung der gefalteten Wehre mit ausgewählten aktuellen Forschungsergebnissen	27
Belzner, F. Labyrinth-Wehre	41
Belzner, F. Piano-Key-Wehre	57
Pfommer, J.; Gebhardt, M.; Belzner, F. Energiedissipation im Unterwasser von Labyrinth-Wehren	75
Herbst, J.; Gebhardt, M.; Pfrommer, J.; Belzner, F. Untersuchungen zur Durchgängigkeit von Feststoffen an Labyrinth-Wehren	85
Gebhardt, M.; Pfrommer, J. Gestaltungskriterien und hydraulische Bemessungsgrundlagen für Streichwehre	99
Pfommer, J.; Gebhardt, M. Fallstudie am Beispiel der Bundeswasserstraße Ilmenau	113

Editorial

Liebe Leserin, lieber Leser,

ein Blick auf das Netz der Bundeswasserstraßen in Deutschland zeigt, dass etwa 40 Prozent der Wasserstraßen staugeregelte Flusstrecken sind. Bei den für die Stauregelung erforderlichen mehr als 300 Wehranlagen handelt es sich in den meisten Fällen um bewegliche Wehre, die den Oberwasserstand bis zu einem bestimmten Abfluss regeln und im Hochwasserfall den Abflussquerschnitt vollständig freigeben.

In den zurückliegenden Jahren haben sich die Rahmenbedingungen für die Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes deutlich gewandelt. Im Hinblick auf die Nutzung der Wasserstraßen wird heute unterschieden zwischen den vorrangig durch die Güterschifffahrt genutzten Wasserstraßen, dem sogenannten Kernnetz, und den Wasserstraßen außerhalb des Kernnetzes, den sogenannten Nebenwasserstraßen, die nur in geringem Umfang zum Gütertransport beitragen. Auch ohne nennenswerten Gütertransport bieten die Nebenwasserstraßen ein breites Spektrum an Nutzungsmöglichkeiten, insbesondere für Freizeitnutzungen und Wassertourismus. Das zuletzt anlässlich der Regionalkonferenz zur Zukunft der Nebenwasserstraßen am 2. März 2020 in Oranienburg bekräftigte politische Ziel, die Nebenwasserstraßen vorrangig für touristische Zwecke weiterzuentwickeln, setzt u. a. die Funktionsfähigkeit der vorhandenen Wehranlagen voraus. In dem Fall, dass Wehranlagen erneuert werden müssen, sollte im Einzelfall geprüft werden, ob das bewegliche Wehr durch ein festes Wehr ersetzt werden kann. Feste Wehre sind in Bau und Unterhalt erheblich günstiger als bewegliche Wehre und verursachen praktisch keine Betriebskosten.

Die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) wurde vom Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur beauftragt, Empfehlungen zu festen Wehrtypen zu erarbeiten und die entsprechenden hydraulischen Grundlagen sowie Musterlösungen bereitzustellen. Dabei galt es, sowohl bereits etablierte Wehrtypen, wie Streichwehre oder Sohlenrampen, als auch neuere Wehrtypen, wie Labyrinth-Wehre oder Piano-Key-Wehre, zu untersuchen.

Labyrinth-Wehre und Piano-Key-Wehre, die auch als „gefaltete Wehre“ bezeichnet werden, stellen vergleichsweise neue Wehrtypen dar. Zu Piano-Key-Wehren erschien erstmals eine Veröffentlichung im Jahr 2003. Nur wenige Jahre später wurde in Frankreich das erste Piano-Key-Wehr in Europa in Betrieb genommen. Zahlreiche Hochwasserentlastungsanlagen an Talsperren wurden bereits mit Piano-Key-Wehren ertüchtigt, um gestiegene Bemessungshochwasserabflüsse abführen zu können. Auf diese Weise konnte auf eine aufwändigere Dammerhöhung oder den Bau einer zusätzlichen Entlastungsanlage verzichtet werden.

In einem Zeitraum von 10 Jahren wurden weltweit mehr als 25 Anlagen dieses Typs installiert, begleitet durch intensive Forschungsaktivitäten, vor allem in den USA, in Frankreich, Belgien und der Schweiz. Ausdruck für die rege Forschungstätigkeit sind zahlreiche Veröffentlichungen in wissenschaftlichen Fachzeitschriften und die Konferenzreihe „International Workshop on Labyrinth and Piano Key Weirs“ mit Konferenzen 2011 in Belgien, 2013 in Frankreich und zuletzt 2017 in Vietnam.

Im Hinblick auf die Möglichkeiten, die Voraussetzungen und den Nutzen eines Einsatzes gefalteter Wehre an Bundeswasserstraßen wurden in der BAW seit dem Jahr 2015 umfangreiche gegenständliche und numerische Modelluntersuchungen für unterschiedliche Wehrgeometrien durchgeführt. Über Konferenzbeiträge und Veröffentlichungen in wissenschaftlichen Fachzeitschriften konnte die BAW zur Entwicklung der gefalteten Wehre beitragen, vor allem zu Fragen des Rückstauinflusses, der Durchgängigkeit von Feststoffen und der Energieumwandlung.

Im vorliegenden Heft 105 der wissenschaftlichen Publikationsreihe **BAWMitteilungen** werden Beispiele für Labyrinth-Wehre und Piano-Key-Wehre gezeigt, die geeignet sind, um an den Nebenwasserstraßen in Deutschland zum Einsatz zu kommen. Ziel ist es, dem planenden Ingenieur eine Vorstellung davon zu geben, wie die Umsetzung eines gefalteten Wehres aussehen kann und welche Besonderheiten in der Planungsphase zu berücksichtigen sind.

Den Abschluss des Heftes bildet eine Fallstudie: Am Beispiel der Bundeswasserstraße Ilmenau werden die Umgestaltungsmöglichkeiten für drei Wehranlagen dargestellt. Zu diesem Zweck werden die hydraulischen Ergebnisse für Sohlgleiten, Streichwehre und Labyrinth-Wehre einander gegenübergestellt. Es wird gezeigt, dass feste Wehre eine wirtschaftliche Alternative zu beweglichen Wehren sein können, insbesondere dort, wo die Anforderungen an Mindestwasserstände gesenkt werden können und eine gewisse Variabilität der Wasserstände in Kauf genommen werden kann.

Die **BAW**Mitteilungen liefern praxisnahe Grundlagen, um die festen Wehre künftig auch an den Nebenwasserstraßen in Deutschland zu etablieren.

Ihr

A handwritten signature in blue ink, reading "Ch. Heinzelmänn".

Prof. Dr.-Ing. Christoph Heinzelmänn
Leiter der Bundesanstalt für Wasserbau

Karlsruhe, im Mai 2020

Feste Wehre an Bundeswasserstraßen

Geeignete Wehrtypen und mögliche Standorte

Dr.-Ing. Michael Gebhardt, Bundesanstalt für Wasserbau

Steuerbare (bewegliche) Wehre regeln bis zu einem bestimmten Abfluss den Oberwasserstand, stellen ausreichende Wassertiefen für die Schifffahrt sicher und erlauben die Freigabe des Abflussquerschnitts bei Hochwasser. Um den Unterhaltungsaufwand zu reduzieren, könnten bewegliche durch feste Wehre ersetzt werden, insbesondere an den Nebenwasserstraßen. Die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) wurde vom Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI) beauftragt, Empfehlungen zu festen Wehrtypen zu erarbeiten und die entsprechenden hydraulischen Grundlagen sowie Musterlösungen bereitzustellen. In Frage kommen bereits etablierte Wehrtypen, wie Streichwehre oder Sohlenrampen, sowie neuere Wehrtypen, wie Labyrinth-Wehre oder Piano-Key-Wehre.

1 Historische Entwicklung

Feste Wehre sind die einfachste Art, den Wasserstand anzuheben und können historisch gesehen in wasserdurchlässige und wasserundurchlässige Wehre unterschieden werden. Der Bau von wasserdurchlässigen Wehren hat wahrscheinlich schon sehr früh in der Menschheitsgeschichte stattgefunden und könnte den Biber zum Vorbild gehabt haben (Uhlemann 2002). So bestanden die ersten Wehre aus Büschen, Sträuchern und Baumstämmen, deren Zwischenräume zur Stabilisierung mit Kies und Steinen beschwert und zur Abdichtung mit einem Lehm-schlag versehen wurden. Eine weitere einfache Form ist der Bau von Querriegeln aus Steinen, wie man es heute

noch bei Sohlengleiten oder Sohlenrampen findet. Später kamen dann Holzkastenkonstruktionen zum Einsatz, wie z. B. das Steinkastenwehr (Schoklitsch 1962). Überreste der Holzrahmen findet man teilweise noch heute bei sehr alten Streichwehren, wie z. B. an der Saale oder an der Lahn, die sich durch ständige Erneuerung von wasser-durchlässigen zu wasserundurchlässigen Wehren entwickelt haben. Heute ist diese Unterscheidung praktisch überholt, auch weil jeder Betreiber einer Stauanlage das Ziel hat, möglichst wenig Wasser zu verlieren und ein Bauwerk dauerhaft zu betreiben. Waren über viele Jahre Pfähle, Holzspundwände und Natursteine die dominierenden Materialien, wurden die Bauweisen durch das Aufkommen neuer Baustoffe im Wasserbau, wie Beton, Stahl und Stahlbeton, wesentlich rationeller (Uhlemann 2002). Daran hat sich bis heute nichts geändert.

Das am häufigsten anzutreffende feste Wehr ist sicherlich das Streichwehr (Bild 1), das unter anderem als Entnahmebauwerk oder zur Hochwasserentlastung eingesetzt wird. Die Überfallkante ist dabei parallel oder nahezu parallel zur Hauptströmungsrichtung (siehe Beitrag von Gebhardt und Pfrommer „Gestaltungskriterien und hydraulische Bemessungsgrundlagen für Streichwehre“ in diesem Heft). Mit demselben Ziel, die Überfalllänge zu vergrößern und die abflussbedingten Schwankungen des Oberwasserstandes möglichst klein zu halten, entstanden eine Reihe von exotischen Wehrtypen, wie das Entenschnabelwehr oder das Fächerwehr. Schleiss (2011) gibt hierzu einen umfangreichen historischen Überblick bis hin zu den heutigen Labyrinth- und Piano-Key-Wehren. Gerade bei den letztgenannten, vergleichsweise neuen Wehrtypen haben die Forschungs-



Bild 1: Wehre bei Kirschhofen an der Lahn (Bj. 1859): Oberes Wehr, Länge 110 m, gepflasterter Wehrkörper, und unteres Wehr, Länge 60 m (Grunddaten des WSA Koblenz)

aktivitäten in den letzten Jahren stark zugenommen. Die erste Veröffentlichung von Lempérière und Ouamane zu Piano-Key-Wehren erschien im Jahr 2003, das erste Wehr in Europa wurde nur wenige Jahre später an der Talsperre Golours in Frankreich in Betrieb genommen (Laugier 2007).

Eine Sonderform unter den festen Wehren stellt das Tiroler Wehr dar, bei dem ein Entnahmekanal durch einen horizontalen Rechen abgedeckt ist, über den Wasser aus dem Fließgewässer entnommen wird. Dieser Wehrtyp wird insbesondere in stark geschiebeführenden Gewässern eingesetzt. Eine weitere besondere Art ist das Heberwehr, bei dem kleinere Abflüsse frei über eine Wehrschwelle abfließen. Mit steigendem Oberwasserstand wird die Luft aus einer über dem Wehrrücken liegenden Betonkappe mitgerissen, sodass ein Unterdruck entsteht und der freie Überfall in eine Rohrströmung

übergeht. Wenn mit dem Absinken des Oberwasserstandes wieder Luft eintritt, reißt die Heberwirkung ab (Lecher et al. 2015).

Die senkrecht angeströmten festen Wehre unterscheiden sich im Hinblick auf die Gestaltung des Querschnitts bzw. der Kronenform und beeinflussen damit den Überfallbeiwert C_d . Nach Strobl und Zunic (2006) kann dieser von $C_d = 0,5$ (breitkroniges Wehr) bis zu $C_d = 0,8$ (dachförmiges Wehr) reichen. Hydraulisch günstige Profile haben das Ziel, durch eine entsprechende Formgebung, die sich meist am freien Überfall orientiert, bei einem Bemessungsabfluss eine möglichst große Leistungsfähigkeit zu erzielen, ohne dass dabei zu hohe Unterdrücke auf dem Wehrrücken entstehen. Die bekanntesten Beispiele dafür sind das Creager-Profil (Creager 1917), das WES-Profil (US Army Corps of Engineers 1952) und das Ogee-Crest-Wehr (US Bureau of Reclamation 1987).

2 Heutige Situation an den Bundeswasserstraßen

An den Bundeswasserstraßen befinden sich heute mehr als 300 Wehranlagen, von denen 75 % älter als 40 Jahre und 25 % sogar älter als 80 Jahre sind. Etwa 240 Wehranlagen unterliegen einer Prüfpflicht, wobei die Hälfte davon an Wasserstraßen außerhalb des Kernnetzes liegt, an denen teilweise bereits seit Jahrzehnten keine güterverkehrliche Nutzung mehr stattfindet. Etwa 60 % dieser Wehranlagen weisen, ausweislich der Ergebnisse der Bauwerksinspektion, einen nicht ausreichenden bzw. ungenügenden oder einen noch ausreichenden Zustand (Zustandsnoten 4 und 3) auf. Diese Zahlen belegen eindrücklich den schlechten Zustand der Infrastruktur an den Bundeswasserstraßen. In den zurückliegenden Jahren wurde zu wenig investiert, sodass heute viele Bauwerke veraltet sind und ein hoher Modernisierungs- und Instandsetzungsbedarf besteht.

Zusätzlich zum Investitionsstau haben sich in den letzten 20 Jahren auch die Rahmenbedingungen für die Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes (WSV) geändert, u. a. durch eine deutliche Reduzierung der Personalressourcen für Planung, Unterhaltung und Betrieb. Darüber hinaus besteht seit Inkrafttreten des novellierten Wasserhaushaltsgesetzes im Jahr 2010 für die WSV die Verpflichtung, an den von ihr betriebenen Stauanlagen die Durchgängigkeit des Gewässers entsprechend den Anforderungen der Bewirtschaftungsziele zu erhalten oder wiederherzustellen. Vor diesem Hintergrund wurde die BAW vom BMVI beauftragt, Empfehlungen für die Planung fester Wehranlagen unter Berücksichtigung folgender Randbedingungen zu erarbeiten:

- Kostengünstige Konstruktionen mit deutlich reduziertem Unterhaltungs- und Betriebsaufwand (im Vergleich zu beweglichen Wehren),
- ausreichende hydraulische Leistungsfähigkeit bei akzeptabler Bandbreite der Wasserspiegelschwankungen zwischen Niedrig- und Hochwasser,
- Berücksichtigung von typischen Umgebungen von Staustufen an Bundeswasserstraßen,
- Berücksichtigung der Anforderungen der ökologischen Durchgängigkeit.

Dabei wurde im Einzelnen Folgendes erwartet:

- Empfehlung von geeigneten festen Wehrtypen für typische Umgebungen,
- Musterlösungen für die in Frage kommenden Wehrtypen,
- Bewertungsschema zur möglichen Eignung fester Wehrtypen in Abhängigkeit von den Eigenschaften einer Stauhaltung (u. a. Fallhöhe, Stauhaltungsvolumen, jahreszeitliche Abflussschwankungen),
- Empfehlungen zur hydraulischen Vorbemessung von festen Wehren.

3 Auswahl möglicher fester Wehrtypen

3.1 Abflusscharakteristik von beweglichen und festen Wehren

Im Gegensatz zu beweglichen Wehren kann der Oberwasserstand mit einem festen Wehr nicht konstant gehalten werden, sondern stellt sich jeweils entsprechend dem vorhandenen Abfluss ein. Ein charakteristischer Zusammenhang zwischen Abfluss und Oberwasserstand ist exemplarisch in Bild 2 dargestellt. Bei einem beweglichen Wehr wird der Oberwasserstand innerhalb einer vorgegebenen Stauzieltoleranz (Tol.) gehalten, die typischerweise 10 cm bis 15 cm beträgt, je nach Standort aber auch deutlich größer sein kann. Die Wasserstandsregelung funktioniert nur bis zum Erreichen der hydraulischen Leistungsfähigkeit der Wehranlage, die im Wesentlichen von der Regelungsmöglichkeit der Verschlüsse und vom Rückstau einfluss bestimmt wird. Sind die Verschlüsse gezogen oder gelegt, verliert das Wehr seine Kontrollfunktion und der Oberwasserstand steigt mit dem Unterwasserstand an, wie an dem Knick der blauen Linie (BW) in Bild 2 zu erkennen ist.

Betrachtet man das gesamte Abflussspektrum an einem Standort, dann ist die Variabilität der Wasserstände im Oberwasser einer Stauanlage im Vergleich zu einem frei fließenden Gewässer deutlich geringer. Das Stauziel wird normalerweise nicht unterschritten. Zieht man den Ersatz durch ein festes Wehr in Erwägung, dann verändert sich diese Charakteristik. Der niedrigste Oberwasserstand entspricht dann in etwa der Kronenhöhe und der

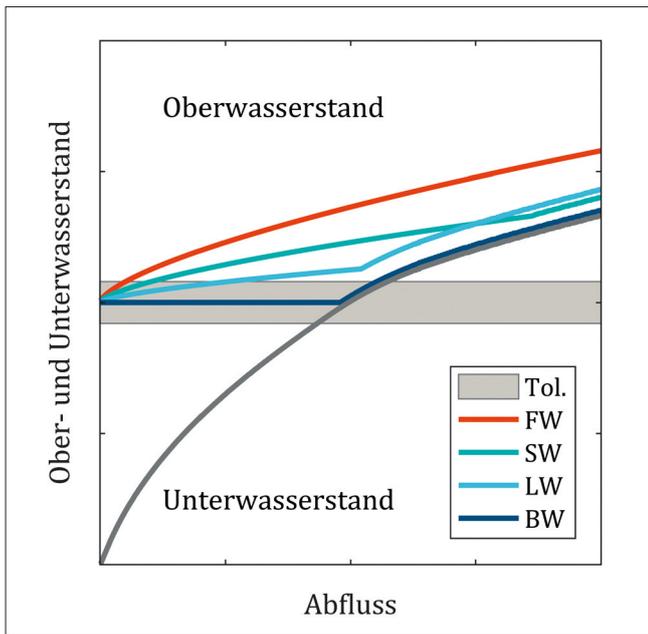


Bild 2: Schematischer Vergleich der Kennlinien einer Wehranlage: Bewegliches Wehr (BW); Festes Wehr, senkrecht angeströmt (FW); Streichwehr, Anströmwinkel 30° (SW) und Labyrinth-Wehr (LW)

höchste Oberwasserstand wird durch die Kennlinie des Wehres bestimmt. Bei freiem Abfluss gilt: Je größer die Überfalllänge, desto flacher ist die Wehrkennlinie und umso geringer sind die Wasserstandsunterschiede bei veränderlichem Abfluss (Bild 2). Diese Eigenschaft nutzt das Streichwehr durch die Neigung der Wehrachse und die daraus resultierende Verlängerung der Überfallkrone aus. Genauso lässt sich durch eine im Grundriss gefaltete Krone, wie beim Labyrinth-Wehr oder beim Piano-Key-Wehr, die Überfalllänge auf ein Vielfaches der lichten Weite erhöhen.

Sohlenrampen und Sohlengleiten erstrecken sich über die gesamte Gewässerbite (Querbauwerke) und überwinden einen Höhenunterschied in der Sohle. Nach DIN 4047-5 (2019) zählen die Sohlenrampen und -gleiten zu den Sohlenbauwerken und nicht zu den festen Wehren, allerdings ist der Übergang fließend und die hydraulische Wirkung (Aufstau mit zweifachem Fließwechsel) letztendlich mit dem eines festen Wehres vergleichbar. Je nach Neigung unterscheidet man zwischen Sohlenrampen (1 : 3 bis 1 : 10) und Sohlengleiten (1 : 20 bis 1 : 30) und je nach Aufbau zwischen geschichteter, geschütteter oder aufgelöster Bauweise. Zur hydraulischen Bemessung gibt es zahlreiche Veröffentlichungen und Regelwerke, z. B. „Naturnahe Sohlengleiten“ (DWA 2009) oder „Fischaufstiegsanlagen und fischpassierbare Bauwerke“ (DWA 2014).

3.2 Feste Wehrtypen

Die Wahl des festen Wehrtyps hängt von den zukünftigen Anforderungen an die Stauanlage ab. Eine Staulegung und ein Rückbau des Querbauwerks ist vielleicht die naheliegendste Lösung, wenn keine Nutzung mehr durch Schifffahrt, Energiegewinnung, Hochwasserschutz o. ä. vorhanden ist, die einen Aufstau des Gewässers erforderlich macht. Mit dem Rückbau verbleibt nur ein kleiner Höhenunterschied, der mit einem Sohlenbauwerk (Bild 3a) überwunden werden kann. Sohlengleiten ermöglichen am ehesten einen ungehinderten Wechsel für Fische und Wirbellosenfauna. Daneben erhöhen sie die Strukturvielfalt im Gewässer und stellen selbst Lebensraum dar. Bestehen aber weiterhin Anforderungen an eine (teilweise) Aufrechterhaltung des Staus, beispielsweise weil negative Auswirkungen auf die Grundwasserstände, die landwirtschaftliche Nutzung angrenzender Flächen oder die Standsicherheit von Gebäuden befürchtet werden, dann sind Streichwehre (Bild 3b) oder Labyrinth-Wehre (Bild 3c) eine Alternative. Aufgrund ihrer flachen Wehrkennlinie kann der Stau auch bei Niedrig- bis Mittelwasser teilweise gehalten und gleichzeitig die Hochwasserneutralität gewährleistet werden. Dies zeigen beispielsweise die Untersuchungen an der Ilmenau (siehe Beitrag von Pfrommer und Gebhardt „Fallstudie am Beispiel der Bundeswasserstraße Ilmenau“ in diesem Heft).

Das Piano-Key-Wehr (Bild 3d) ist eine technisch-ökonomische Optimierung des Labyrinth-Wehres mit einer um zwei Drittel reduzierten Aufstandsfläche. Durch den geringeren Platzbedarf wurden Piano-Key-Wehre bislang meist zur Ertüchtigung von Hochwasserentlastungsanlagen an Staumauern eingesetzt. Grundsätzlich wäre neben den Talsperren auch ein erweiterter Einsatzbereich denkbar, beispielsweise an Wehranlagen mit Abstürzen oder großen Wehrhöckern. An den meisten Standorten an den Bundeswasserstraßen ist jedoch genügend Fläche vorhanden, sodass der Vorteil der geringen Aufstandsfläche vermutlich nicht zum Tragen kommen wird und das Labyrinth-Wehr das gefaltete Wehr der Wahl ist.

Die anderen genannten festen Wehre, wie das Heberwehr, das Tiroler Wehr, das Ogee-Crest Wehr oder die hydraulisch optimierten Profile nach WES und Creager, kommen hingegen weniger in Frage für die typischen Standorte an Bundeswasserstraßen. Zum einen aufgrund



Bild 3: Geeignete feste Wehrtypen bzw. Sohlenbauwerke: a) Sohlgleite; b) Streichwehr; c) Labyrinth-Wehr (Quelle: Brian Crookston, Utah State University) und d) Piano-Key-Wehr

ihrer speziellen Funktion, wie z. B. die Wasserentnahme mit geringem Aufstau beim Tiroler Wehr oder das schnelle Erreichen von großen Abflüssen beim Heberwehr, zum anderen, weil die Abflussleistung eines festen Wehrs durch die Verlängerung der Kronenlänge stärker gesteigert werden kann als durch die Verbesserung des Überfallbeiwertes, wie bei den hydraulisch optimierten Profilen.

3.3 Ermittlung potenzieller Standorte

Der Ersatz eines beweglichen Wehrs durch ein festes Wehr ist nach § 12 Abs. 2 des Bundeswasserstraßengesetzes (WaStrG) eine wesentliche Umgestaltung eines Gewässers oder seiner Ufer (Gewässerausbau) und bedarf der Planfeststellung durch die zuständige Behörde. Daher werden in den meisten Fällen vertiefte hydraulische Untersuchungen erforderlich sein, um die Auswirkungen auf die Wasserstände im Gewässer zu quantifizieren.

Die Gestaltung einer Wehranlage richtet sich in erster Linie nach deren Aufgaben (DIN 19700-13 2019). Mit beweglichen Wehren kann ein vorgegebenes Stauziel so gehalten werden, dass die festgelegten Toleranzen nicht überschritten werden. Gibt es neben der Stauregelung zusätzliche wasserwirtschaftliche Anforderungen, wie z. B. die Abgabe eines Mindestwasserabflusses in einen Altarm oder die Entnahme bzw. Überleitung aus einem Fließgewässer in ein anderes, dann ist ein festes Wehr nicht geeignet. In solchen Fällen kann eventuell ein kombiniertes Wehr, also eine Kombination von festen und beweglichen Wehrteilen, zum Einsatz kommen.

Handelt es sich jedoch ausschließlich um die Aufgabe der Stauregelung, so muss abgewogen werden, ob diese weiterhin erforderlich ist, um eine ganzjährige Schifffahrt zu ermöglichen, oder ob darauf zumindest teilweise verzichtet werden kann. Viele Wasserstraßen außerhalb des Kernnetzes spielen heute beispielsweise für den Gütertransport keine Rolle mehr, sodass dort eine größere Variabilität der Oberwasserstände in Kauf genommen

werden kann. Ziel sollte somit sein, die Wehranlagen zu identifizieren, die einen geringen Einfluss auf die Wasserstände in einer Stauhaltung haben.

4 Kategorisierung der Wehranlagen außerhalb des Kernnetzes

4.1 Beschreibung der betrachteten Stauhaltungen

Um das Potenzial für feste Wehre an den Wasserstraßen außerhalb des Kernnetzes aufzuzeigen, wurden insgesamt 92 Stauhaltungen betrachtet. Die Stauhaltungen, zum Teil mit mehreren Wehranlagen, wurden für die weitere Bearbeitung in regionale Gruppen (Tabelle 1) zusammengefasst. Bild 4 zeigt exemplarisch Wehranlagen an der Spree-Oder-Wasserstraße, der Lahn, den Storkower Gewässern und am Finowkanal.

Regionale Gruppe	Wasserstraßen
A	Lahn
B	Aller
C	Havel-Oder-Wasserstraße, Spree-Oder-Wasserstraße, Storkower Gewässer, Oranienburger Kanal, Werbellinkanal, Malzer Kanal und Finowkanal
D	Obere Havel-Wasserstraße, Müritz-Havel-Wasserstraße, Bolter Kanal, Lychener Kanal, Wentower Kanal, Templiner Kanal
E	Müritz-Elde-Wasserstraße, Störwasserstraße, Elbe-Lübeck-Kanal und Ilmenau

Tabelle 1: Zuordnung der betrachteten Stauhaltungen in regionale Gruppen entsprechend den Wasserstraßen, an denen diese liegen



Bild 4: Beispiele von beweglichen Wehren an Wasserstraßen außerhalb des Kernnetzes: a) Spree-Oder-Wasserstraße; b) Lahn; c) Storkower Gewässer und d) Finowkanal

In Bild 5 sind die Kenndaten der regionalen Gruppen angegeben. Dabei fällt auf, dass die Abflusscharakteristik sehr unterschiedlich ist: An den Staustufen der Lahn (Gruppe A), einem typischen Mittelgebirgsfluss, beträgt das HQ_{100} im Mittel rund $850 \text{ m}^3/\text{s}$, während es in der Gruppe E mit im Mittel rund $50 \text{ m}^3/\text{s}$ erheblich kleiner ist. Dieser Unterschied ist im Wesentlichen auf die vergleichsweise kleinen Vorfluter zurückzuführen, die für den Ausbau zur Wasserstraße genutzt wurden. Vergleicht man die mittleren Stauhaltungslängen, dann sind diese aber ähnlich: in der Gruppe A etwa 6 km und in der Gruppe E etwa 8 km.

4.2 Schritte zur Clusterbildung

Die Motivation für eine Untersuchung der Wehranlagen an den Bundeswasserstraßen außerhalb des Kernnetzes war, sich mit wenigen Kenndaten einen Überblick über die fast 100 Wehranlagen zu verschaffen und den Blick dafür zu schärfen, wo feste Wehre grundsätzlich in Betracht kommen und wo eher nicht. Dabei blieb unberücksichtigt, ob ein Ersatzneubau tatsächlich erforderlich ist.

Folgende Kenndaten wurden hierfür mit der Unterstützung der Wasserstraßen- und Schifffahrtsämter (WSÄ) erhoben:

Länge und typischer Querschnitt einer Stauhaltung:

Bei fehlender Querschnittsgeometrie, wie beispielsweise an der Lahn, wurde die Breite aus dem GeoViewer entnommen und die Wassertiefe über die Wasserstraßenklasse und die „Klassifizierung europäischer Binnenwasserstraßen“ abgeschätzt. Bei Stauhaltungen mit „Seencharakter“, wie beispielsweise an der MEW und der OHW, wurde ein „Ersatzgerinne“ mit einer Wassertiefe entsprechend der Wasserstraßenklasse und einer Breite entsprechend der Wasseroberfläche angenommen. Falls keine Informationen vorlagen, wurde eine Böschungsneigung 1 : 2 angenommen und das Sohlgefälle so gewählt, dass in jedem Querschnitt die Wassertiefe nach der Wasserstraßenklasse erreicht wurde. Damit ergaben sich Sohlgefälle von $I_0 = 0,002$ und flacher.

Kenndaten der Wehranlage:

Von den WSÄ wurden Angaben zu Stauzielen, unteren und oberen Stauzieltoleranzen, Fallhöhen und zum HQ_{100} zur Verfügung gestellt.

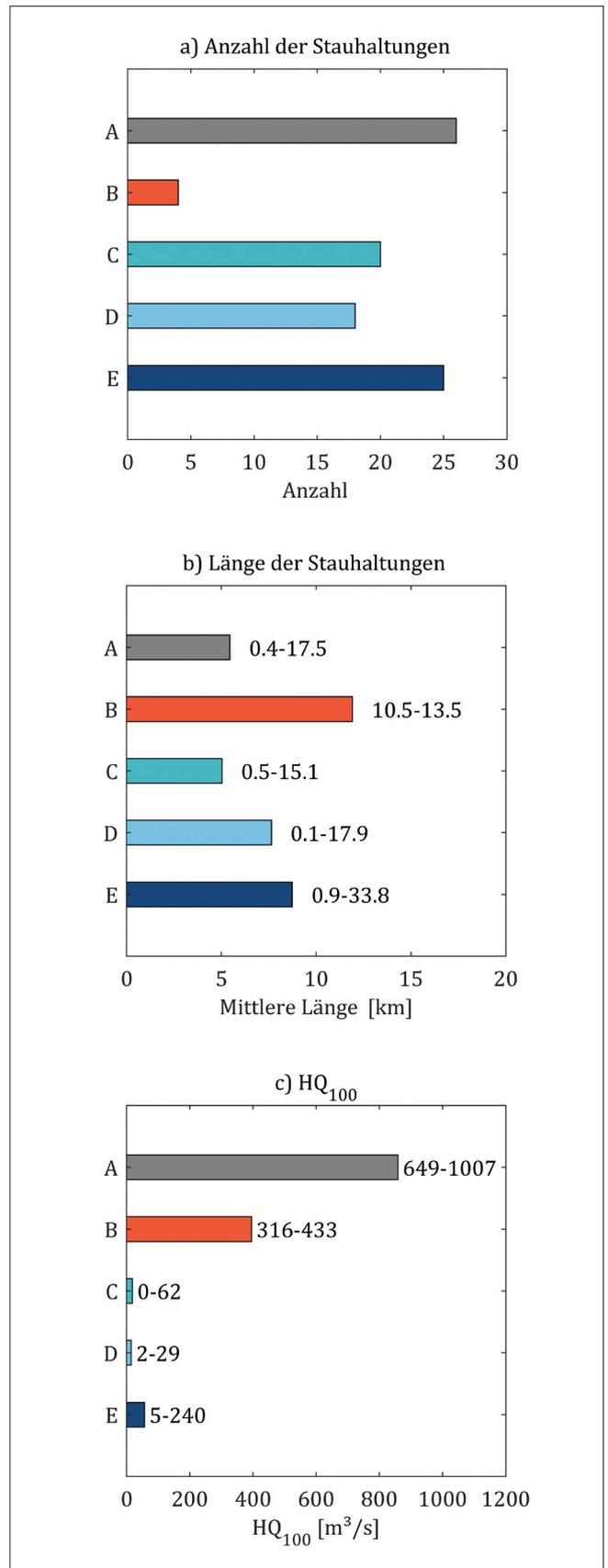


Bild 5: Kenndaten der Stauhaltungen je regionaler Gruppe: a) Anzahl der Stauhaltungen; b) Länge der Stauhaltungen und c) 100-jährliches Hochwasser HQ_{100}

4.3 Wasserstandsvariabilität einer Stauhaltung

Die Wasserstände in einer Stauhaltung weisen eine zeitliche und räumliche Variabilität auf, die maßgeblich durch die Zuflüsse, die Topographie, die Rauheit und die Betriebsweise der Wehranlage am unteren Ende bestimmt wird. Die Stauwurzel bezeichnet dabei den Querschnitt einer Stauhaltung, bis zu dem sich der Aufstau durch die Wehranlage auswirkt. Häufig reicht die Stauwurzel bis zur oberstrom liegenden Wehranlage, sodass der Wehrbetrieb noch Einfluss auf die Variabilität der Wasserstände am Beginn der Stauhaltung hat. Im anderen Fall bestimmen ausschließlich die Topographie und die Rauheit des Gewässers die Wasserstände.

Wenn die Variabilität der Wasserstände in einer Stauhaltung klein ist, dann sind auch die Einflussmöglichkeiten mit dem vorhandenen Wehr bei Hochwasser gering und der Ersatz durch ein festes Wehr am ehesten möglich. Für die folgende Betrachtung wird die Wasserstandsvariabilität Δh als Differenz zwischen dem Stauziel (hydrostatischer Stau) und dem Wasserstand am Beginn einer Stauhaltung, der sich bei HQ_{100} einstellt, definiert (Bild 6).

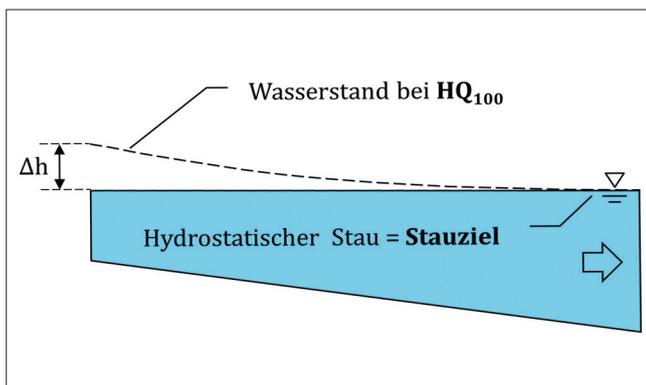


Bild 6: Definition der Wasserstandsvariabilität Δh in einer Stauhaltung

Zur Bestimmung von Δh wurde eine Wasserspiegelinienberechnung mit einer gewöhnlichen Differentialgleichung erster Ordnung nach dem in Jirka und Lang (2009) beschriebenen Iterationsverfahren durchgeführt. Die Stauhaltungen wurden mit den oben beschriebenen Kenndaten als Trapezgerinne idealisiert und der Reibungsansatz nach Gauckler-Manning-Strickler verwendet ($k_{st} = 35 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$). Die so berechneten Wasserspie-

gellagen wurden anhand der Ergebnisse von 1D-HN-Berechnungen von STAUVIS für die Mosel (Bundesanstalt für Gewässerkunde 2004) und von FLYS für die Lahn (Grätz et al. 2015) überprüft. Hier zeigte sich, dass die Variabilität Δh tendenziell unterschätzt wird. Das kann u. a. dadurch erklärt werden, dass als untere Randbedingung das Stauziel angenommen wurde, weil die Oberwasserstände an den Wehranlagen meist nicht bekannt waren. Insgesamt waren die Abweichungen aber gering und die Übereinstimmung ausreichend genug für das Ziel einer Clusterbildung.

Das Ergebnis dieser Berechnungen ist in Bild 7 dargestellt. Dabei ist zu erkennen, dass mit zunehmendem Verhältnis von Stauhaltungsvolumen bei Stauziel V_{sz} zu HQ_{100} die Variabilität der Wasserstände abnimmt.

Durch eine Normierung über die Stauhaltungslänge L kann eine Funktion angepasst werden, die in Gleichung (1) angegeben ist (Bestimmtheitsmaß $R^2 = 0,92$). Mit Kenntnis des Stauhaltungsvolumens V_{sz} , der Stauhaltungslänge L und dem HQ_{100} kann so die Wasserstandsvariabilität Δh einer Stauhaltung grob abgeschätzt werden.

$$\frac{\Delta h}{L} = \frac{a}{\left(\frac{V_{sz}}{HQ_{100}} + b \right) \cdot c} \tag{1}$$

Mit den Koeffizienten $a = 1$; $b = 12$ und $c = 1,5$.

Die Analyse zeigt, dass 45 Stauhaltungen eine Variabilität Δh von weniger als 1,0 m aufweisen und bei fast 30 Stauanlagen die Variabilität Δh sogar unter 0,5 m liegt. Die Stauhaltungen sind dadurch gekennzeichnet, dass sie ein geringes Wasserspiegellagengefälle haben und das Volumen im Verhältnis zum maximalen Abfluss groß ist. Hier ist das Potenzial für den Ersatz beweglicher durch feste Wehre gegeben, da am ehesten ein Kompromiss zwischen einem weitestgehend unveränderten Stauziel und der Hochwasserneutralität zu erzielen ist. An Lahn und Aller erscheint es hingegen schwierig, gleichzeitig beide Anforderungen zu berücksichtigen. Für die identifizierten Wehranlagen bedarf es im Hinblick auf die Umsetzbarkeit detaillierter hydraulischer Untersuchungen.

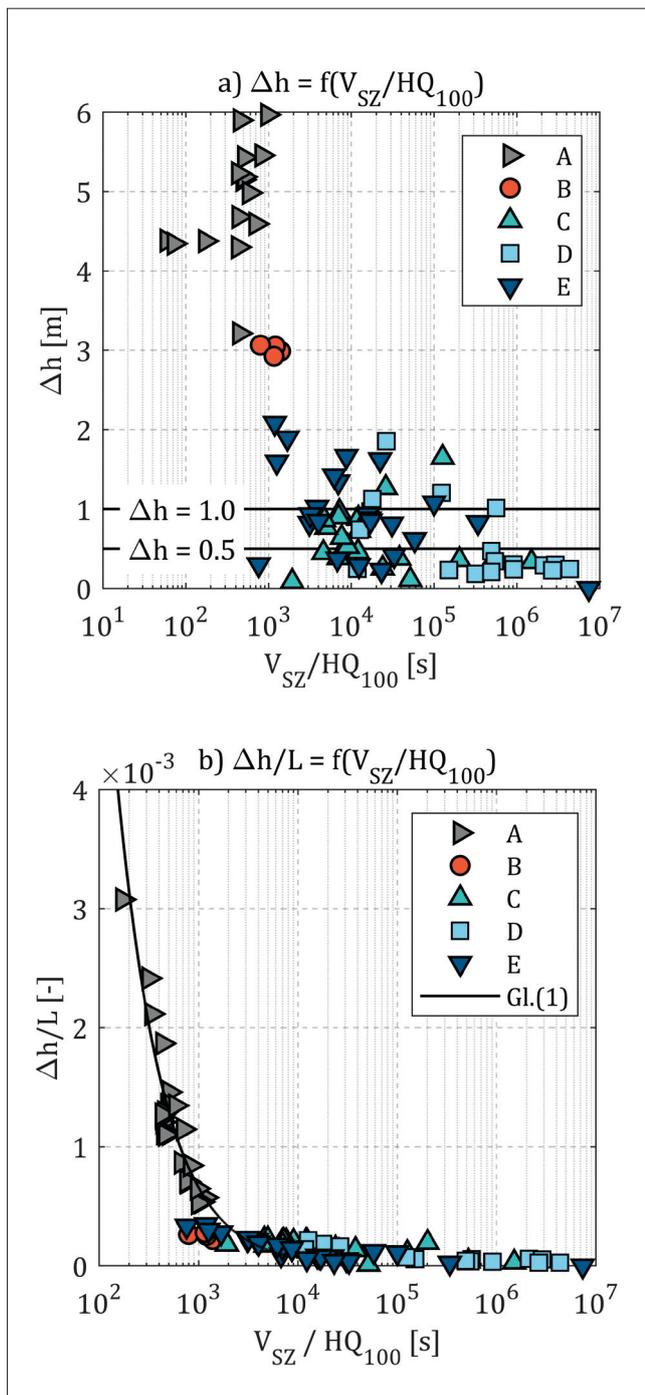


Bild 7: a) Wasserstandsvariabilität Δh in Abhängigkeit vom Verhältnis von Stauhaltungsvolumen bei Stauziel V_{SZ} zu HQ_{100} ; b) Verhältnis von Wasserstandsvariabilität Δh zu Stauhaltungslänge L in Abhängigkeit vom Verhältnis von Stauhaltungsvolumen bei Stauziel V_{SZ} zu HQ_{100}

5 Musterlösungen

5.1 Streichwehre

An den Binnenwasserstraßen des Bundes gibt es bereits eine nennenswerte Anzahl von Streichwehren, insbesondere an Lahn, Fulda, Werra und Saale, aber auch in Würzburg am Main. Dort befindet sich neben einem Klappenwehr auch ein 210 m langes und nahezu parallel zur Fließrichtung angeordnetes Streichwehr. Die BAW hat rund 50 Streichwehre in der WSV hinsichtlich Querschnitt, Lage und Aufbau analysiert. Die Ergebnisse dieser Bestandsaufnahme sind im BAWiki (2017) und in wesentlichen Teilen auch im Beitrag von Gebhardt und Pfrommer „Gestaltungskriterien und hydraulische Bemessungsgrundlagen für Streichwehre“ (in diesem Heft) zusammengefasst.

5.2 Gefaltete Wehre

Im Gegensatz zu Streichwehren gibt es in Deutschland noch keine Ausführungsbeispiele für Labyrinth- oder Piano-Key-Wehre. Daher werden im Folgenden vier exemplarische Beispiele erläutert, die sich an typischen Standorten an Binnenwasserstraßen orientieren. Diese Musterlösungen ersetzen keine Planung, sondern sollen dem planenden Ingenieur eine Vorstellung davon geben, wie die Umsetzung eines gefalteten Wehres aussehen könnte und welche Besonderheiten ggf. in einer Planung zu berücksichtigen sind. Diese Beispiele sollen auch Anregung und Hilfe sein, um das Einsatzz Potenzial von Labyrinth- oder Piano-Key-Wehren an einem Standort besser einschätzen zu können. Am Beispiel der Ilmenau werden die Überlegungen zum Ersatz beweglicher Wehre unter Berücksichtigung der Stauzielveränderung, der Hochwasserneutralität und der ökologischen Durchgängigkeit ausführlicher dargestellt (siehe Beitrag von Pfrommer und Gebhardt „Fallstudie am Beispiel der Bundeswasserstraße Ilmenau“ in diesem Heft).



Bild 8: Zweifeldriges Klappenwehr an einer einachsigen Staustufe der Wasserstraßenklasse I

5.3 Beispiel 1: Piano-Key-Wehr als Ersatz für ein Klappenwehr mit Absturz

Das erste Beispiel zeigt eine einachsige Staustufe mit einer für die Wasserstraßenklasse I typischen, etwa 6 m breiten Schleusenkammer und einer zweifeldrigen Wehranlage (Bild 8). Am Standort gibt es kein Wasserkraftwerk und noch keine Fischaufstiegsanlage. Das Wehr (Bild 10, links) hat zwei 6,0 m breite und 2,6 m hohe Fischbauchklappen und regelt damit den Oberwasserstand in einer Lamelle von etwas mehr als 0,4 m zwischen dem unteren (BWU) und dem oberen Betriebswasserstand (BWO). Die Fallhöhe beträgt etwa 2,8 m, wobei auch beim höchsten Unterwasserstand Abflüsse bis HQ_{100} (etwa $55 \text{ m}^3/\text{s}$) rückstaufrei abgeführt werden können.

Aufgrund des Absturzes und der geringen Aufstandsfläche wäre ein Piano-Key-Wehr an diesem Standort von Vorteil, da einerseits die unterwasserseitigen Überhänge (Inlet-Keys) über dem vorhandenen Tosbecken liegen würden und andererseits der Abfallboden der Outlet-Keys an die Neigung des vorhandenen Absturzes anschließen könnte (Bild 10, rechts). Als lichte Weite W stünden insgesamt 13,5 m zur Verfügung (zwei Klappen und ein Wehrpfeiler), sodass sich bei einem Verhältnis von $L/W = 5$ eine Kronenlänge L von etwa 67,5 m realisieren ließe. Damit ergeben sich fünf vollständige Inlet- und vier Outlet-Keys. Die Keys sind jeweils 1,35 m breit und 5,4 m lang. Den Anschluss zu den Wehrwangen bilden zwei halbe Outlet-Keys (Bild 9).

Unter der Annahme, dass die Wehrkrone auf Höhe des unteren Betriebswasserstandes liegt, könnten über das Piano-Key-Wehr etwa $20 \text{ m}^3/\text{s}$ abgeführt werden, ohne dass der obere Betriebswasserstand überschritten wird. Beim HQ_{100} würde sich eine Überfallhöhe von etwa 0,8 m ergeben und ein entsprechender Oberwasserstand, der mit 0,4 m über BWO, aber noch unterhalb der Schleusenplanie liegt. Die Berechnungen für den freien Abfluss basieren dabei auf den Ergebnissen für den PKW Typ A (siehe Beitrag von Belzner „Piano-Key-Wehre“ in diesem Heft). Optimierungspotenzial besteht bei diesem Beispiel einerseits in der Wehrgeometrie (Länge und Breite der Keys) und in der Vergrößerung der lichten Weite, um

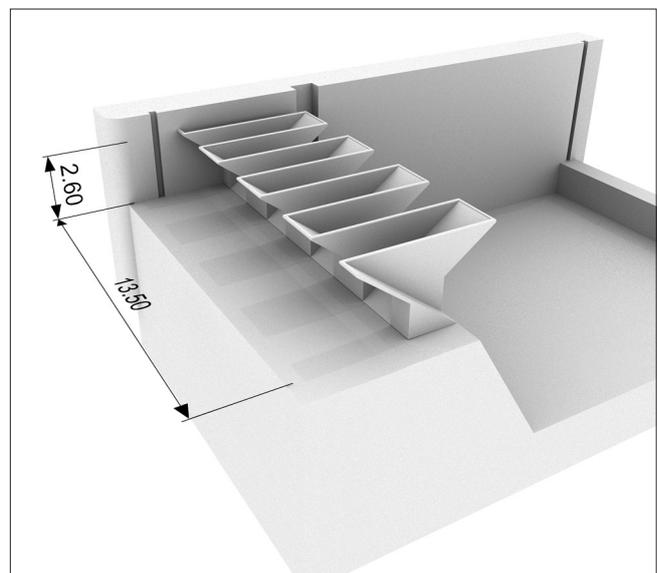


Bild 9: Hauptabmessungen des Piano-Key-Wehres



Bild 10: Piano-Key-Wehr (rechts) als Ersatz für ein Klappenwehr (links)

die Kronenlänge und damit die Leistungsfähigkeit des Wehres zu erhöhen. Andererseits wäre zu klären, ob die Wehrkrone (und damit BWU) nicht abgesenkt werden könnte, da die Anforderungen der Sportschifffahrt geringer sind als die der Güterschifffahrt. Damit verfallen die Wasserstände bei Normalabfluss etwas, jedoch ergeben sich ebenfalls geringere Wasserstände bei Hochwasserabflüssen.

5.4 Beispiel 2: Piano-Key-Wehr als Freiarche

Beim zweiten Beispiel handelt es sich um eine Staustufe an einer künstlichen Wasserstraße, die ursprünglich

aus zwei Schleusenammern bestand (Bild 11). Eine der beiden Kesselschleusen wurde über die Jahre aufgegeben und die Tore im Oberhaupt durch eine 5,0 m breite und 1,2 m hohe Klappe auf einer Jambor-Schwelle ersetzt (Bild 13, links). Da die Kanalstrecke auch eine Vorflutfunktion für Niederschlagswasser hat, müssen über diese sogenannte Freiarche Abflüsse bis etwa $14 \text{ m}^3/\text{s}$ (HQ_{100}) abgeführt werden können. Der Unterschied zwischen BWU und BWO im Oberwasser liegt bei annähernd 0,5 m. Die maximale Fallhöhe beträgt etwa 3,6 m.

Aufgrund des geringen Abflusses und des Absturzes mit dem rückstaufreien Abfluss würde sich auch hier mit geringen baulichen Änderungen ein Piano-Key-Wehr realisieren lassen (Bild 13, rechts). Mit der vorhandenen lich-



Bild 11: Klappenwehr in einer Freiarche an einer künstlichen Wasserstraße

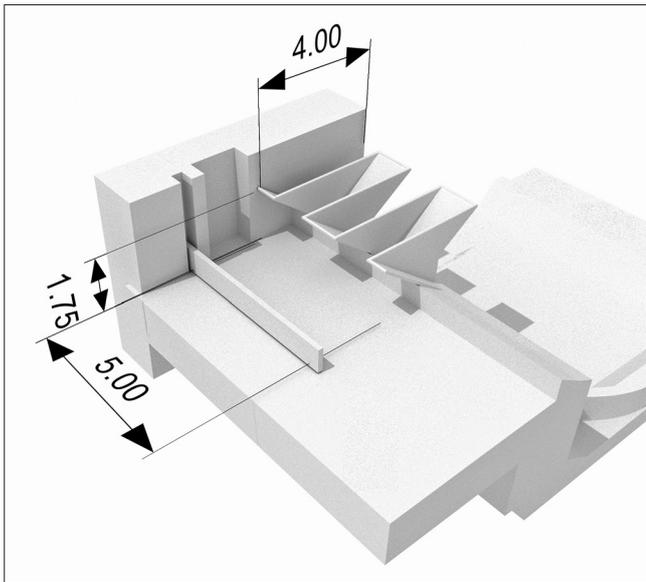


Bild 12: Hauptabmessungen des Piano-Key-Wehres

ten Weite von 5,0 m kann eine Kronenlänge von 25,0 m erzielt werden. Bei einem Verhältnis von $L/W = 5$ ergeben sich damit zwei Inlet-Keys und ein Outlet-Key sowie zwei halbe Outlet-Keys an den Wehrwangen. Die Inlet-Keys sind dabei zum Oberwasser und die Outlet-Keys zum Unterwasser geöffnet. Die Keys sind jeweils 1,25 m breit und 5,0 m lang (Bild 12).

Eine Berechnung für freien Abfluss ergibt, dass sich bei HQ_{100} am Wehr eine Überfallhöhe von etwas mehr als 0,6 m einstellen würde. Die Variabilität der Oberwasserstände liegt damit beim festen Wehr nur wenig über der jetzigen Stauzieltoleranz. Bis zum Erreichen von BWO könnten etwa $10 \text{ m}^3/\text{s}$ abgeführt werden,

was in der Größenordnung eines 10- bis 20-jährlichen Hochwasserereignisses liegt. Dieses Beispiel zeigt, dass ein Piano-Key-Wehr, auch in Anbetracht des vorhandenen Optimierungspotenzials, an diesem und ähnlichen Standorten mit großer Wahrscheinlichkeit eingesetzt werden könnte.

5.5 Beispiel 3: Labyrinth-Wehr als Ersatz für ein kombiniertes Nadel- und Schützenwehr

Beim dritten Beispiel handelt es sich um eine mehrschichtige Staustufe an einer Wasserstraße der Wasserstraßenklasse II (Bild 14). Die Schleuse mit einer nutzbaren Breite von 10 m befindet sich im Durchstich einer Flussschleife, während sich die Wehranlage etwa 200 m nach dem Abzweig des Schleusenkanals im alten Gewässerbett befindet. Es gibt kein Wasserkraftwerk und noch keine Fischaufstiegsanlage.

Das Wehr besteht aus einem etwa 31,0 m breiten Nadelwehr und zwei je 5,0 m breiten Rollenschützen. Die Fallhöhe beträgt maximal 2,5 m und das HQ_{100} etwa $430 \text{ m}^3/\text{s}$ (Bild 16, links). Anlagen- und betriebsbedingt liegt eine vergleichsweise große Variabilität des Oberwasserstandes ($\pm 0,2 \text{ m}$) vor. Bei Hochwasser kann der Oberwasserstand um bis zu 1,2 m über dem Stauziel liegen. Im Vergleich zu anderen Standorten ist hier schon bei kleineren Abflüssen Rückstau einfluss festzustellen, der Fluss ufert aus und der Hochwasserabflussraum erstreckt sich in gro-

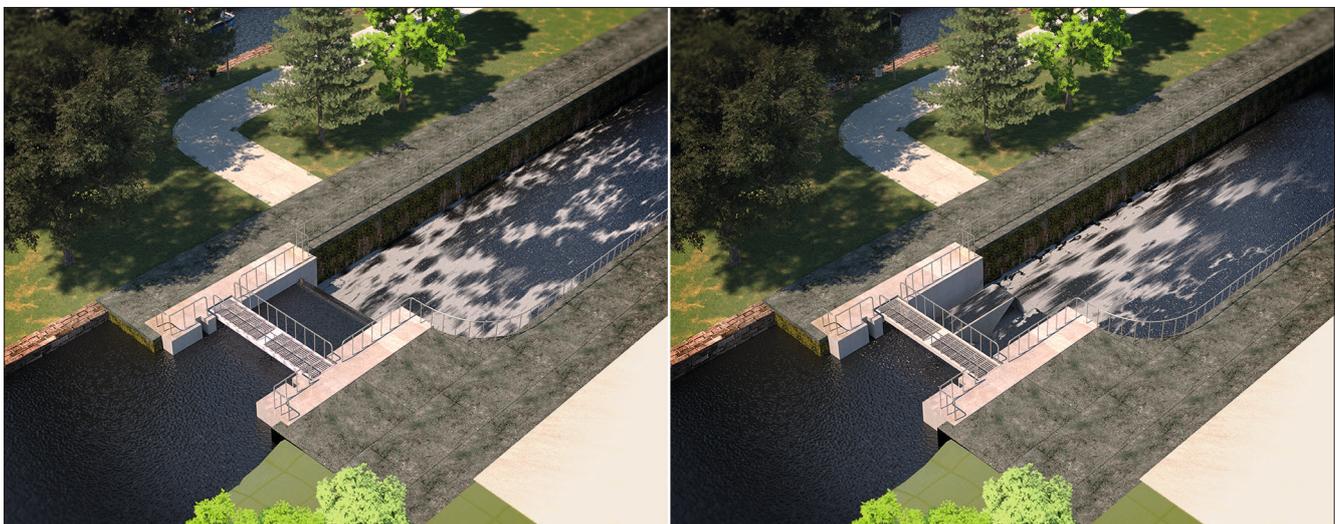


Bild 13: Piano-Key-Wehr (rechts) als Ersatz für ein Klappenwehr (links)



Bild 14: Kombiniertes Nadel- und Schützenwehr an einer mehrachsigen Staustufe an einer Wasserstraße der Wasserstraßenklasse II

ßer Breite über die Vorländer beiderseits der Staustufe, sodass der Oberwasserstand nicht mehr ausschließlich durch das Wehr bestimmt wird. Da der Unterwasserstand schon bei bordvollem Abfluss durch einen unterhalb einmündenden Seitenzufluss beeinflusst wird, gibt es keinen eindeutigen Zusammenhang zwischen Unterwasserstand und Abfluss. Vor diesem Hintergrund ist eine Berechnung komplexer als in den vorherigen beiden Beispielen.

Aufgrund der geometrischen Randbedingungen wäre an diesem Standort ein trapezförmiges Labyrinth-Wehr denkbar, das die vorhandene lichte Weite von etwa 43,0 m zwischen den beiden Wehrwangen ausnutzt (Bild 16, rechts). Damit würde sich beispielsweise eine Kronenlänge von etwa 222 m realisieren lassen ($L/W = 5,1$).

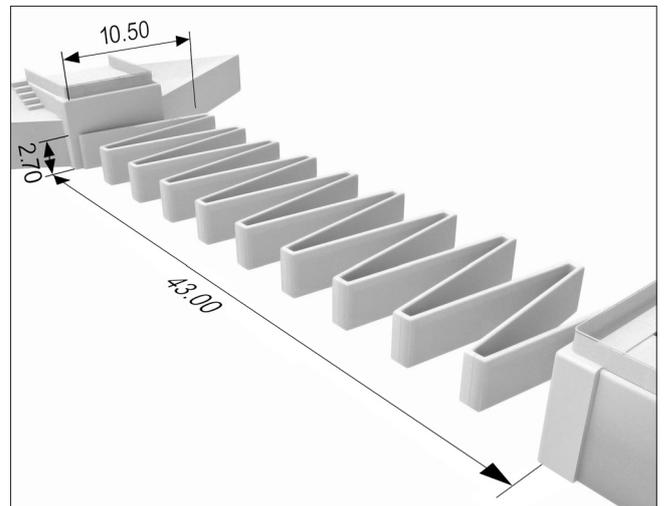


Bild 15: Hauptabmessungen des Labyrinth-Wehres

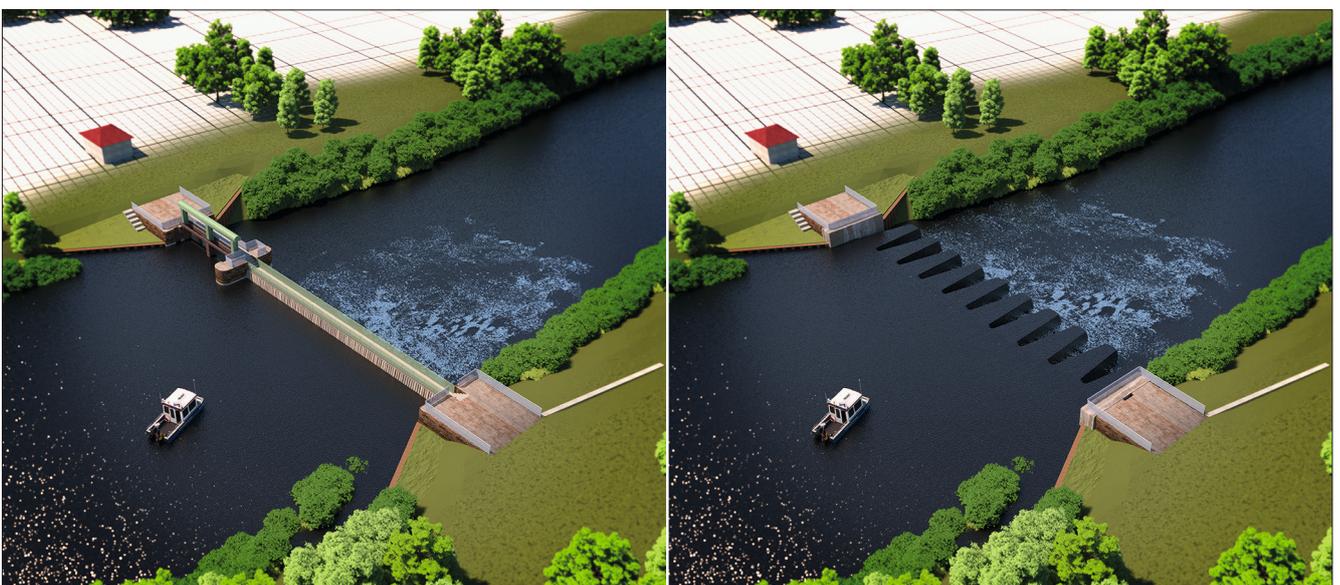


Bild 16: Labyrinth-Wehr (rechts) als Ersatz für ein kombiniertes Nadel- und Schützenwehr (links)

Die Vorgehensweise bei der Bemessung eines Labyrinth-Wehres wird in Crookston (2010) beschrieben. Abflussbeiwerte aus eigenen Untersuchungen sind im Beitrag von Belzner „Labyrinth-Wehre“ (in diesem Heft) zu finden. Gewählt wurden in diesem Fall zehn Inlet-Keys mit einer Wandstärke von 0,3 m. Eine Einheit hat dabei eine Breite von 4,3 m und eine Länge von 10,5 m. Es wurde weiterhin angenommen, dass die Oberkante auf dem jetzigen Stauziel liegt, sodass sich eine Wehrhöhe von etwa 2,7 m ergibt (Bild 15).

Bei der gewählten Geometrie würde sich bei einem Abfluss von $100 \text{ m}^3/\text{s}$, der hier vermutlich noch rückstaufrei abgeführt werden kann, eine Überfallhöhe von etwa 0,5 m einstellen. Wenn es beispielsweise nicht akzeptabel wäre, dass das bestehende Stauziel im selben Maße überschritten wird, müsste die Wehrkrone tiefer gelegt werden, was wiederum eine Absenkung des Stauziels bei kleinen Abflüssen zur Folge hätte. Es ist offensichtlich, dass in diesem Iterationsprozess die wasserwirtschaftlichen Ziele gegeneinander abgewogen werden müssen.

Unabhängig davon ist ein Labyrinth-Wehr an diesem und an vergleichbaren Standorten mit Rückstau einfluss eine Option, insbesondere wenn bei Hochwasser nennenswerte Abflussanteile über das Vorland abgeführt werden und die stützende Wirkung des Wehrs nur bei kleineren Abflüssen zum Tragen kommt.

5.6 Beispiel 4: Labyrinth-Wehr mit Drucksegment als Ersatz für eine zweifeldrige Wehranlage

Im letzten Beispiel wird eine einachsige Staustufe an einer nicht klassifizierten Wasserstraße betrachtet (Bild 17). Die Staustufe besteht aus einer 6,0 m breiten Schleuse, einer Wasserkraftanlage, einem zweifeldrigen Wehr mit Rollschützen und Aufsatzklappen sowie einer Fischaufstiegsanlage (Bild 19, links). Die Höhe der Wehrverschlüsse beträgt rund 4,5 m und die lichte Weite zwischen den beiden Wehrwangen 48,5 m (Verschlüsse und Mittelpfeiler). Die maximale Fallhöhe beträgt etwa 3,8 m. Bei etwa $300 \text{ m}^3/\text{s}$ erreicht der Unterwasserstand das Stauziel und bei einem HQ_{100} von $950 \text{ m}^3/\text{s}$ liegt der Oberwasserstand etwa 3,2 m über dem Stauziel.

Im Folgenden wird ein trapezförmiges Labyrinth-Wehr betrachtet, dessen Breite der vorhandenen lichten Weite von 48,5 m entspricht. Damit würde sich beispielsweise eine Kronenlänge von 242,5 m realisieren lassen ($L/W = 5$). Gewählt wurden in diesem Fall zehn Inlet-Keys mit einer Wandstärke von 0,3 m. Eine Einheit hat dabei eine Breite von rund 4,8 m und eine Länge von 10,6 m (Bild 18). Die Höhe der Wehrkrone wird so gewählt, dass sie auf der Höhe des jetzigen Stauziels liegt ($W = 4,5 \text{ m}$). Darüber hinaus wurden Untervarianten betrachtet, bei denen die Wehrkrone um 0,3 m, 0,5 m und 0,7 m tiefer liegt, sodass sich Wehrhöhen zwischen 4,2 m und 3,8 m ergeben.



Bild 17: Zweifeldrige Wehranlage an einer einachsigen Staustufe einer nicht klassifizierten Wasserstraße

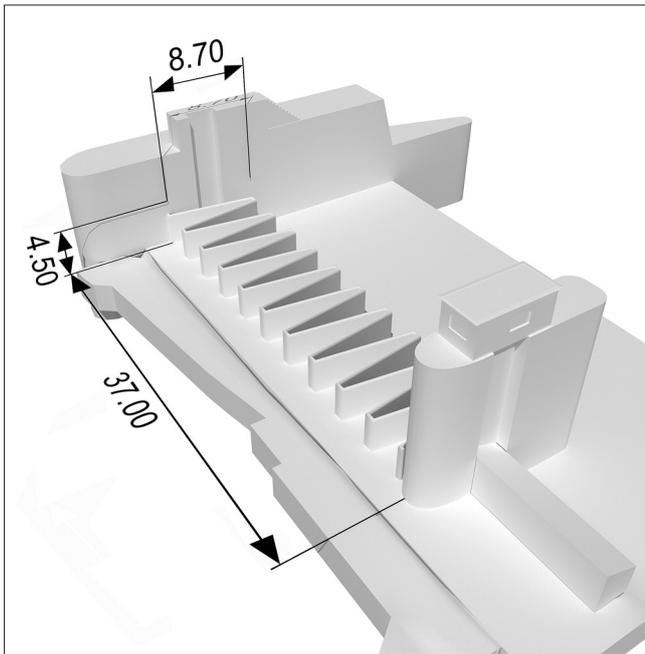


Bild 18: Hauptabmessungen des Labyrinth-Wehres

Beim HQ_{100} ergibt sich gegenüber dem Istzustand ein um bis zu 1,2 m höherer Oberwasserstand. Dieser Aufstau kann mit abnehmender Wehrhöhe aber nicht unter 1,0 m reduziert werden. Damit ist die Hochwasserneutralität des Ersatzneubaus nicht gegeben. Die Betrachtung an diesem Standort macht deutlich, dass der hydraulische

Vorteil eines Labyrinth-Wehres aufgrund des Rückstauinflusses bei Hochwasser nicht mehr gegeben ist. Die effektive Kronenlänge reduziert sich mit steigendem Abfluss und das Wehr wirkt schließlich wie ein breitkroniges Wehr. Dadurch wird es schwer, die konkurrierenden Ziele, Hochwasserneutralität und Einhaltung des Stauziels, in Einklang zu bringen.

Ein Kompromiss könnte eine Kombination aus einem festen und einem beweglichen Wehr sein, wie in Bild 19 (rechts) dargestellt: Ein Labyrinth-Wehr mit einer Breite von 37,0 m und ein 10,0 m breites Drucksegment, die durch einen 1,5 m breiten Wehrpfeiler getrennt sind. Die Kronenlänge beträgt dann 185 m, sodass sich bei Mittelwasser (etwa $44 \text{ m}^3/\text{s}$) theoretisch eine Überfallhöhe von etwa 0,3 m am Wehr einstellen würde. Praktisch würde der Abfluss eher über die Turbinen abgeführt werden. Da das Drucksegment ausschließlich zur Hochwasserabfuhr herangezogen wird, reduzieren sich die Anzahl der Stellbewegungen, der Verschleiß und der Strombedarf an der Wehranlage. Denkbar wäre auch, das Obertor der Schleuse mit einem Drehsegmenttor auszustatten und zur Hochwasserabfuhr mit heranzuziehen. Letztendlich bleibt aber abzuwägen, ob ein bewegliches Wehr mit zwei Feldern, z. B. ein Schlauchwehr, die Anforderungen an diesem Standort nicht besser erfüllt.

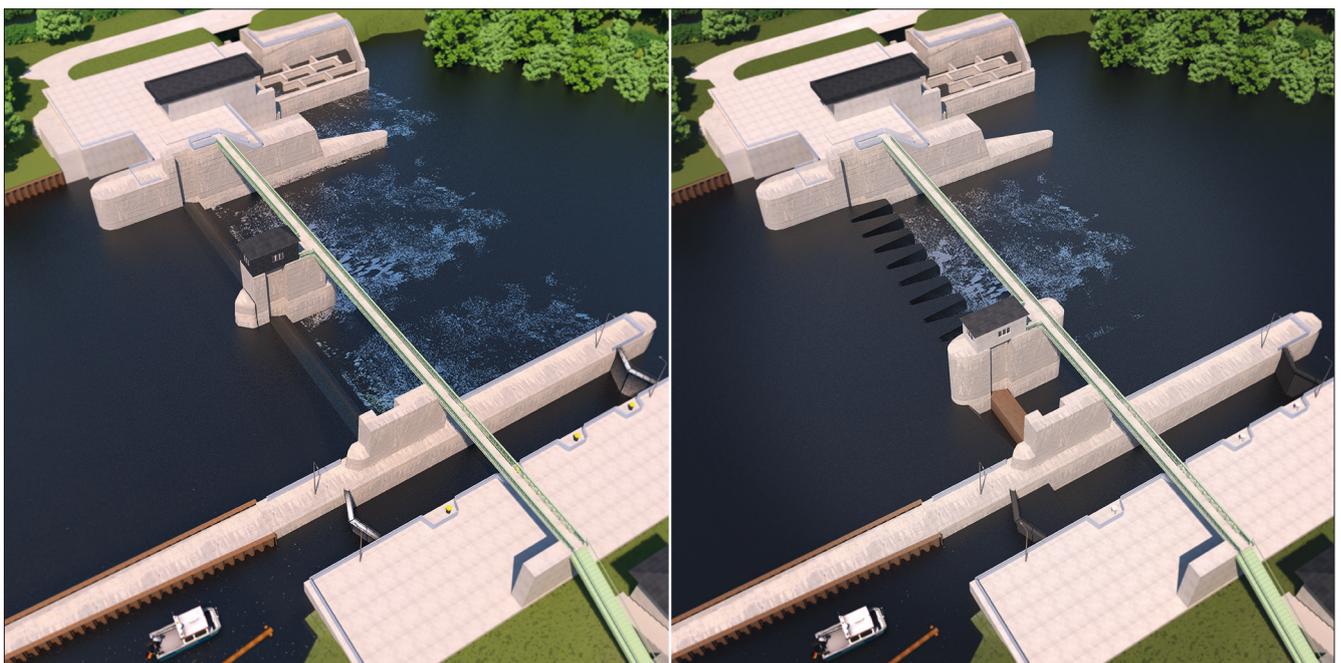


Bild 19: Labyrinth-Wehr (rechts) als Ersatz für eine zweifeldrige Wehranlage (links)

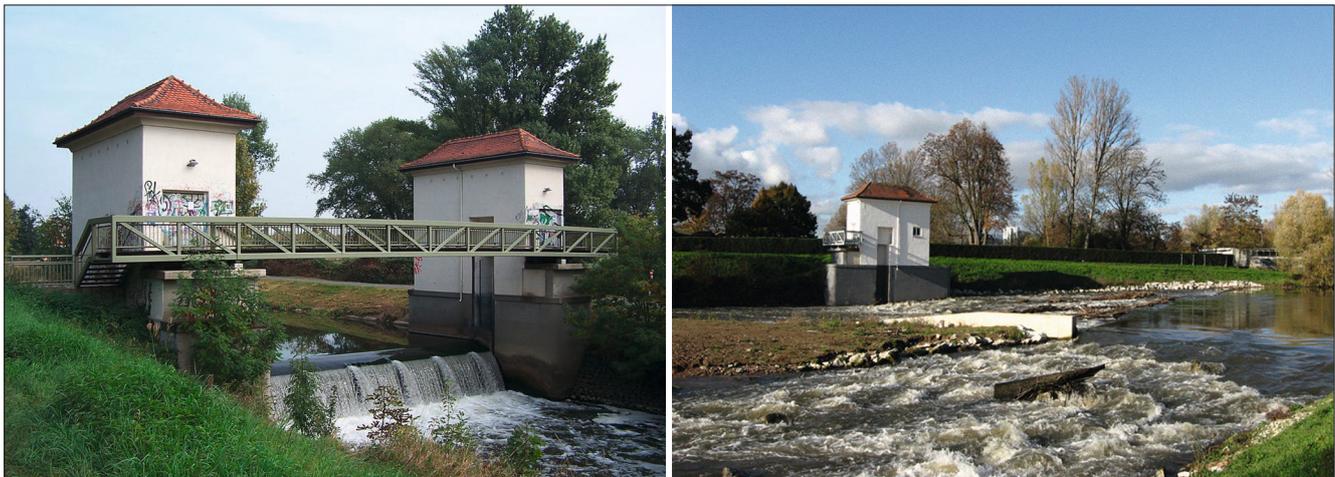


Bild 20: Höchst Wehr an der Nidda: links, vor dem Umbau (Quelle: Wikimedia Commons, CC-BY-SA-Lizenz, Autor: Melkom) und rechts, nach dem Umbau (Quelle: Stadtentwässerung Frankfurt am Main 2019)

6 Projektbeispiele

6.1 Das Höchst Wehr an der Nidda

Die Nidda fließt durch den Norden des Frankfurter Stadtgebietes und mündet im Stadtteil Höchst in den Main. Im vergangenen Jahrhundert wurde die Nidda in zwei Stufen weitgehend hochwassersicher ausgebaut, begradigt und mit sechs beweglichen Wehren ausgestattet. Das erste Wehr mit einer Fallhöhe von etwa 2,3 m wurde 1924/25 von der Stadt Höchst gebaut, um ein Naturschwimmbad in einer Flussschleife betreiben zu können (Bild 20, links). Die anderen Wehre entstanden an ehemaligen Mühlensandorten. Im Jahr 1998 wurde von den Nidda-Anrainern die Konzeption „Naturnahe Nidda“, beschlossen, die u. a. einen Rückbau der Wehre vorsah. Mit der Planung zum Umbau des Höchst Wehres wurde im Jahr 2000 begonnen. Die bestehende Wehranlage sollte durch ein etwa 80 m langes Streichwehr ersetzt werden, dessen Überfallkrone durch eine Spundwand fixiert ist (Bild 20, rechts). Die ökologische Durchgängigkeit sollte durch ein etwa 150 m langes, rund 10 m breites, naturnah gestaltetes Umgehungsgerinne wiederhergestellt werden (Kramer und Popp 2014). Hydraulische Berechnungen zeigten, dass sich die Wasserspiegellagen bei unterschiedlichen Abflüssen nur unwesentlich verändern würden und das Streichwehr sich praktisch hochwasserneutral verhält. Beim $HQ_{100} = 115 \text{ m}^3/\text{s}$ sind die Hochwasserspiegellagen nach dem Umbau lediglich um 2 cm höher. Dabei ist

allerdings zu berücksichtigen, dass im unteren Abschnitt der Nidda nicht die Abflüsse, sondern vielmehr der Rückstau des Mains maßgebend ist (Stadtentwässerung Frankfurt am Main 2019). Die Stadtentwässerung Frankfurt (SEF) plant den Rückbau weiterer Wehre, allerdings erlauben nicht alle Standorte vergleichbare Lösungen aufgrund fehlenden Platzangebots.

6.2 Das Labyrinth-Wehr am Lake Brazos

In der Stadt Waco im US-Bundesstaat Texas befindet sich ein Kulturwehr, das 1970 gebaut wurde, um im aufgestauten Brazos River Freizeitnutzung zu ermöglichen. Ursprünglich erfolgte dies durch eine Kombination aus einem festen und einem beweglichen Wehr mit zwei je 35,66 m breiten Trommelverschlüssen. Im Jahr 1985 wurden diese aufgrund betrieblicher Probleme durch Klappen mit Hydraulikantrieben ersetzt (Vasquez et al. 2009, 2010). Da es weiterhin nicht möglich war, den Wasserstand im Lake Brazos auf einem konstanten Niveau zu halten, beschloss die Stadt Waco, das bewegliche Wehr durch ein etwa 170 m breites Labyrinth-Wehr zu ersetzen. Das Wehr besteht eigentlich aus zwei in Fließrichtung versetzten Labyrinth-Wehren mit unterschiedlichen Höhen von 3,66 m bzw. 6,25 m (Bild 21). Die Laboruntersuchungen von Tullis und Young (2005) zeigten, dass das Labyrinth-Wehr auch bei rückgestautem Abfluss leistungsfähiger ist als die ursprüngliche Wehranlage. Bei $HQ_{10} = 1201 \text{ m}^3/\text{s}$ liegt der Oberwasserstand sogar



Bild 21: Labyrinth-Wehr am Lake Brazos Dam (Quelle: Victor Vasquez, Freese and Nichols Inc.)

um bis zu 0,1 m tiefer als bisher. Das Wehr wurde in zwei Bauabschnitten innerhalb von zwei Jahren fertig gestellt und ging im November 2007 in Betrieb (Vasquez et al. 2009, 2010).

7 Zusammenfassung

Feste Wehre sind im Vergleich zu beweglichen Wehren kostengünstige Konstruktionen mit deutlich reduziertem Unterhaltungs- und Betriebsaufwand. Im Auftrag des BMVI wurde untersucht, an welchen Standorten außerhalb des Kernnetzes potenziell feste Wehre eingesetzt werden könnten. Es zeigte sich, dass an etwa 30 Stauhäl-

tungen entsprechendes Potenzial gegeben ist und es sich lohnen würde, den Ersatz der beweglichen Wehre durch feste Wehre als eine Planungsvariante zu berücksichtigen. Streichwehre oder gefaltete Wehre wie Labyrinth-Wehre und Piano-Key-Wehre sind mögliche Alternativen. Aufgrund ihrer flachen Wehrkennlinie kann der Stau auch bei Niedrig- bis Mittelwasser meist gehalten und gleichzeitig die Hochwasserneutralität gewährleistet werden. Aufgrund des geringeren Bekanntheitsgrades der gefalteten Wehre werden Beispiele gezeigt, wie Lösungen an typischen Standorten aussehen könnten. Außerdem wird über zwei Praxisbeispiele außerhalb der WSV berichtet, bei denen aufgrund der gesunkenen Anforderungen bewegliche Wehre durch feste Wehre ersetzt wurden: In einem Fall durch ein Streichwehr und in einem anderen Fall durch ein Labyrinth-Wehr.

Beim Ersatz beweglicher Wehre durch feste Wehre können die bestehenden Anforderungen an die Stauregelung oft nicht mehr erfüllt werden. Hier muss eine kritische und ergebnisoffene Diskussion stattfinden, ob diese teilweise sehr restriktiven Anforderungen vor dem Hintergrund der heutigen Nutzung kleinerer Wasserstraßen überhaupt noch relevant sind. Wenn im Ergebnis eine größere Variabilität der Wasserstände in Kauf genommen werden kann, sind feste Wehre aus ökonomischen Gesichtspunkten vorteilhaft.

8 Literatur

BAWiki (2017): Gestaltungskriterien und hydraulische Bemessungsgrundlagen für Streichwehre. Hg. v. BAWiki. Online verfügbar unter http://wiki.baw.de/de/index.php/Gestaltungskriterien_und_hydraulische_Bemessungsgrundlagen_f%C3%BCr_Streichwehre.

Belzner, F. (2020): Labyrinth-Wehre. In: Bundesanstalt für Wasserbau (Hg.): BAWMitteilungen Nr. 105. Karlsruhe: BAW, S. 41-56.

Bundesanstalt für Gewässerkunde (2004): STAUVIS. Visualisierung Stauhaltungsdaten. Version 2004.

Creager, W. P. (1917): Engineering for Masonry Dams. First Edition. New York: John Wiley & Sons.

Crookston, B. M. (2010): Labyrinth Weirs. Dissertation. Utah State University, Logan. Civil and Environmental Engineering. Online verfügbar unter <https://digitalcommons.usu.edu/etd/802>, zuletzt geprüft am 21.01.2020.

DIN 19700-13 (2019): Stauanlagen – Teil 13: Staustufen. Deutsches Institut für Normung e. V. Berlin.

DIN 4047-5 (2019): Landwirtschaftlicher Wasserbau; Begriffe; Ausbau und Unterhaltung von Gewässern. DIN Deutsches Institut für Normung e. V. Berlin.

DWA (Hg.) (2009): Naturnahe Sohlengleiten. Unter Mitarbeit von Jochen Aberle. Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall. [Stand:] Januar 2009. Hennef: DWA (DWA-Themen), zuletzt geprüft am 16.09.2019.

DWA (2014): Fischaufstiegsanlagen und fischpassierbare Bauwerke. Gestaltung, Bemessung, Qualitätssicherung; Merkblatt DWA -M. Mai 2014. Hennef: DWA (DWA-Regelwerk, M 509).

Gebhardt, M.; Pfrommer, J. (2020): Gestaltungskriterien und hydraulische Bemessungsgrundlagen für Streichwehre. In: Bundesanstalt für Wasserbau (Hg.): BAWMitteilungen, Nr. 105. Karlsruhe: BAW, S. 99-112.

Grätz, D.; Vollmer, S.; Hatz, M.; Busch, N. (2015): Der Flusshydrologische Fachdienst FLYS der BfG – interdisziplinäres Datenmanagement der Gewässerkunde im Web. In: Technische Universität Dresden (Hg.): Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen. Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer, Bd. 53. Dresden, S. 331–344.

Jirka, G. H.; Lang, C. (2009): Einführung in die Gerinnehydraulik. Karlsruhe: Univ.-Verl. Karlsruhe.

Kramer, H.; Popp, H. (2014): Der naturnahe Umbau des Höchster Wehres im Unterlauf der Nidda. In: KW gewässer-info (60), 726–730.

Lecher, K.; Lühr, H.-P.; Zanke, U. (Hg.) (2015): Taschenbuch der Wasserwirtschaft. Grundlagen, Planungen, Maßnahmen. 9., vollst. überarb. und aktual. Aufl. Wiesbaden: Springer Vieweg.

Pfrommer, J.; Gebhardt, M. (2020): Fallstudie am Beispiel der Bundeswasserstraße Ilmenau. In: Bundesanstalt für Wasserbau (Hg.): BAWMitteilungen Nr. 105. Karlsruhe: BAW, S. 113-126.

Schleiss, A. (2011): Vom Labyrinth- zum Klaviertastenwehr. In: Robert Boes (Hg.): Festkolloquium WHH – Wasserbau, Hydraulik, Hydrologie. Zürich: Eigenverlag der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie ETH Zürich.

Schoklitsch, A. (1962): Handbuch des Wasserbaues. Zweiter Band. Dritte, Unveränderte Auflage. Vienna, s. l.: Springer Vienna. Online verfügbar unter <http://dx.doi.org/10.1007/978-3-7091-8088-4>, zuletzt geprüft am 21.01.2020.

Stadtentwässerung Frankfurt am Main (2019): Der Umbau der Wehre. Meilensteine auf dem Weg zur naturnahen Nidda. Online verfügbar unter <https://news.stadtentwaesserung-frankfurt.de/>, zuletzt geprüft am 13.12.2019.

Strobl, T.; Zunic, F. (2006): Wasserbau. Aktuelle Grundlagen – neue Entwicklungen. 1. Aufl. Berlin: Springer.

Tullis, B.; Young, J. (2005): Lake Brazos Dam model study of the existing spillway structure and a new labyrinth weir spillway structure. Utah Water Research Laboratory. Logan, Utah (Hydraulics. Report, 1575).

Uhlemann, H.-J. (2002): Schleusen und Wehre. Technik und Geschichte. 1. Aufl.

US Army Corps of Engineers (1952): Hydraulic Design Criteria. Volume 1. Waterways Experiment Station, zuletzt geprüft am 16.04.2019.

US Bureau of Reclamation (1987): Design of Small Dams. A Water Resources Technical Publication. Third edition. Washington, D.C.

Vasquez, V. M.; Wolfhope, J. S.; Garrett, R. (2009): An elegant solution: The Lake Brazos Labyrinth Weir. In: Civil Engineering 79 (1), S. 48–55.

Vasquez, V. M.; Wolfhope, J. S.; Garrett, R. (2010): Building a Labyrinth in the Brazos River. Abstract. Hg. v. Freese and Nichols, <https://www.freese.com/sites/default/files/148.pdf>, zuletzt geprüft am 22.01.2020.

Die Entwicklung der gefalteten Wehre mit ausgewählten aktuellen Forschungsergebnissen

Prof. Dr. Michael Pfister, Haute école d'ingénierie et d'architecture de Fribourg (HEIA-FR, HES-SO), Schweiz

Gefaltete Wehre stellen einen eher „neuen“ Typ eines Überfallbauwerks zur Regelung von Abfluss und Wasserpegel dar. Ihre Entwicklung ist daher noch nicht abgeschlossen, sondern befindet sich gegenwärtig wohl in einer „zweiten Phase“. Die „erste Phase“ umfasste die Optimierung der Form unter einem rein hydraulischen Gesichtspunkt, um eine möglichst effiziente Pegel-Abfluss-Kurve zu erzeugen. Der Erfolg der ersten Phase führte dazu, dass gefaltete Wehre in den letzten Jahrzehnten häufig gebaut wurden. Daraus haben sich weitere Fragestellungen ergeben, welche über die reine Kapazitätsbetrachtung hinausgehen und für den langfristigen Betrieb und Unterhalt der Wehre relevant sind. Die zweite Entwicklungsphase beschäftigt sich gegenwärtig mit Fragestellungen zum Umgang mit Geschiebe und Treibgut, dem Unterwassereinfluss und Vibrationen. Der vorliegende Artikel überblickt die Entwicklung beider Phasen und umreißt ausgewählte Forschungsarbeiten zum Thema.

1 Hintergrund

Auch wenn es weder einer technischen Norm noch einem wissenschaftlichen Ansatz entspricht, so kann doch einleitend etwas pragmatisch formuliert werden, dass gefaltete Wehre den Abfluss gewissermaßen überlisten. Auf bewegliche Regelorgane verzichtend, halten sie den Wasserspiegel in einem Gewässer oder einem Speicher ziemlich konstant. Selbst unter variablen Abflüssen liegt der Wasserspiegel auf der Kote der Wehrkrone oder –

verhältnismäßig gesehen – nur geringfügig höher. Diese effiziente Pegel-Abfluss-Beziehung folgt, da der Abfluss auf eine sehr lange Wehrkrone trifft, welche die Kanal- oder Wehrbreite um ein Vielfaches übertrifft. Effektiv stellt sich schon eine klassische, weniger effiziente Pegel-Abfluss-Beziehung bezüglich der abgewinkelten langen Wehrkrone ein. Wird die Beziehung jedoch auf die geringere Kanal- bzw. Wehrbreite normiert, so folgt spezifisch gesehen eine markant höhere Kapazität.

Die hydraulischen Vorzüge von gefalteten Wehren, die sonst oft nur mittels Regelorganen, wie Klappen oder Schützen, erreicht werden können, werden im Wasserbau schon seit mehreren Jahrzehnten genutzt. Crookston et al. (2019) haben die weltweite Anzahl gebauter gefalteter Wehre seit ungefähr dem Jahr 1900 zusammengetragen (Bild 1). Sie unterscheiden dabei zwischen dem traditionellen Labyrinth-Wehr und dem neueren Klavierkastenwehr (Piano-Key-Wehr, PKW). Aus Bild 1 ist abzuleiten, dass gegenwärtig ungefähr 135 gefaltete Wehre in Betrieb sind.

Historisch gesehen sind Labyrinth-Wehre älter. Sie sind vielfach gebaut und haben sich bewährt, insbesondere aufgrund ihrer einfachen Bauweise (bestehend aus einer Grundplatte und vertikalen Wänden) und ihrer hydraulischen Effizienz hauptsächlich unter geringen Pegeln. Limitierend wirkt die Größe der Grundplatte mit ihrem beachtlichen Betonvolumen, die eine Anwendung auf schmalen Fundamenten verunmöglicht.

Das PKW stellt eine Weiterentwicklung des Labyrinth-Wehrs dar. Unter Beibehaltung der hydraulischen

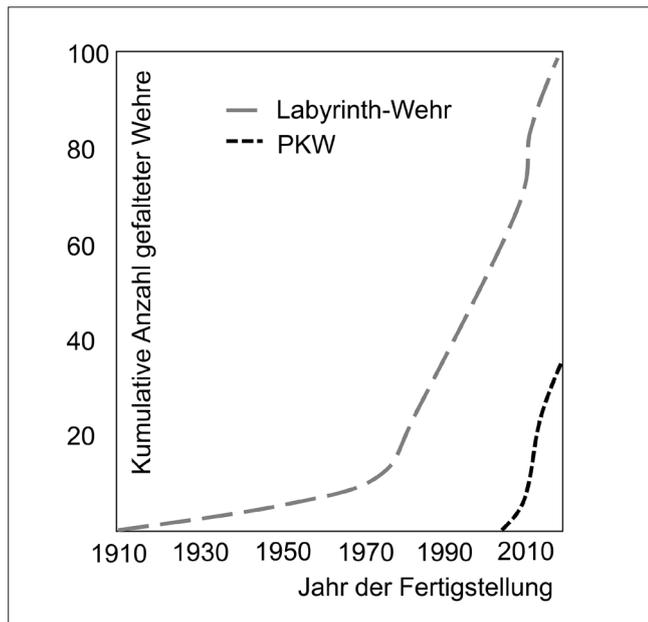


Bild 1: Kumulative Anzahl gebauter gefalteter Wehre weltweit (Crookston et al. 2019)

Leistungsfähigkeit wurden die konstruktiven Einschränkungen reduziert. Konkret wird die große Grundplatte durch ein vergleichsweise schmales Fundament ersetzt, was zu überhängenden „Tasten“ führt. Die gefaltete Wehrkrone weist zudem aus konstruktiven Gründen einen rechteckigen Grundriss auf, anstelle des dreieckigen Verlaufs bei Labyrinth-Wehren. Bild 2 zeigt ein gebautes Labyrinth-Wehr und zwei PKW, eines auf einer Staumauer aufgesetzt und eines als Flusswehr.

Literatur zu Labyrinth-Wehren und zu PKW ist in den Tagungsbänden „Labyrinth and Piano Key Weirs“ zu den Konferenzen der Jahre 2011, 2013 und 2017 enthalten (Ercicum et al. 2011, 2013, 2017). Darin werden Resultate aus der Forschung wiedergegeben und erste Praxiserfahrungen zusammengestellt.

2 Labyrinth-Wehr

Murphy (1909) scheint einer der ersten Ingenieure zu sein, der die Vorteile von gefalteten Wehren unterstreicht. Er beschreibt ein Labyrinth-Wehr im Keno Kanal (Klamath Falls OR, USA) mit einer effektiven Kronenlänge von mehr als dem Dreifachen verglichen mit jener eines linearen Wehres. In Anbetracht des begrenzten Raums

im Zulaufabschnitt wurde ein Labyrinth-Wehr mit sieben Zyklen angeordnet. Diese waren je 3 m lang und 1,5 m breit, was zu einer abgewickelten Gesamtkronenlänge von 60 m im 18 m breiten Kanal führte. Die Zyklen verjüngten sich in Fließrichtung, um einen gleichmäßigen Abfluss entlang der gesamten Zyklen zu erzeugen. Modellversuche zeigten, dass die Pegel-Abfluss-Beziehung ähnlich jener des linearen Wehres mit gleicher abgewickelter Länge war.

Eine frühe systematische Studie zur hydraulischen Leistungsfähigkeit von Labyrinth-Wehren wurde von Gentilini (1941) am Politecnico di Milano durchgeführt. In seinem Artikel werden zunächst mehrere Labyrinth-Wehrformen erklärt und die notwendigen geometrischen Größen definiert. Dann wurden Modellversuche durchgeführt, welche die vorgestellten Wehrformen abdeckten und alle auf einem scharfkantigen Überfall basieren. Gentilini stellte fest, dass die Pegel-Abfluss-Beziehung unabhängig von der Anzahl der getesteten Zyklen war. Ferner wurde beobachtet, dass der Abfluss vom Pegel des Oberwassers und vom Öffnungswinkel (im Grundriss) der Zyklen abhing. Basierend auf einer systematischen Variation der Parameter und der graphischen Darstellung von deren Einfluss gibt Gentilini schließlich konkrete Hinweise auf die Pegel-Abfluss-Beziehung von Labyrinth-Wehren für ein großes Spektrum an Geometrien und für eher geringe Abflüsse.

Hay und Taylor (1970) dokumentieren, dass die Pegel-Abfluss-Beziehung (1.) vom Verhältnis Pegel zu Wehrhöhe, (2.) von der Breite eines Zyklus relativ zur Wehrhöhe, (3.) von der Länge eines Zyklus relativ zur Wehrhöhe und (4.) vom Öffnungswinkel im Grundriss abhängig ist. Alle getesteten Modell-Labyrinth-Wehre bestanden aus Plexiglasplatten mit einer scharfkantigen Überfallkrone.

Eine nennenswerte Untersuchung zu Labyrinth-Wehren, welche von den Autoren als „polygonales Wehr“ bezeichnet wird, wurde von Indlekofer und Rouvé (1975) durchgeführt. Dabei wurden im Grundriss gerade und gekrümmte Labyrinth-Wehre betrachtet. Die Abflusskapazität wurde mit der Arbeit von Rehbock (1929) abgestimmt. Aufgrund der Laborbeobachtungen wurden verschiedene Überlaufzonen definiert, die den Abfluss beeinflussten. Ein rechnerischer Ansatz wurde vorgestellt, der die abgewickelte Kronenlänge und „Störungskoeffizienten“ berücksichtigte, was zu



Bild 2: Foto (a) eines Labyrinth-Wehrs als Hochwasserentlastungsanlage am Lake Townsend (Quelle: Brian Crookston, Utah State University), (b) des PKW als Hilfs-Hochwasserentlastungsanlage auf der Staumauer in Charmines, Frankreich, und (c) des Van Phong PKW als Flusswehr, Vietnam

einer komplexen verallgemeinerten Rehbock-Abflussgleichung führte.

Cassidy et al. (1985) beschreiben die Hochwasserentlastungsanlage des Boardman Damms im Norden von Oregon, USA. Um einem Dambruch bei einem Extremhochwasser entgegenzuwirken, wurde ein Labyrinthwehr geplant. Eine abgewinkelte Kronenlänge von 110 m wurde im 36,6 m breiten Zulaufkanal vorgesehen, bestehend aus zwei Zyklen mit einem Öffnungswinkel von 39°. Um die Pegel-Abfluss-Beziehung zu verbessern, wurde als Krone ein Zylinderüberfall mit einem Durchmesser von 0,46 m gewählt. Die Wehrhöhe variierte von 2,8 m bis 4,3 m. Basierend auf den Vorhersagen von Hay und Taylor (1970) folgte eine Abfluss-Kapazitätserhöhung (verglichen zum linearen Wehr) um einen Faktor von knapp 3, was sich in den Modellversuchen bestätigte.

Tullis et al. (1995) haben aufgrund ausgedehnter Modellversuche einen Überfall-Koeffizienten für Labyrinthwehre definiert, welcher in die klassische Überfallgleichung nach Poleni eingesetzt werden kann. Sämtliche Einflüsse der Wehrgeometrie wurden in den Koeffizienten integriert. Es gilt allerdings die Definition des Pegels zu beachten, welche nicht dem Standard entspricht. Die Gültigkeit der Gleichung ist auf einen Pegel beschränkt, der höchstens 70 % der Wehrhöhe entspricht. Damit ist die Gleichung nicht für große Abflüsse aussagekräftig.

Falvey (2003) schließlich fasste in seinem ASCE-Buch zahlreiche Studien und praktische Erfahrungen zu Labyrinthwehren zusammen. Die angesprochenen Aspekte sind vielfältig und umfassen unter anderem die Effizienz der Kronenform, Oszillationen des Wasserstrahls auf der unteren Wehrseite und die Belüftung des eingeschlossenen Luftvolumens, Ansätze zur hydraulischen Bemessung sowie die Durchgängigkeit von Eis und Sediment. Falvey konzentrierte sich somit nicht ausschließlich auf die grundlegenden hydraulischen Fragen zur Kapazität, sondern erweiterte seine Betrachtung um zusätzliche Fragestellungen.

3 Klaviertastenwehr (PKW)

3.1 Entwicklung

Das Piano-Key-Wehr (PKW) ist eine Variation des Labyrinth-Wehrs. Es behält die hydraulischen Vorteile eines Labyrinth-Wehrs, gleichzeitig wird jedoch auf die ausgedehnte Grundplatte verzichtet. Diese wird in Strömungsrichtung auf ein statisch erforderliches Minimum beschränkt. Infolgedessen werden die am weitesten entfernten Teile der gefalteten Wehrkrone zu überhängenden Tasten. Die schmale Foundation erlaubt die Anwendung eines PKW auch auf der Krone von Staumauern, insbesondere als Einlaufbauwerk von Hilfs-Hochwasserentlastungsanlagen. Darüber hinaus verringern sich die Betonvolumina. Zur Vereinfachung des Bauvorgangs wird die Wehrkrone im Grundriss rechteckig erstellt. Das PKW kombiniert ebenfalls repetitive Zyklen, bestehend aus vertikalen Wänden und abwechselnd geneigten Bodenplatten. Diese Anordnung erzeugt einen geringeren Strömungswiderstand in den Tasten. Im Vergleich zu einem Labyrinth-Wehr verfügt die Strömung in Querrichtung über mehr Platz und ist entsprechend der Tasteneigung nach oben gerichtet. Dies erhöht die spezifische Abflusskapazität im Vergleich zu einem Labyrinth-Wehr.

Ein frühes PKW wurde 1938 bei der Beni-Bahdel-Talsperre in Algerien gebaut. In der Literatur wird es zwar meist als Labyrinth-Wehr bezeichnet (Afshar 1988, Lempérière et al. 2011), trotzdem weist es die für PKW typischen überhängenden Tasten auf. Die abgewinkelte Kronenlänge entspricht dem 15-fachen (!) der Kanalbreite, hauptsächlich aufgrund der außergewöhnlich langen Tasten. Es entspricht einem Typ B mit ausschließlich ins Oberwasser überhängenden Tasten. Die spezifische Abflusskapazität beträgt ungefähr 10 m²/s bei einem Pegel von nur 0,5 m. Ein Standardprofil würde für den gleichen Abfluss einen Pegel von 2,8 m erfordern (Lempérière et al. 2011).

Erste Versuche zu PKW, mit Geometrien zwischen Labyrinth-Wehren und PKW, wurden 1998 im LNH-Labor in Chatou, Frankreich, durchgeführt, initiiert von Hydrocoop und Electricité de France (EDF). Der rechteckige Grundriss wurde noch nicht konsequent angewandt, die überhängenden Tasten waren jedoch bereits vorgesehen. Blanc und Lempérière (2001) schlugen im Prinzip

zwei modifizierte Labyrinth-Wehre vor, von denen eines einem PKW ähnelte. Sie stellten fest, dass ein derart angepasstes Labyrinth-Wehr die Abflusskapazität von klassischen Labyrinth-Wehren übertrifft. Danach wurden Testreihen von PKW an der Roorkee University (Indien) und an der Biskra University (Algerien) durchgeführt. Die Ergebnisse wurden von Lempérière und Ouamane (2003) veröffentlicht, wobei insbesondere der Name „PKW“ eingeführt wurde. Die Tests umfassten eine einzelne Geometrie eines PKW des Typs A und B, wie nachstehend definiert. Zu diesem Zeitpunkt wurde im Modell noch keine systematische geometrische Parametervariation durchgeführt. Ein Diagramm mit der Pegel-Abfluss-Beziehung wurde bereitgestellt, in dem die beiden getesteten PKW-Geometrien mit der Effizienz des Standardprofils (Creager, Ogee) verglichen werden. Die Ergebnisse unterstreichen die Bedeutung des Verhältnisses zwischen der abgewinkelten Kronenlänge L und der Kanalbreite W . Die Autoren wiesen auf die effiziente Pegel-Abfluss-Beziehung hin und vermuteten, dass die Baukosten eines PKW niedriger sein dürften als jene des Standardprofils.

Ab 2006 wurden erste PKW-Prototypen von EDF gebaut, um die Abflusskapazität von Hochwasserentlastungsanlagen auf bestehenden Staumauern den veränderten hydrologischen Randbedingungen anzupassen. Meist wurden Standardüberfälle durch PKW ersetzt (Laugier et al. 2013). Frühe PKW wurden auch in Flüssen in Vietnam installiert (Ho Ta Khanh et al. 2011a, b).

3.2 Vorteile

Wie oben erwähnt, stellen PKW eine effiziente Alternative zu Standardüberfällen dar, da sie: (1.) nicht-geregelte Überläufe sind und somit kein Ausfall- bzw. Manipulations-Risiko aufweisen, (2.) die $(n-1)$ -Regel daher nicht anzuwenden ist und die volle Wehrbreite angesetzt werden darf, (3.) eine effiziente Pegel-Abfluss-Kurve aufweisen, wodurch der Pegelanstieg im Oberwasser begrenzt wird, (4.) eher unempfindlich sind für einen Rückstau aus dem Unterwasser, (5.) Schwemmholz verhältnismäßig einfach durchleiten und (6.) Geschiebe bis zu einem gewissen Grad übers PKW getragen werden kann. Der Ersatz eines Standardüberfalls durch ein PKW kann den spezifischen Abfluss erheblich erhöhen und erfordert gleichzeitig nur eine geringfügige Absenkung des Be-

triebspegels des Reservoirs oder eine relativ moderate Erhöhung der Staumauer (z. B. Phillips und Lesleighter 2013, Pinchard et al. 2013).

3.3 Definitionen

Aufgrund der Vielzahl von möglichen Geometrien werden PKW mit den folgenden Typen klassiert:

- Der Typ A hat Tasten, die sowohl ins Oberwasser als auch ins Unterwasser überhängen. Dieser Typ weist die beste hydraulische Leistungsfähigkeit auf.
- Der Typ B hat Tasten, die ausschließlich ins Oberwasser überhängen. Dieser Typ weist eine gute hydraulische Leistungsfähigkeit auf.
- Der Typ C hat Tasten, die ausschließlich ins Unterwasser überhängen. Die hydraulische Leistungsfähigkeit ist beschränkt, jedoch können sich bei ansteigendem Wasserspiegel keine Objekte oberwasserseitig verklemmen.
- Der Typ D verfügt über keine überhängenden Tasten und ähnelt daher dem Labyrinth-Wehr. Die Wehrkronen ist im Grundriss jedoch rechteckig angeordnet und die Tasten verfügen über eine geneigte Sohle.

Die Überfallkronen wird meist als zylindrischer oder breitkroniger Überfall ausgelegt. Ersterer ist hydraulisch etwas leistungsfähiger, der zweite ist einfacher zu bauen.

Die komplexe Geometrie der PKW, zunehmende Forschungsaktivitäten und Anwendungen haben eine einheitliche Nomenklatur erfordert (Pralong et al. 2011, Bild 3). Dabei wurde B als Wehrlänge in Strömungsrichtung definiert, P als vertikale Wehrhöhe, T_s als Wanddicke, und R als Höhe von eventuell vorgesehenen vertikalen Aufsätzen. Allgemein wird der Index i auf die Einlauftaste bezogen (die unter Vollfüllung mit Wasser gefüllte Taste), und der Index o auf die Auslauftaste (die unter Vollfüllung trockene Taste).

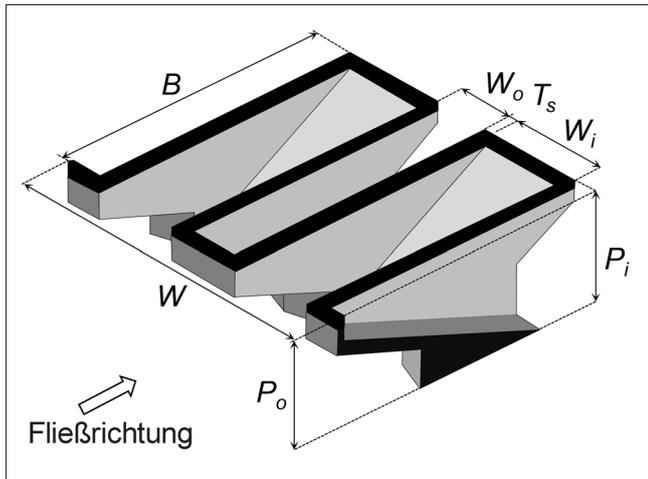


Bild 3: Nomenklatur, hier an einem PKW des Typs A gezeigt (Pfister und Schleiss 2013)

3.4 Pegel-Abfluss-Beziehung

Die Pegel-Abfluss-Beziehung stellt die wichtigste hydraulische Leistungsgröße eines Wehrs dar. Sie umfasst den Pegel zwischen der Wehrkrone und dem maximal zulässigen Reservoirpegel und hängt hauptsächlich vom Wehrtyp und der Kronenlänge ab. Für PKW sind in der Literatur aktuell drei Ansätze gegeben, namentlich jene von Kabiri-Samani und Javaheri (2012), Leite Ribeiro et al. (2012) sowie Machiels et al. (2014, 2015). Alle Ansätze sind aus physikalischen Modellversuchen hergeleitet worden, weshalb zwingend ihre Anwendungsgrenzen einzuhalten sind. Insbesondere ersterer umfasst relativ enge Anwendungsgrenzen, wie Tabelle 1 zeigt.

Es wird hier einzig und kurz auf die von Leite Ribeiro et al. (2012) vorgeschlagene Beziehung eingegangen, da diese breite Anwendungsgrenzen aufweist, teilweise auch den Datensatz von Machiels et al. (2014, 2015) umfasst

und einfach anwendbar ist. In einem 3,0 m langen und 0,5 m breiten Kanal wurden systematische Modellversuche durchgeführt. In insgesamt 380 Versuchen wurden 49 verschiedene PKW-Geometrien des Typs A berücksichtigt, die ausschließlich einen vollkommenen Überlauf aufwiesen. Die Pegel-Abfluss-Beziehung bezieht den PKW-Abfluss Q_{PKW} auf den Referenzabfluss eines linearen und scharfkantigen Wehrs Q_s als

$$r = \frac{Q_{PKW}}{Q_s} = \frac{Q_{PKW}}{0,42 W \sqrt{2g H^3}} \tag{1}$$

Das Verhältnis r ist insbesondere eine Funktion der abgewinkelten Kronenlänge L , der Kanalbreite W , der vertikalen Wehrhöhe P_i und des Pegels H . Einige geometrische sekundäre Parameter beeinflussen die Abflusskapazität nur geringfügig, namentlich das Verhältnis von Einlauf- und Auslauftastenbreite W_i/W_o , das Verhältnis von Einlauf- und Auslauftastenhöhe P_i/P_o , die relative Überhanglänge $(B_i+B_o)/B$ und die relative Aufsatzhöhe R_o/P_o . Deren Auswirkungen wurden mit Korrekturfaktoren ausgedrückt, nämlich w, p, b und a . Dann kann das Verhältnis r wie folgt bestimmt werden:

$$r = 1 + 0,24 \left(\frac{(L-W)P_i}{WH} \right)^{0,9} \cdot (wpba) \tag{2}$$

Die Faktoren der sekundären Parameter bewegen sich im Spektrum von 0,92 und 1,20 und sind folgendermaßen definiert:

$$w = \left(\frac{W_i}{W_o} \right)^{0,05} \tag{3}$$

	L/W	H/P	W_i/W_o	B/P	$B_i/B, B_o/B$	Krone
Kabiri-Samani und Javaheri (2012)	2,5 - 7,0	0,1 - 0,6	0,3 - 1,2	1,0 - 2,5	0,0 - 0,3	scharfkantig
Leite Ribeiro et al. (2012)	3,0 - 7,0	0,1 - 2,8	0,5 - 2,0	1,5 - 4,6	0,2 - 0,4	zylindrisch
Machiels et al. (2014, 2015)	4,2 - 5,0	0,1 - 5,0	0,5 - 2,0	1,0 - 6,0	ca. 0,3	breitkronig

Tabelle 1: Anwendungsgrenzen der Pegel-Abfluss-Beziehung aus der aktuellen Literatur

$$p = \left(\frac{P_o}{P_i} \right)^{0,25} \quad (4)$$

$$b = \left(0,3 + \frac{B_o + B_i}{B} \right)^{-0,50} \quad (5)$$

$$a = 1 + \left(\frac{R_o}{P_o} \right)^2 \quad (6)$$

Eine Beispielrechnung für einen virtuellen Prototyp wurde von Pfister und Schleiss (2013) vorgestellt, wobei die Pegel-Abfluss-Beziehung eines PKW für alle drei in der Tabelle 1 genannten Ansätze berechnet und der Beziehung des Standardprofils gegenübergestellt wurde. Die drei Ansätze liefern – im Rahmen ihrer Anwendungsgrenzen – vergleichbare Werte (Bild 4).

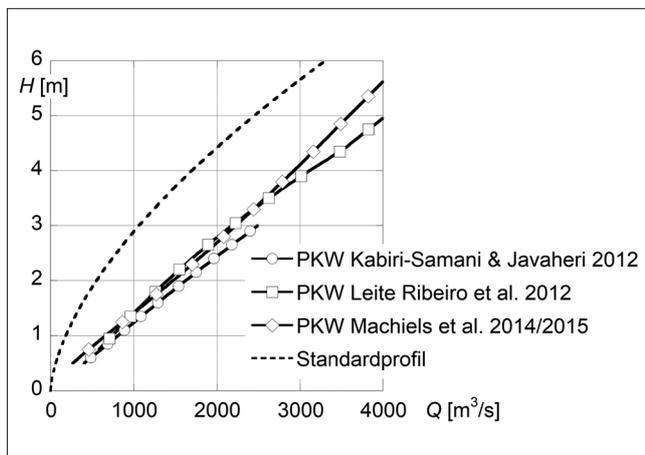


Bild 4: Beispiel einer PKW Pegel-Abfluss-Beziehung für die Ansätze aus Tabelle 1 und zusätzlich fürs Standardprofil als Vergleich (Pfister und Schleiss 2013)

Ein vollkommener Überfall schließt einen begrenzten Einfluss des Unterwassers aus und ist in der Regel sichergestellt, wenn der Unterwasserpegel die Wehrkrone nicht überschreitet. Dabing und Tullis (2012) führten Modellversuche mit PKW des Typs A durch und kamen zu dem Schluss, dass vollkommener Überfall auftritt, sofern der Unterwasserpegel geringer ist als 48% des Oberwasserpegels H . Belaabed und Ouamane (2013) geben sogar 80% an. Die zitierten Studien legen nahe, dass der limitierende Einfluss des Unterwasserpegels erst für vergleichsweise hohe Unterwasserspiegel (sogar oberhalb der Wehrkrone) auftritt. Dies stellt einen wei-

teren hydraulischen Vorteil von PKW gegenüber anderen Wehrtypen dar.

Die Pegel-Abfluss-Beziehung aus den Gleichungen 1 und 2 erlaubt eine hydraulische Optimierung der PKW-Geometrie. Zur Festlegung der Geometrie eines PKW sind zwei Fälle zu unterscheiden (Machiels 2012, Laugier et al. 2013, Machiels et al. 2014):

- Das PKW wird auf eine bestehende Staumauer implementiert und soll daher eine möglichst geringe Höhe P_i aufweisen. Dies reduziert die Abbrucharbeiten an der Staumauer und begrenzt die temporäre Absenkung des Reservoirs. PKW des Typs A mit geringen Werten $P_i/W_u \approx 0,5$ sind vorteilhaft mit W_u als individueller Breite einer Taste zu $W_u = W_i + W_o + 2T_s$. Um die Pegel-Abfluss-Beziehung trotzdem hydraulisch effizient zu gestalten, sollten dann folgende Verhältnisse eingehalten werden: $6 \leq L/W \leq 7$, $B_o/B_i < 2$ und $1,2 \leq W_i/W_o \leq 1,5$.
- Das PKW wird neu erstellt und soll sowohl kostengünstig als auch hydraulisch effizient sein. Ein PKW des Typs A ist zu wählen mit $1 < P_i/W_u \leq 1,3$, $4 \leq L/W \leq 6$, $B_o/B_i = 1$ und $W_i/W_o = 1$. Mit Rücksicht auf die Baukosten wurden die individuellen Tastenbreiten W_i und W_o identisch gewählt, wodurch dieselbe geneigte Schalung zum Einsatz kommt für die Sohle der Ein- sowie der Auslauftaste.

3.5 Bauliche Aspekte

Laugier et al. (2013) listen die Kosten von sechs neu erstellten PKW auf Staumauern in Frankreich auf. Bei allen Projekten reichte die vorhandene Abflusskapazität nicht aus, und eine Hilfs-Hochwasserentlastungsanlage mit einem PKW wurde ergänzt. Die Gesamtkosten der individuellen Projekte beliefen sich auf 400 bis 4.500 T€, von denen sich allerdings nur etwa 230 bis 800 T€ auf das PKW selbst beziehen. Typische Bauzeiten betragen sechs Monate.

Die Auslauftasten erzeugen fallende Wasserstrahlen, welche bei größeren Abflüssen jeweils ein Luftvolumen unterhalb der Tasten umschließen. Diese Luftvolumina beginnen aufgrund des vom Strahl angeregten Luftaustauschs sowie der daraus entstehenden Unterdrücke zu pulsieren. Die damit verbundenen Vibrationen stellen

unter Umständen eine dynamische Belastung des Bauwerks dar und werden verringert, wenn die Luftvolumina passiv belüftet werden. Entsprechende Belüftungskanäle werden entweder direkt ins PKW eingebaut oder auf dessen Betonoberfläche befestigt.

Die Vibrationen der Wasserstrahlen können auch aus der Fluktuation des Strömungsablösungspunkts auf der Wehrkrone stammen. Das Hinzufügen einer Diskontinuität oder von Strömungsteilern auf der Krone fixiert den Ablösepunkt und unterbindet daher diesen Vibrationsmechanismus. Empfindlich sind besonders zylindrische Kronen (Crookston und Tullis 2013).

3.6 Verklausung mit Treibgut

Das Zurückhalten von Treibgut (z. B. Treibholz) an Wehren kann zu einer weniger effizienten Pegel-Abfluss-Beziehung führen, insbesondere zu einer Erhöhung des Pegels für einen bestimmten Abfluss. Wenn das Einzugsgebiet bewaldet ist, sollten die potenziellen Auswirkungen von Treibholz auf die Leistungsfähigkeit eines PKW im Rahmen der hydraulischen Auslegung berücksichtigt werden.

Pfister et al. (2013, 2015) führten Modellversuche zur Verklausung von Treibholz bei PKW mit einem Speichersee vor dem Wehr durch. Sie gaben dem Abfluss vor dem PKW Stamm- und Wurzelholz zu und analysierten die Verklausung sowie deren hydraulischen Eigenschaften.

Als maßgebend, ob ein einzelner Stamm von einem PKW zurückgehalten oder aber darüber geschwemmt wird, wurde der dimensionslose Stammdurchmesser D/H identifiziert. Eine Verklausungswahrscheinlichkeit von 50 % wurde beobachtet, wenn der Stammdurchmesser genau der kritischen Abflusstiefe ($0,67 H$) auf der PKW-Krone entsprach. Für $D \geq H$ wurde eine Verklausungswahrscheinlichkeit von 100 % beobachtet, d. h. ein Stamm blockierte immer, und für $D \leq 0,33 H$ eine Verklausungswahrscheinlichkeit von 0 %, d. h. ein Stamm passierte das PKW. Die Stammlänge erwies sich als nicht signifikant. Individuell ankommende Wurzelstöcke hatten eine höhere Verklausungswahrscheinlichkeit als Stämme. Eine Verklausungswahrscheinlichkeit von 50 % oder weniger wurde für $D \leq 0,20 H$ beobachtet, was darauf hinweist, dass bereits kleine Stämme mit Wurzelstock im Vergleich zu Stämmen ohne Wurzeln blockierten.

Die Modelldaten zeigten einen weniger klaren Trend für Akkumulationstests, d. h. für die Zugabe von Treibholzteppichen, wie sie häufig in situ auftreten. Im Allgemeinen war eine bemerkenswerte Zunahme des Pegels zu erkennen, sofern bedeutende Holzvolumina beim PKW ankamen und kleine Referenzpegel (d. h. geringe Abflüsse) vor dem Verklauen auftraten. Der Referenzpegel H_r entsprach dem Pegel des betrachteten Abflusses ohne Treibholzeffekt, d. h. bevor das Treibholz das PKW erreichte. Der relative Pegelanstieg war nur bei geringen Referenzpegeln groß. Bei größeren Referenzpegeln, wie sie zur PKW-Bemessung verwendet werden, verringerte sich die relative Zunahme des Pegelanstieges, da durch die zunehmende hydraulische Belastung das Treibholz über das PKW gespült wurde. Pfister et al. (2013) schlugen folgenden relativen Pegelanstieg vor, mit V als ankommendem Treibholzvolumen (auf die Holzmasse bezogen) und W als Kanalbreite:

$$\frac{H}{H_r} \cong 1 + \tanh \left(0,007 \frac{V}{H_r^2 W} \right) \quad (7)$$

Hochgerechnet wurden im Modell nur um 0,1 bis 0,2 m höhere Pegel, gemessen mit Treibholz im Vergleich zum Zustand ohne Holz. Venetz (2014, Bild 5) hat die Versuche von Pfister et al. (2013) auf Kanal-Zuflüsse im Oberwasser ausgeweitet. Er zeigt auf, dass sich Treibholz aufgrund der höheren Strömungskräfte zwar tendenziell dichter verklaut, jedoch auch eher übers PKW getragen wird.



Bild 5: Auf einem PKW verklautes Schwemmholz in den Versuchen von Venetz (2014)

3.7 Kolkbildung im Unterwasser

Parallel zu ihrer bisher häufigsten Anwendung als Teil einer Hochwasserentlastungsanlage werden PKW auch vereinzelt in Flüssen mit einem naturgemäß beweglichen Bett installiert (Ho Ta Khanh et al. 2011a). Am unterwasserseitigen Fuß ist die Fundation eines PKW dann unter Umständen einer Kolkbildung ausgesetzt, wenn kein technischer Schutz in Form eines Blocksatzes und/oder eines Tosbeckens bereitgestellt wird.



Bild 6: Kolkloch und Ablagerung im Unterwasser eines PKW in den Versuchen von Jüstrich et al. (2016)

Die Modellversuche von Jüstrich et al. (2016, Bild 6) geben Hinweise auf die Kolkdimensionen in Funktion der PKW-Geometrie, des Abflusses, des Unterwasser-Pegels und der Granulometrie des Flussbetts. Die Abmessungen des Kolks waren ausschließlich eine Funktion der maximalen Kolkentiefe. Im Anschluss ans Kolkloch bildete sich bei ausreichender Speisung aus dem Kolk eine kammartige Sedimentablagerung. Diese wuchs während der Versuche kontinuierlich in die Höhe, bis die Erosionsbedingungen – z. B. nach Hjilström (1935) – erreicht waren, und entwickelte sich dann ausschließlich in Strömungsrichtung. Der Vergleich mit mehreren Kolkformeln aus der Literatur lässt den Schluss zu, dass die von einem PKW ausgehende Strömung als eine Reihe von geneigten Wasserstrahlen angenähert werden kann. Der Abfluss pro Taste konzentriert sich in ihrem Auslaufbereich.

Der Ansatz von Jüstrich et al. (2016) erlaubt es, eine geeignete Fundamenttiefe eines auf einem beweglichen Flussbett installierten PKW abzuschätzen. Wenn die erforderliche Tiefe wegen des Kolks bedeutend wird und

Maßnahmen erfordert, gestattet der Ansatz die Abschätzung eines Blocksatzes als weiches Tosbecken, um die Erosion auf einen akzeptablen Wert zu begrenzen.

In Anlehnung an Pagliara et al. (2006) könnte die Kolkentiefe zudem vermutlich reduziert werden, wenn Strahlumlenker in den Auslauftasten den Abfluss in die Horizontale lenken. Noui und Ouamane (2013) schlagen vor, dass ein klassischer Skisprung in den Auslauftasten vorzusehen sei, was jedoch die Abflusskapazität verringern könnte. Alternativ kann sicherlich ein klassisches betoniertes Tosbecken mit Endschwelle vorgesehen werden.

3.8 Geschiebedurchgängigkeit

In den letzten Jahren wurden PKW zunehmend auch in Flüssen in Kombination mit Niederdruckwasserkraftanlagen eingesetzt. Für die letztere Anwendung ist ein Wehrtyp ohne Regelorgane u. U. vorteilhaft, da dann bei der Berechnung der Entlastungskapazität die ganze – ohnehin meist begrenzte – Kanalbreite angesetzt werden darf. Es stellt sich jedoch die Frage nach dem Durchleiten von Geschiebe während Hochwassern. Ein Labyrinthwehr oder ein PKW blockiert den Talweg, im Gegensatz zu Segmentschützen, und stellt somit ein Hindernis fürs Geschiebe dar. Dieses lagert sich im ungünstigsten Fall im Bereich der Staukurve des PKW ab und hebt lokal die Wasserlinie an.

Zwei Möglichkeiten sind wirksam, um Sedimentablagerungen bei Wehren zu reduzieren. Diese können durch eine sohlennahe Öffnung im Wehr gespült werden oder sie werden über die Wehrkrone befördert. Letztere Möglichkeit wurde in Rahmen der jüngsten Forschung zu PKW untersucht.

Die Studie von Gebhardt et al. (2019) basiert auf den BAW-Testkampagnen zu Labyrinth-Wehren mit Sedimentdepots. In diesem Rahmen untersuchte Herbst (2016) Labyrinth-Wehre mit trapezförmiger oder rechteckiger Grundfläche und mit drei verschiedenen Korngrößen. Vor einem Versuch wurden Sedimentdepots im Wehr und davor geschüttet. Der Abfluss wurde anschließend schrittweise erhöht, bis die Sedimentbewegung einsetzte. Ein Versuch endete, sobald das Wehr sedimentfrei war. Herbst berichtete, dass der Bewegungsbereich der Sedimente im Wehr bei etwa 14 % bis 27 % des

Abflusses, der mit dem Bewegungsbeginn der Sedimente im Kanal verbunden ist, lag. Daraus lässt sich schließen, dass die Erosion im Labyrinth-Wehr unter viel geringeren Abflüssen als im Kanal einsetzt.

Die Modellversuche von Noseda et al. (2019) fokussierten auf den Sedimenttransport über ein PKW. Systematische physikalische Modellversuche wurden durchgeführt, um das Flussbettverhalten sowie den Sedimenttransport übers PKW zu untersuchen (Bild 7). Es wurden drei PKW-Konfigurationen, zwei Granulometrien und sechs Abflüsse getestet. Vor Beginn einer Versuchsreihe wurden die Sedimente vor dem PKW über die gesamte Länge horizontal in den Kanal eingebaut. Die vertikale Ausdehnung der Sedimente reichte zunächst bis zur Wehrkrone des PKW. Sogar die Wehrtasten wurden mit Sedimenten gefüllt. Dann wurde ein geringer Abfluss eingestellt und es wurde gewartet, bis die Erosion des Flussbetts im Oberwasser des PKW endete. Die Flusssohle wurde dann abgetastet und die Erosionsrate bestimmt. Während der Versuche wurden keine Sedimente zugegeben, sodass sich eine Erosion unter Klarwasserbedingungen entwickelte.



Bild 7: Sedimentbett im Fluss und Ablagerungen im PKW nach einem Versuch von Noseda et al. (2019)

Noseda et al. haben gezeigt, dass die globale Erosion des Flussbettes unabhängig von der PKW-Geometrie ist. Der Erosionsprozess im Flussbett erfolgte bei den Bedingungen, wie sie beispielsweise von Hjulström (1935) vorgeschlagen wurden. In der Folge wurden alle Sedimente, die im Flussbett erodiert und entlang des Kanals transportiert wurden, danach auch übers PKW transportiert. Pragmatisch formuliert zeigt diese Beobachtung – zumindest für die getesteten PKW-Konfigurationen –, dass Sedimente, die beim PKW ankommen, auch übers letzte gelangen. Dabei sind sicherlich die geneigten Sohlen der Tasten hilfreich, die als Rampen wirken und das Sediment übers Wehr leiten. Körner können auf den Rampen der Einlauftasten rollen und müssen nicht schwebend übers Wehr gehoben werden.

4 Ausblick

Gefaltete Wehre werden aufgrund der überzeugenden hydraulischen Eigenschaften auch in Zukunft einen festen Platz im Wasserbau einnehmen. Gleichzeitig sind die Wissensgrundlagen weiter zu ergänzen, vor allem mit Erfahrungen aus dem Betrieb.

Folgende Aspekte sind im Rahmen weiterer Forschungsarbeiten vielleicht noch zu vertiefen:

- Für Anwendungen auf Hochwasserentlastungsanlagen: Beschreibung der Pulsationen der abgeschlossenen Luftvolumina unter den Tasten für große Abflüsse; Energiedissipation des Abflusses übers Wehr;
- Für Anwendungen in Fließgewässern (Belzner et al. 2016, 2017): Verhalten von Eis auf dem Wehr; unvollkommener Überfall aufgrund der geringen Wehrhöhen; der Einfluss von Treibholz und dessen Verteilung unterhalb der Tasten;
- Für Anwendungen auf Kläranlagen: Einfluss auf die Suspension von Partikeln in primären Absetzbecken (Ribi et al. 2017).

Die vorliegenden **BAW**Mitteilungen enthalten Ansätze von Antworten auf viele der gestellten Fragen sowie weiterreichende Empfehlungen und Anleitungen zur Planung von gefalteten Wehren in Wasserstraßen.

5 Literatur

- Afshar, A. (1988): The development of labyrinth weir design. *Water Power and Dam Construction* 40(5), 36-39.
- Belaabed, F.; Ouamane, A. (2013): Submerged flow regimes of Piano Key weir. *Labyrinth and Piano Key Weirs*, 85-92, CRC Press, Leiden NL.
- Belzner F.; Merkel, J.; Gebhardt, M.; Thorenz, C. (2017): Piano Key and Labyrinth Weirs at German waterways: Recent and future research of the BAW. *Labyrinth and Piano Key weirs*, 167-174, CRC Press, Leiden NL.
- Belzner, F.; Merkel, J.; Pfrommer, U.; Gebhardt, M.; Thorenz, C. (2016): Piano-Key-Wehre und Labyrinth-Wehre unter den Randbedingungen einer Bundeswasserstraße. *Wasserwirtschaft* 5(106), 37-42.
- Blanc, P.; Lempérière, F. (2001): Labyrinth spillways have a promising future. *International Journal of Hydropower & Dams* 8 (4), 129-131.
- Cassidy, J. J.; Gardner, C. A.; Peacock, R. T. (1985): Boardman labyrinth-crest spillway. *Journal of Hydraulic Engineering* 111 (3), 398-416; 113 (6), 808-819.
- Crookston, B.; Tullis, B. (2013): Hydraulic design and analysis of Labyrinth Weirs. II: Nappe Aeration, Instability, and Vibration. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering* 139 (5), 371-377.
- Crookston, B. M.; Erpicum, S.; Tullis, B. P.; Laugier F. (2019): Hydraulics of Labyrinth and Piano Key Weirs: 100 Years of Prototype Structures, Advancements, and Future Research Needs. *Journal of Hydraulic Engineering* 145 (12), 02519004.
- Dabling, M. R.; Tullis, B. P. (2012): Piano Key Weir submergence in channel applications. *Journal of Hydraulic Engineering* 138 (7), 661-666.
- Erpicum, S.; Laugier, F.; Boillat, J.-L.; Piroton, M.; Reverchon, B.; Schleiss, A. J. (Editors) (2011): *Labyrinth and Piano Key Weirs*, CRC Press, Leiden NL.
- Erpicum, S.; Laugier, F.; Ho Ta Khanh, M.; Pfister, M. (Editors) (2017): *Labyrinth and Piano Key Weirs*, CRC Press, Leiden NL.
- Erpicum, S.; Laugier, F.; Pfister, M.; Piroton, M.; Cicéro, G. M.; Schleiss, A. J. (Editors) (2013): *Labyrinth and Piano Key Weirs*, CRC Press, Leiden NL.
- Falvey, H. T. (2003): *Hydraulic Design of Labyrinth Weirs*. ASCE Press, Reston, Virginia.
- Gebhardt, M.; Herbst, J.; Merkel, J.; Belzner, F. (2019): Sedimentation at Labyrinth weirs – An experimental study of the self-cleaning process. *Journal of Hydraulic Research* 57 (4), 579-590.
- Gentilini, B. (1941): Stramazzi con cresta a pianta obliqua e a zig-zag. *L'Energia Elettrica* 18 (10), 653-664.
- Hay, N.; Taylor, G. (1970): Performance and design of labyrinth weirs. *Journal of the Hydraulics Division ASCE* 96 (HY11), 2337-2357; 97 (HY8), 1246-1251; 98 (HY4), 708-711.
- Herbst, J. (2016): *Hydraulische Untersuchungen an Labyrinth-Wehren zur Durchgängigkeit von Treibgut, Geschiebe und Eis*. Master Thesis, Karlsruhe Institute of Technology, KIT, und Bundesanstalt für Wasserbau, BAW, Karlsruhe D.
- Hjulström, F. (1935): *Studies of the morphological activity of rivers as illustrated by the River Fyris*. PhD Thesis, University of Uppsala, Almqvist & Wiksells, S.
- Ho Ta Khanh, M.; Quat, D. S.; Thuy, D. X. (2011a): P. K. weirs under design and construction in Vietnam (2010). *Labyrinth and Piano Key Weirs*, 225-232, CRC Press, Leiden NL.
- Ho Ta Khanh, M.; Truong, C. H.; Nguyen, T. H. (2011b): Main results of the P.K. weir model tests in Vietnam (2004 to 2010). *Labyrinth and Piano Key Weirs*, 191-198, CRC Press, Leiden NL.
- Indlekofer, H.; Rouvé, G. (1975): Discharge over polygonal weirs. *Journal of the Hydraulics Division ASCE* 101 (HY3), 385-401; 102 (HY1), 105.

- Jüstrich, S.; Pfister, M.; Schleiss, A. J. (2016): Mobile riverbed scour downstream of a Piano Key weir. *Journal of Hydraulic Engineering* 142 (11), 04016043.
- Kabiri-Samani, A.; Javaheri, A. (2012): Discharge coefficient for free and submerged flow over Piano Key weirs. *Journal of Hydraulic Research* 50 (1), 114-120.
- Laugier, F.; Vermeulen, J.; Lefebvre, V. (2013): Overview of Piano Key Weirs experience developed at EDF during the past few years. *Labyrinth and Piano Key Weirs*, 213-226, CRC Press, Leiden NL.
- Leite Ribeiro, M.; Pfister, M.; Schleiss, A. J.; Boillat, J.-L. (2012): Hydraulic design of A-type Piano Key Weirs. *Journal of Hydraulic Research* 50 (4), 400-408.
- Lempérière, F.; Ouamane, A. (2003): The Piano Keys weir: a new cost-effective solution for spillways. *International Journal of Hydropower & Dams* 10 (5), 144-149.
- Lempérière, F.; Vigny, J.-P.; Ouamane, A. (2011): General comments on Labyrinths and Piano Key weirs: The past and the present. *Labyrinth and Piano Key Weirs*, 17-24, CRC Press, Leiden NL.
- Machiels, O. (2012): Experimental study of the hydraulic behavior of Piano Key Weirs. PhD Thesis, ULgetd-09252012-224610, University of Liège B.
- Machiels, O.; Piroton, M.; Archambeau, P.; Dewals, B.; Erpicum, S. (2014): Experimental parametric study and design of Piano Key Weirs. *Journal of Hydraulic Research* 52 (3), 326-335.
- Machiels, O.; Piroton, M.; Archambeau, P.; Dewals, B.; Erpicum, S. (2015): Closure to Experimental parametric study and design of Piano Key Weirs. *Journal of Hydraulic Research* 53 (4), 545.
- Murphy, D. W. (1909): A reinforced-concrete spillway with concentrated crest length. *Engineering News* 62 (11), 278-279.
- Nosedá, M.; Stojnic, I.; Pfister, M.; Schleiss, A. J. (2019): Upstream erosion and sediment passage at Piano Key weirs. *Journal of Hydraulic Engineering* 145 (8), 04019029.
- Noui, A.; Ouamane, A. (2013): Study of optimization of the Piano Key Weir. *Labyrinth and Piano Key Weirs*, 175-182, CRC Press, Leiden NL.
- Pagliara, S.; Hager, W. H.; Minor, H.-E. (2006): Hydraulics of plane plunge pool scour. *Journal of Hydraulic Engineering* 132 (5), 450-461.
- Pfister, M.; Capobianco, D.; Tullis, B.; Schleiss, A. J. (2013): Debris blocking sensitivity of Piano Key weirs under reservoir type approach flow. *Journal of Hydraulic Engineering* 139 (11), 1134-1141.
- Pfister, M.; Schleiss, A. J. (2013): Estimation of A-type Piano Key weir rating curve. *Labyrinth and Piano Key Weirs*, 139-147, CRC Press, Leiden NL.
- Pfister, M.; Tullis, B.; Schleiss, A. J. (2015): Closure to Debris blocking sensitivity of Piano Key weirs under reservoir type approach flow. *Journal of Hydraulic Engineering* 141 (10), 07015013.
- Phillips, M. A.; Lesleighter, E. J. (2013): Piano Key weir spillway: Upgrade option for a major dam. *Labyrinth and Piano Key Weirs*, 159-168, CRC Press, Leiden NL.
- Pinchard, T.; Farges, J.-L.; Boutet, J. M.; Lochu, A.; Laugier, F. (2013): Spillway capacity upgrade at Malarce Dam: Construction of an additional Piano Key Weir spillway. *Labyrinth and Piano Key Weirs*, 243-252, CRC Press, Leiden NL.
- Pralong, J.; Vermeulen, J.; Blancher, B.; Laugier, F.; Erpicum, S.; Machiels, O.; Piroton, M.; Boillat, J.-L.; Leite Ribeiro, M.; Schleiss, A. J. (2011): A naming convention for the piano key weirs geometrical parameters. *Labyrinth and Piano Key Weirs*, 271-278, CRC Press, Leiden NL.
- Rehbock, T. (1929): Wassermessung mit scharfkantigen Überfällen. *Zeitschrift des Vereines Deutscher Ingenieure* 73 (24), 817-823.
- Ribi, J.-M.; Spahni, B.; Dorthe, D.; Pfister, M. (2017): Piano Key Weir as overflow on sedimentation basin of wastewater treatment plant. *Labyrinth and Piano Key Weirs*, 175-184, CRC Press, Leiden NL.

Tullis, J. P.; Nosratollah, A.; Waldorn, D. (1995): Design of Labyrinth spillways. *Journal of Hydraulic Engineering* 121 (3), 247-255.

Venetz, P. (2014): Einfluss von Schwemmholz auf die Abflusscharakteristik von Klaviertastenwehren. MSc Thesis, Laboratory of Hydraulic Constructions (LCH), EPFL Lausanne, CH.

Labyrinth-Wehre

Fabian Belzner M. Eng., Bundesanstalt für Wasserbau

Bei einem Labyrinth-Wehr handelt es sich um einen in der Draufsicht gefalteten festen Wehrtyp. Im Vergleich zum linearen Wehr kann die Abflussleistung bei gleicher lichter Weite deutlich erhöht werden. Im Unterschied zum Piano-Key-Wehr sind die ober- und unterwasserseitigen Wände vertikal, was zwar eine vergrößerte Aufstandsfläche zur Folge hat, jedoch konstruktive Vorteile bietet. Der vorliegende Beitrag gibt einen Überblick über die hydraulische Bemessung von Labyrinth-Wehren. Dabei werden zunächst die hydraulischen Grundlagen für freien und rückgestauten Abfluss erläutert und anschließend die wichtigsten Erkenntnisse der bisherigen Forschung zusammengefasst. Ergebnisse aus gegenständlichen Modelluntersuchungen der BAW werden diskutiert und mit der einschlägigen Literatur verglichen. Schließlich wird ein Schema für die Bemessung von Labyrinth-Wehren für freien und rückgestauten Abfluss gezeigt. Im Hinblick auf den Praxisbezug wird ein Projekt aus den USA vorgestellt.

1 Einleitung

Das Labyrinth-Wehr ist ein festes Wehr, dessen Überfallkrone in der Draufsicht gefaltet ausgeführt wird. Damit kann eine Überfalllänge realisiert werden, welche in der Regel der fünf- bis sechsfachen lichten Weite des Wehrs entspricht. Gefaltete Wehre haben dadurch eine höhere Leistungsfähigkeit als senkrecht angeströmte Wehre. Für kleine Überfallhöhen ist der Abfluss proportional zur Abwicklungslänge (Schleiss 2011). Mit zunehmender Überfallhöhe wird dieser hydraulische Vorteil immer geringer (Falvey 2003).

Generell wird zwischen drei Grundformen des Labyrinth-Wehrs unterschieden (Bild 1). Die einfachste Form ist das rechteckförmige Labyrinth-Wehr (Bild 1, a), bei dem die Front- und Rückwände im rechten Winkel zu den Seitenwänden angeordnet sind. Diese Form hat hydrau-

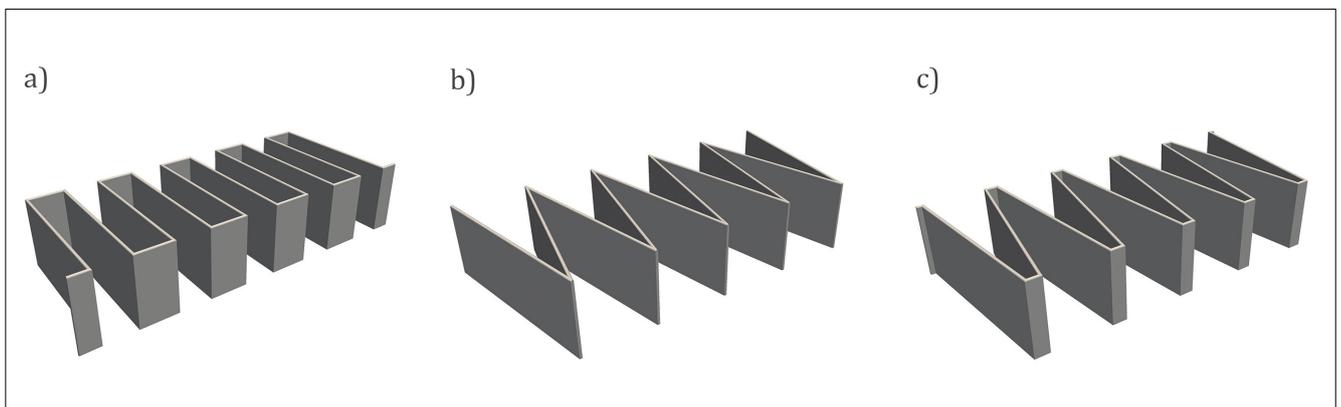


Bild 1: Grundformen des Labyrinth-Wehrs: a) Rechteckform, b) Dreieckform, c) Trapezform

liche Nachteile, da die Seitenwände parallel zueinander stehen. Beim Überströmen des Wehrs treffen die seitlichen Überfallstrahlen aufeinander und es ergeben sich lokale Rückstaueffekte, die zu einer Reduktion der Leistungsfähigkeit führen können (Crookston und Tullis 2012). Beim dreieckförmigen Labyrinth-Wehr (Bild 1, b) wird auf Front- und Rückwände verzichtet, die Seitenwände stehen im Seitenwandwinkel α [°] zur Längsachse. Das trapezförmige Labyrinth-Wehr (Bild 1, c) besteht aus angewinkelten Seitenwänden und verkürzten Front- und Rückwänden. Die Seitenwände stehen im Seitenwandwinkel α zur Längsachse. Es ist der leistungsfähigste und am meisten verbreitete Labyrinth-Wehr-Typ: Lokale Rückstaueffekte sind minimal und auch bei kleinen Überfallhöhen ist die gesamte Krone abflusswirksam.

2 Hydraulische Grundlagen und Bezeichnungen

Beim Abfluss über ein Kontrollbauwerk wird zwischen rückgestautem und freiem Abfluss unterschieden. Freier Abfluss liegt vor, wenn der Oberwasserstand h_u [m] lediglich eine Funktion vom Abfluss Q [m³/s] und der Geometrie ist. In diesem Fall kann der Abfluss Q mit der Formel

von Du Buat in Abhängigkeit von einem dimensionslosen Abflussbeiwert C_d [-], der oberwasserseitigen Energiehöhe H_u [m] und der Kronenlänge L [m] beschrieben werden. Der Abflussbeiwert C_d ist dabei eine Funktion der Geometrie und der Überfallhöhe h_u .

$$Q = \frac{2}{3} \cdot C_d \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H_u^{3/2} \tag{1}$$

Gleichung (1) ist für freien Abfluss gültig. Wird der Unterwasserstand h_d [m] angehoben, beginnt der Oberwasserstand h_u ab einem bestimmten Punkt ebenfalls zu steigen und die oberwasserseitige Energiehöhe wird eine Funktion vom Abfluss Q , dem Abflussbeiwert C_d und der unterwasserseitigen Energiehöhe H_d [m]. Der Übergang von freiem zu rückgestautem Abfluss wird als „Grenzeinstau“ oder „Modular Limit“ bezeichnet (Hager 2010).

Eine Prinzipskizze mit Angabe der in diesem Beitrag verwendeten Bezeichnungen ist in Bild 2 dargestellt. Der Index „u“ (upstream) bezeichnet dabei freien Abfluss im Oberwasser; rückgestauter Abfluss ist mit „*“ gekennzeichnet. Für das Unterwasser wird der Index „d“ (downstream) verwendet. Die Beschreibung der Geometrie erfolgt gemäß Pralong et al. (2011). Die wichtigsten geometrischen Parameter sind in Bild 3 dargestellt. Die Kronen- oder Abwicklungslänge wird in der Regel mit L bezeichnet.

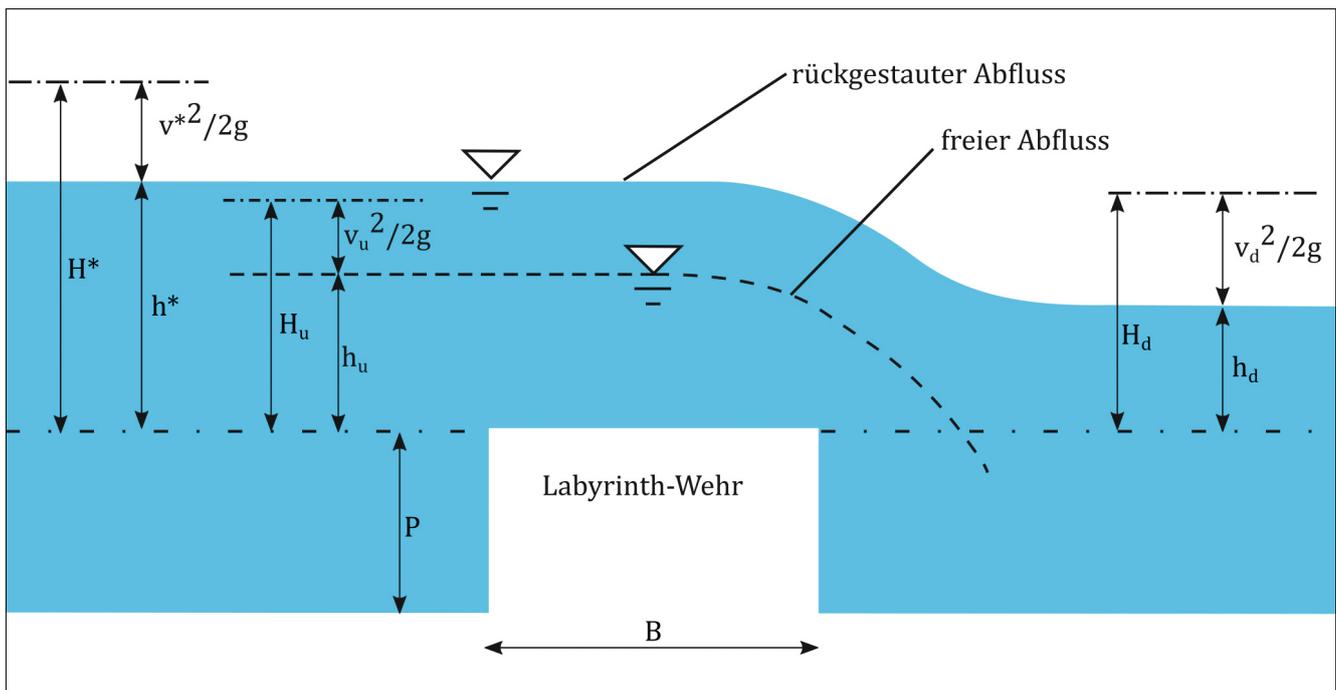


Bild 2: Prinzipskizze (Längsschnitt)

Die nach Oberwasser geöffneten Einbuchtungen werden als „Inlet-Keys“ bezeichnet, die nach Unterwasser geöffneten als „Outlet-Keys“.

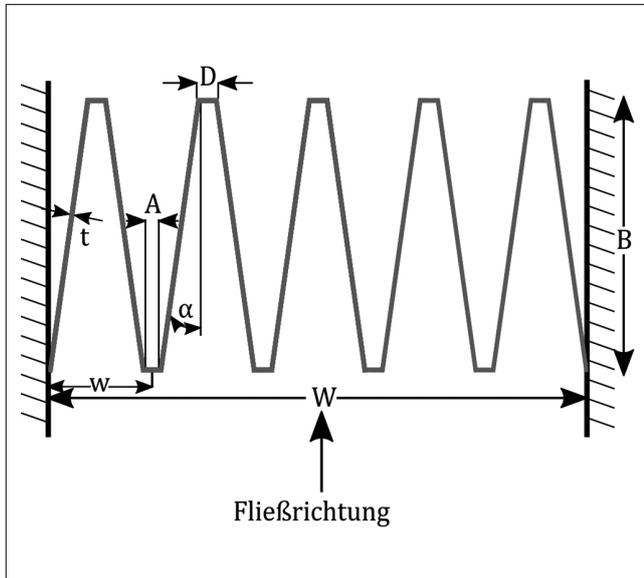


Bild 3: Schematische Darstellung der Draufsicht auf ein trapezförmiges Labyrinthwehr

3 Relevante Literatur

Im Vergleich zum Piano-Key-Wehr hat das Labyrinth-Wehr keine geneigten Überhänge, wodurch die Geometrie mit weniger Parametern beschrieben werden kann. Die ersten verfügbaren Bemessungsdiagramme, die auf Laboruntersuchungen basieren, wurden von Taylor (1968) vorgestellt. Sie beschreiben den Abfluss in Abhängigkeit von der Oberwasserenergiehöhe und von der Anzahl der Keys. In Tullis et al. (1995) werden allgemeingültige Gleichungen vorgestellt, womit der Abflussbeiwert C_d für vollkommenen Überfall in Abhängigkeit von der Oberwasserenergiehöhe bestimmt werden kann. Crookston (2010) erweiterte diese Betrachtung und entwickelte eine Gleichung, mit welcher der Abflussbeiwert für trapezförmige Labyrinth-Wehre in Abhängigkeit vom Seitenwandwinkel und von der Oberwasserenergiehöhe bestimmt werden kann. Anderson und Tullis (2012) vergleichen die Leistungsfähigkeit des Labyrinth-Wehrs mit der des Piano-Key-Wehrs und zeigen, dass das Piano-Key-Wehr eine geringfügig größere hydraulische Leistungsfähigkeit aufweist.

Untersuchungen zu rückgestautem Abfluss werden in Tullis et al. (2007) vorgestellt. Ein Überblick über die hydraulische Bemessung, die Belüftung und die Eisabfuhr ist in Falvey (2003) zu finden. Erpicum et al. (2011), Erpicum et al. (2013) und Erpicum et al. (2017) enthalten Ergebnisse einer Vielzahl von neueren Untersuchungen zu Labyrinth- und Piano-Key-Wehren.

Gebhardt et al. (2018) führten Laborversuche durch und zeigten, dass Sedimenttransport über Labyrinth-Wehre möglich ist. Die bisherige Forschung der BAW im Hinblick auf Labyrinth- und Piano-Key-Wehre ist in Belzner et al. (2017) zusammengefasst.

4 Hydraulische Untersuchung

Da Labyrinth-Wehre bisher an Bundeswasserstraßen in Deutschland noch nicht eingesetzt wurden, war es wichtig, zunächst die hydraulischen Grundlagen zu erarbeiten. Neben der Recherche und Zusammenstellung bisheriger Ergebnisse erfolgten eigene Untersuchungen an einem gegenständlichen Modell. Dabei wurden Laborversuche zur hydraulischen Leistungsfähigkeit bei freiem und rückgestautem Abfluss, zur Energieumwandlung und zur Tosbeckenbemessung (siehe Beitrag von Pfrommer et al. „Energiedissipation im Unterwasser von Labyrinth-Wehren“ in diesem Heft) durchgeführt.

4.1 Labormodell

Für die gegenständlichen Modelluntersuchungen stand im Labor der BAW eine Rinne mit einer Breite von 1,25 m, einer Länge von 15,00 m und einer Höhe von 0,60 m zur Verfügung (Bild 4). Die Wasserspiegel wurden auf der Längsachse der Rinne in Abständen zwischen 1,50 m und 2,00 m mit Ultraschall-Wasserspiegelmesssonden gemessen, die über kommunizierende Röhren mit der Rinne verbunden waren. Die Messgenauigkeit dieser Messsonden lag bei +/- 0,1 mm. Der maximal mögliche Abfluss der Laborrinne lag bei 0,375 m³/s.

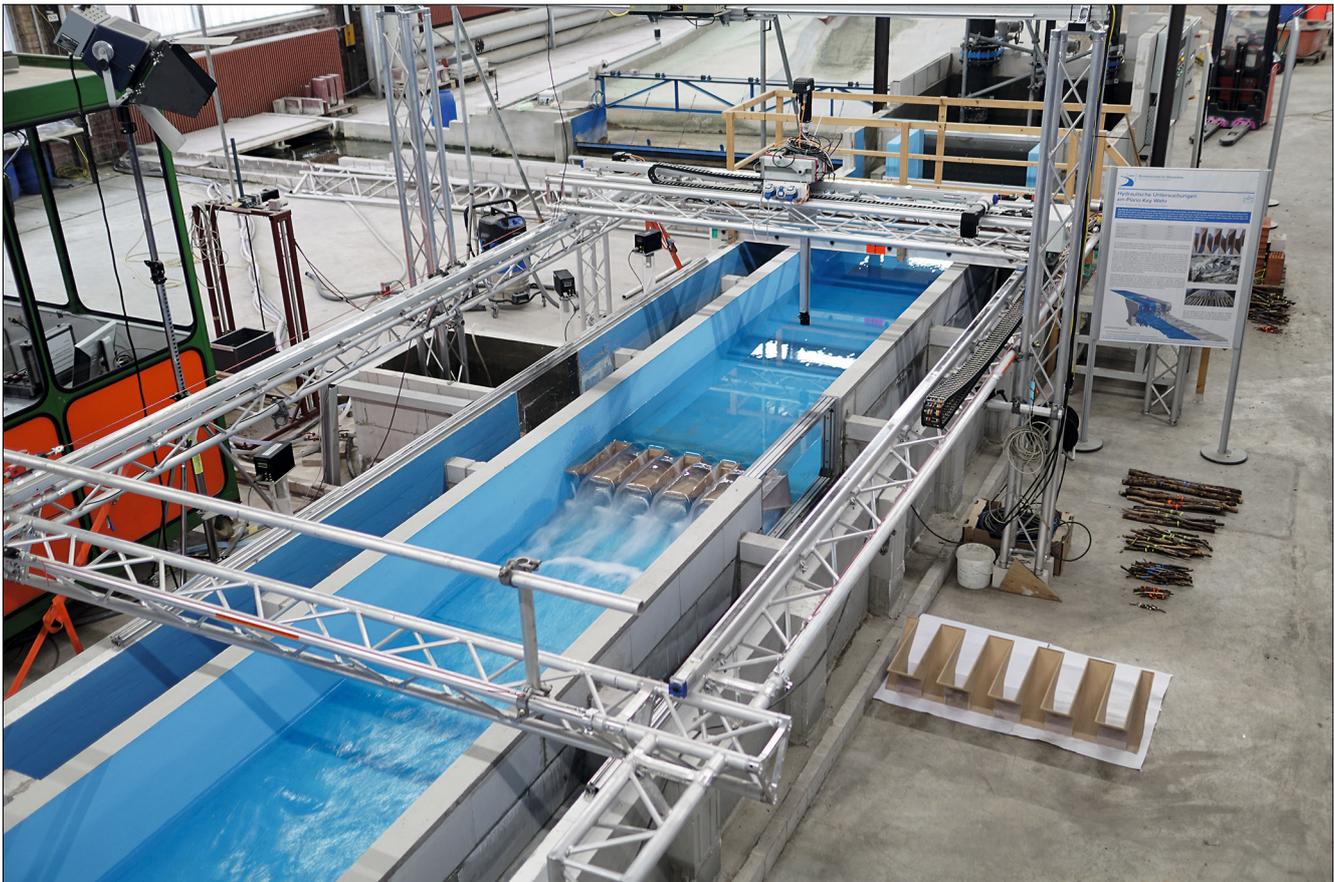


Bild 4: Labyrinth- und Piano-Key-Wehr-Versuchsstand im Labor der BAW (Belzner et al. 2016)

Für Versuche mit höheren spezifischen Abflüssen wurde eine zweite Rinne mit einer Länge von 18,00 m, einer Breite von 0,60 m und einer Höhe von 1,20 m genutzt. Hier wurde die Messung der Wasserspiegel manuell mit Spitzentastern durchgeführt.

Der Zufluss wurde in beiden Rinnen mit elektrisch verstellbaren Rohrleitungsschiebern und einer magnetisch induktiven Durchflussmessung automatisiert geregelt. Der Unterwasserstand wurde jeweils mit einer elektrisch verstellbaren Klappe am unterwasserseitigen Ende der Rinnen eingestellt. Der Oberwasserstand h_u [m] wurde 2,58 m oberstrom der Vorderkante und der Unterwasserstand h_u [m] 5,34 m unterstrom der Vorderkante des Wehrs gemessen.

4.2 Untersuchte Zustände und Geometrien

In der 1,25 m breiten Rinne wurden drei verschiedene Labyrinth-Wehre mit einem konstanten Verhältnis von Kronenlänge zur lichten Weite ($L/W = 5$) und einer kon-

stanten Wehrhöhe ($P = 0,253$ m) untersucht: Rechteckförmig, dreieckförmig ($\alpha = 11,54^\circ$) und trapezförmig ($\alpha = 8,32^\circ$). Um bei vorgegebener lichter Weite die Abwicklungslänge konstant halten zu können, betrug die Tiefe B beim dreieckförmigen Labyrinth-Wehr 0,62 m und beim trapezförmigen 0,59 m. Weiterhin wurden dieselben Breiten für die Inlet- und Outlet-Keys gewählt, um die geometrischen Einflussparameter zu reduzieren. Vorhandene Untersuchungen zum Einfluss der Kronenform auf die Leistungsfähigkeit am Piano-Key-Wehr (Cicero und Delisle 2013) haben gezeigt, dass die größte Leistungsfähigkeit erzielt werden kann, wenn die Überfallkante der vertikalen Wände viertel- oder halbkreisförmig ist. Diese Ergebnisse können auf das Labyrinth-Wehr übertragen werden, sodass eine ausgerundete Wehrkrone gewählt wurde. Die Dicke der Seitenwände betrug $T_s = 0,01$ m.

Die Abflüsse zwischen $0,025$ m³/s und $0,375$ m³/s wurden in Schritten von $0,025$ m³/s variiert. Für Versuche mit vollkommenem Überfall wurde der Unterwasserstand durch Ablegen der unterwasserseitigen Auslaufklappe

minimiert. Für Versuche mit rückgestautem Abfluss wurde der Unterwasserstand in Schritten von 0,05 m zwischen 0,20 m und 0,50 m variiert.

In der 0,60 m breiten Rinne wurden Versuche mit rechteckförmigen Labyrinth-Wehren mit Höhen von $P = 0,11$ m, $P = 0,16$ m, $P = 0,21$ m und $P = 0,26$ m durchgeführt. Für Versuche mit vollkommenem Überfall wurde der Unterwasserstand ebenfalls durch Ablegen der unterwasserseitigen Auslaufklappe minimiert und für Versuche mit rückgestautem Abfluss in Schritten von 0,05 m zwischen 0,20 m und 0,50 m variiert.

4.3 Freier Abfluss

In Bild 5 bis Bild 12 sind verschiedene Abflusszustände am trapezförmigen Labyrinth-Wehr bei freiem Abfluss dargestellt. Die Fotos wurden an der in Bild 4 dargestellten Versuchsrinne aufgenommen. Beim kleinsten

untersuchten Abfluss von 25 l/s (Bild 5) ist die gesamte Kronenlänge abflusswirksam und die Überfallstrahlen legen sich an die Struktur an. Zum Vergleich: Beim dreieckförmigen Labyrinth-Wehr fallen die unterwasserseitigen Spitzen bei kleinen Abflüssen trocken, was zu einer Reduktion der hydraulisch wirksamen Kronenlänge und damit der Leistungsfähigkeit führt. Beim Abfluss von 50 l/s herrscht bezüglich der Form des Überfallstrahls ein indifferenter Zustand. Der Strahl löst sich bereichsweise von der Struktur ab. Im Labor kann der Strahl durch kurzfristige händische Belüftung im gesamten Bereich der Krone abgelöst werden. Ein Wiederanlegen des Strahls an die Struktur erfolgt jedoch, wenn überhaupt, nur sehr langsam. Generell sind die Überfallhöhen für Abflüsse ≤ 50 l/s sehr gering, sodass die Form des Überfallstrahls hier durch Oberflächenspannungseffekte beeinflusst sein kann. Beim Abfluss von 75 l/s (Bild 7) hat sich der Überfallstrahl stabil von der Struktur abgelöst. In der Draufsicht ist zu erkennen, dass sich die Strahlen auf etwa 2/3 der Länge der Outlet-Keys berühren. Im vor-



Bild 5: $Q = 25$ l/s, $H_u/P = 0,08$



Bild 6: $Q = 50$ l/s, $H_u/P = 0,11$

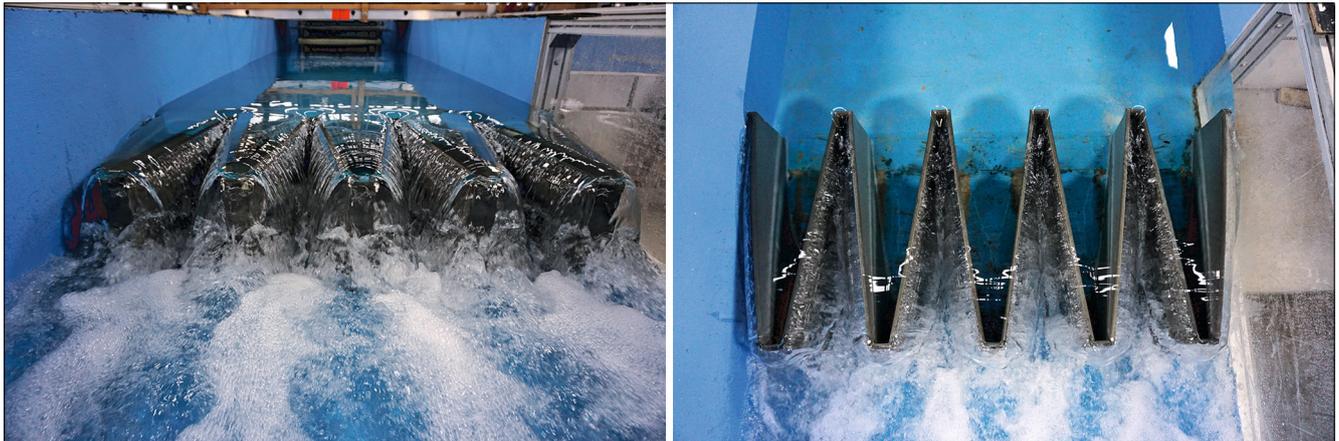


Bild 7: $Q = 75 \text{ l/s}$, $H_u/P = 0,15$

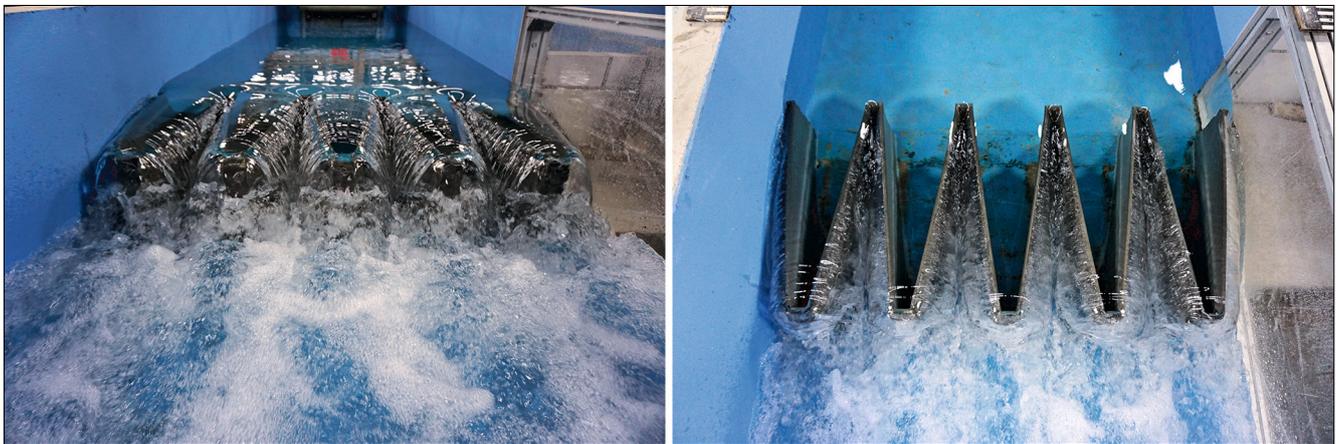


Bild 8: $Q = 100 \text{ l/s}$, $H_u/P = 0,19$



Bild 9: $Q = 125 \text{ l/s}$, $H_u/P = 0,24$

deren Bereich der Outlet-Keys sind bereits die in Crookston (2010) beschriebenen lokalen Interferenzeffekte sichtbar, die zu einer Erhöhung des Unterwasserstands in diesem Bereich führen. Mit steigendem Abfluss nimmt die gegenseitige Beeinflussung der Überfallstrahlen weiter zu. Bei 150 l/s (Bild 10) kommt es zu einer Berührung der Strahlen über die gesamte Länge.

Aus den Versuchsergebnissen wurden die Energiehöhen im Oberwasser H_u für freien Abfluss und der spezifische Abfluss q [m^2/s] pro Meter Gerinnebreite berechnet. In Bild 13 ist der spezifische Abfluss über die Energiehöhe aufgetragen. Der Vergleich der drei untersuchten Geometrien zeigt, dass das dreieckförmige und das rechteckförmige Labyrinth-Wehr bei gleicher Oberwasserenergiehöhe

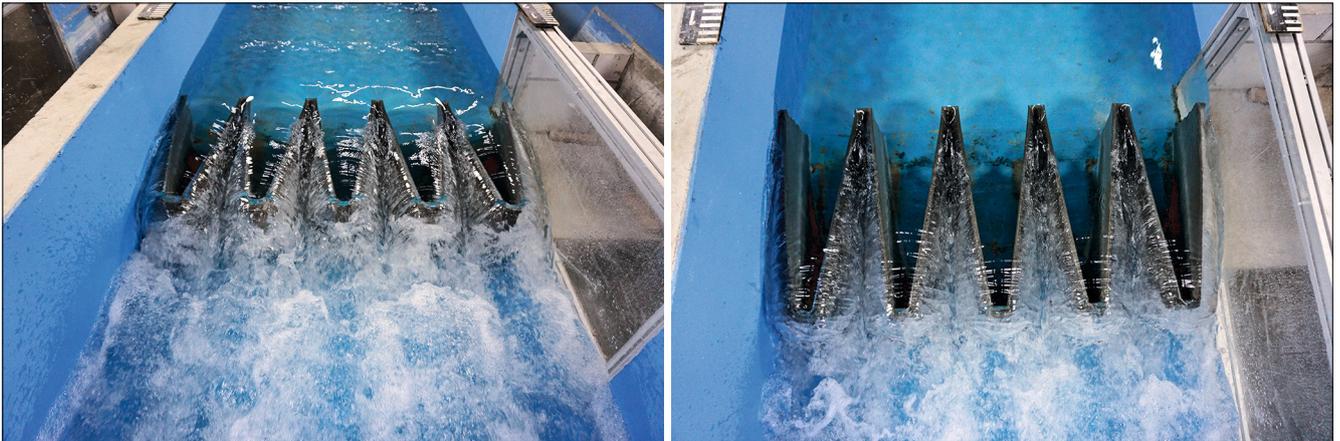


Bild 10: $Q = 150 \text{ l/s}$, $H_u/P = 0,28$

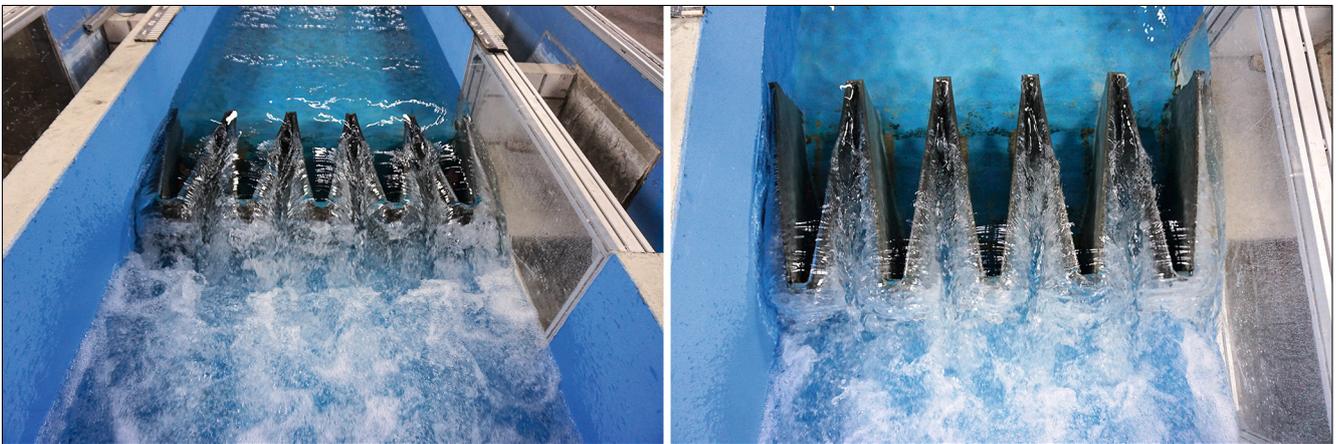


Bild 11: $Q = 175 \text{ l/s}$, $H_u/P = 0,33$



Bild 12: $Q = 200 \text{ l/s}$, $H_u/P = 0,37$

etwa die gleiche Abflussleistung aufweisen. Die Abflussleistung des trapezförmigen Labyrinth-Wehrs ist für kleine Energiehöhen vergleichbar und liegt für größere Energiehöhen über denen der beiden anderen Geometrien.

In Bild 13 sind Ergebnisse vergleichbarer Versuche für ein trapezförmiges (Crookston 2010) und für ein rechteck-

förmiges Labyrinth-Wehr (Anderson und Tullis 2012) gegenübergestellt. Im Vergleich ermittelten Anderson und Tullis (2012) einen geringfügig höheren Abfluss für Oberwasserenergiehöhen im Bereich $0,05 \text{ m} < H_u < 0,15 \text{ m}$. In der Draufsicht ist das Modell von Anderson und Tullis (2012) mit dem der BAW vergleichbar. Die Wehrhöhe ist jedoch um etwa $0,05 \text{ m}$ geringer. Neben den

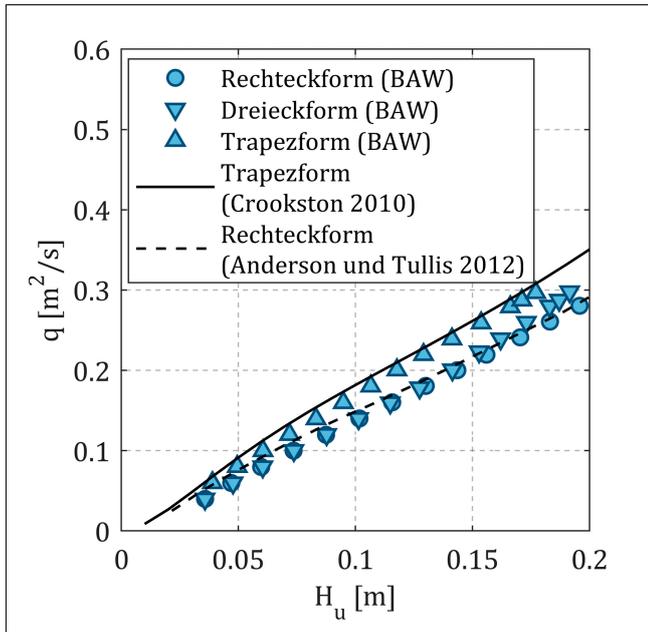


Bild 13: Versuchsergebnisse im Vergleich mit den Ergebnissen von Crookston (2010) und Anderson und Tullis (2012): Dimensionsbehaftete Darstellung

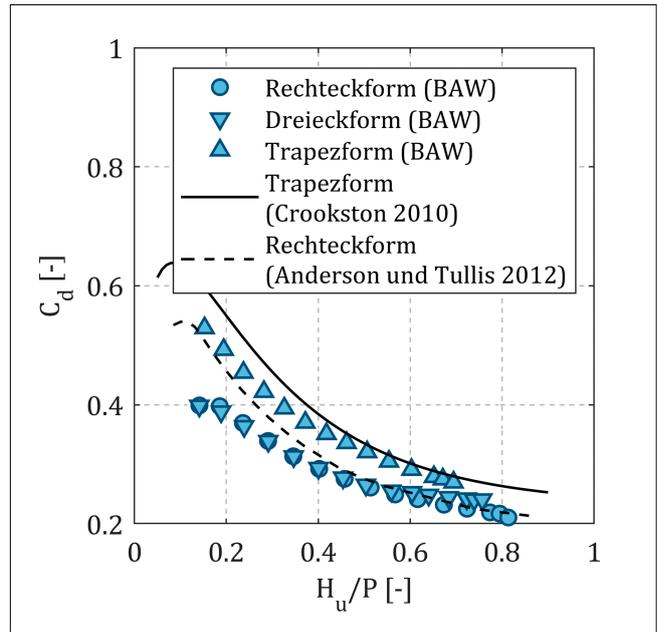


Bild 14: Versuchsergebnisse im Vergleich mit den Ergebnissen von Crookston (2010) und Anderson und Tullis (2012): Dimensionslose Darstellung

geometrischen Einflüssen kann der Grund für die Abweichung in der Messmethodik selbst liegen, z. B. in der Lage der Messstellen. Die Versuche von Crookston (2010) zeigen eine geringfügig höhere Abflussleistung als die eigenen Untersuchungen. Insgesamt zeigt sich jedoch eine gute Übereinstimmung.

Bild 14 zeigt eine dimensionslose Darstellung der Versuchsergebnisse der BAW im Vergleich mit Crookston (2010) und Anderson und Tullis (2012). Aus den Messergebnissen wurde mit Hilfe von Gleichung (1) der Abflussbeiwert C_d bestimmt und über das Verhältnis von Oberwasserenergiehöhe zu Wehrhöhe H_u/P dargestellt. Die Abweichungen zwischen den drei Untersuchungen können auch anhand von Gleichung (1) erklärt werden. Da die Energiehöhe H_u mit dem Exponenten $3/2$ überproportional berücksichtigt wird, steigt insbesondere bei kleinen Abflüssen der Einfluss kleinerer Abweichungen bei der Messung der Überfallhöhe und der daraus berechneten Energiehöhe auf den Abflussbeiwert C_d .

Die Ergebnisse der Versuche mit dem trapezförmigen Labyrinth-Wehr in der 60 cm breiten Rinne sind in Bild 15 in dimensionsloser Form dargestellt. Der Abflussbeiwert $C_{d,LW}$ [-] wurde hier bezogen auf die zur Verfügung stehende lichte Weite bestimmt. Aufgrund der höheren Abflussleistung der Rinne konnten Versuche mit

Oberwasserenergiehöhen bis $H_u/P \approx 4,5$ durchgeführt werden. Bild 15 zeigt, dass der Abflussbeiwert für die vier untersuchten Wehrhöhen $P = 0,11$ m, $0,16$ m, $0,21$ m und $0,26$ m bei sonst gleicher Geometrie nur von H_u/P abhängig ist. Der Abflussbeiwert ist für kleine Überfallhöhen groß und konvergiert für größere Überfallhöhen ($H_u/P > 3$) gegen den Wert, der von Hager und Schwalt (1994) für das breitkronige Wehr ermittelt wurde.

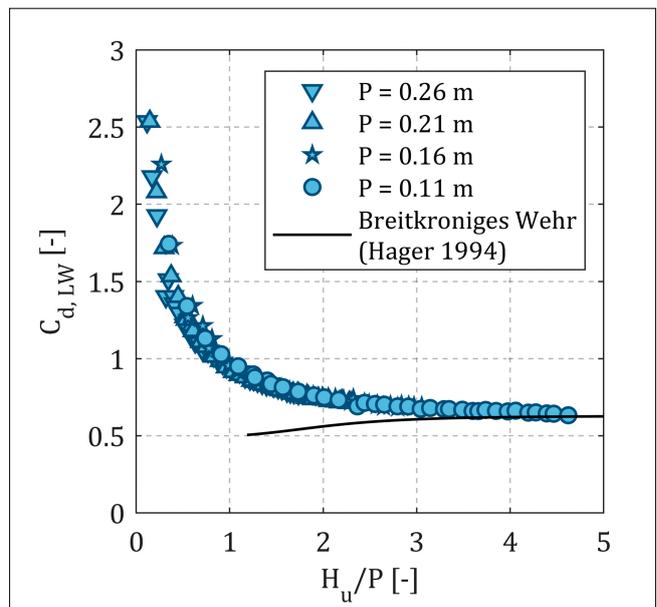


Bild 15: Dimensionslose Darstellung der Leistungsfähigkeit des rechteckförmigen Labyrinth-Wehrs

Crookston (2010) entwickelte basierend auf eigenen Laborversuchen eine empirische Gleichung, mit der der Abflussbeiwert für trapezförmige Labyrinth-Wehre in Abhängigkeit vom Seitenwandwinkel, der Wehrhöhe und der Oberwasserenergiehöhe für unbelüftete Verhältnisse bestimmt werden kann:

$$C_d = a \cdot \left(\frac{H_u}{P}\right)^b \cdot \left(\frac{H_u}{P}\right)^c + d \quad (2)$$

Gleichung (2) ist gültig im Bereich $0,05 < H_u/P < 1$, $w/P < 4$ und $L/W < 7,6$. Für eine grobe Abschätzung der Leistungsfähigkeit kann Gleichung (2) bis $H_u/P < 2,00$ genutzt werden (Crookston und Tullis 2013). Die Koeffizienten a, b, c und d ergeben sich in Abhängigkeit vom Seitenwandwinkel und sind in Tabelle 1 aufgeführt.

Bild 16 zeigt eine grafische Auswertung von Gleichung (2) für verschiedene Seitenwandwinkel. Auf der horizontalen Achse ist das dimensionslose Verhältnis von Oberwasserenergiehöhe zur Wehrhöhe H_u/P und auf der vertikalen Achse der Abflussbeiwert C_d dargestellt. Die Abbildung zeigt, dass der Abflussbeiwert mit größer werdendem Seitenwandwinkel steigt.

Für die Praxis bedeuten die Ergebnisse, dass ein größerer Seitenwandwinkel zwar zu einer größeren Leistungs-

α	a	b	c	d
6°	0,009447	-4,039	0,3955	0,1870
8°	0,017090	-3,497	0,4048	0,2286
10°	0,029900	-2,978	0,4107	0,2520
12°	0,030390	-3,102	0,4393	0,2912
15°	0,031600	-3,270	0,4849	0,3349
20°	0,033610	-3,500	0,5536	0,3923
35°	0,018550	-4,904	0,6697	0,5062

Tabelle 1: Koeffizienten zur Bestimmung der Leistungsfähigkeit von Labyrinth-Wehren in Abhängigkeit vom Seitenwandwinkel nach Crookston und Tullis (2013)

fähigkeit pro laufendem Meter Wehrkrone führt, umgekehrt jedoch zur Folge hat, dass bei gegebener Gerinnebreite weniger Kronenlänge realisiert werden kann, was zu einer – absolut betrachtet – geringeren Leistungsfähigkeit der Anlage führt. Beide Effekte sind gegeneinander abzuwägen, in der Regel sind aber kleinere Seitenwandwinkel zu bevorzugen, da damit größere Kronenlängen erzielt werden können.

Bild 17 verdeutlicht diese Tendenz. Gleichung (2) wurde hier für ein bemessungspraktisches Beispiel dimensionsbehaftet ausgewertet. Zugrunde liegt ein trapezförmiges Labyrinth-Wehr mit einer lichten Weite von

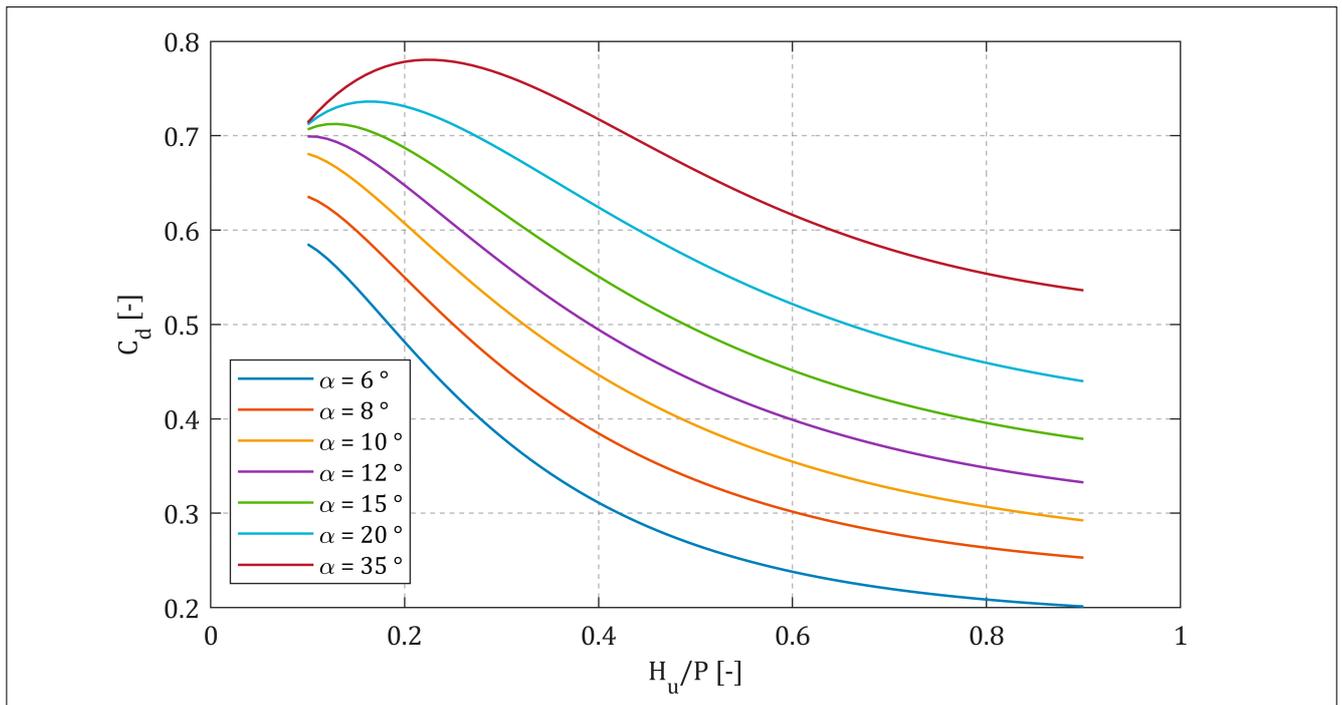


Bild 16: Abflussbeiwert für Labyrinth-Wehre verschiedener Seitenwandwinkel nach Crookston (2010)

$W = 30$ m (typische Wehrfeldbreite), einer Höhe von $P = 2$ m, einer Tiefe in Fließrichtung von $B = 4$ m und einer Breite der Front- und Rückwände von $D = 0,5$ m. Die Dicke der Seitenwände findet in Gleichung (2) keine Berücksichtigung. In Bild 17 ist der Abfluss Q in Abhängigkeit von der Überfallenergiehöhe H_u (x-Achse) und vom Seitenwandwinkel α dargestellt. Es wird deutlich, dass mit abnehmendem Seitenwandwinkel mehr Abfluss bei gleicher Oberwasserenergiehöhe abgeführt werden kann. Zum Vergleich: Bei einer Energiehöhe von $H_u = 0,45$ m kann über ein Labyrinth-Wehr mit einem Seitenwandwinkel von $\alpha = 35^\circ$ ein Abfluss von $Q = 40$ m³/s abgeführt werden, während mit einem Seitenwandwinkel von $\alpha = 8^\circ$ etwa der doppelte Abfluss ($Q = 80$ m³/s) abgeführt werden kann. Obwohl der Abflussbeiwert des „spitzeren“ Labyrinth-Wehrs ($\alpha = 8^\circ$) bei $H_u/P = 0,23$ nur etwa 60 % des Abflussbeiwerts des „stumpferen“ Labyrinth-Wehrs beträgt, kann über das „spitzere“ Labyrinth-Wehr aufgrund seiner doppelten Kronenlänge etwa der doppelte Abfluss abgeführt werden. Bemessungspraktisch muss jedoch berücksichtigt werden, dass kleine Seitenwandwinkel zu sehr schmalen Keys führen können. Typische Seitenwandwinkel liegen zwischen 8° und 12° .

4.4 Rückgestauter Abfluss

Bei einem Wehr treten in der Regel ab einem bestimmten Unterwasserstand Rückstaueffekte auf, die zu einer Verminderung der hydraulischen Leistungsfähigkeit führen. Bei konstantem Abfluss beginnt der Oberwasserstand mit steigendem Unterwasserstand zu steigen und ist damit eine Funktion vom Abflussbeiwert C_d , dem Abfluss Q und der Unterwasserenergiehöhe H_d [m] (vgl. Bild 2). Bei sehr hohen Unterwasserständen verliert das Wehr zunehmend seine Funktion als Kontrollbauwerk und der Oberwasserstand entspricht nahezu dem Unterwasserstand.

Cicero und Delisle (2013) beschreiben den Rückstau einfluss für das Piano-Key-Wehr mit einer impliziten Gleichung und bestimmen den Grenzeinstau (Modular Limit). Für das dreieckförmige Labyrinth-Wehr konnte dieser Zusammenhang durch eigene Untersuchungen bestätigt werden (Belzner et al. 2016). Beide Untersuchungen zeigen, dass sich der Rückstau einfluss ab etwa $H_d \approx 0,5 H_u$ bemerkbar macht. Eigene Untersuchungen zeigen aber auch, dass die Methodik von Cicero und Delisle (2013) nicht auf das trapezförmige und rechteckförmige

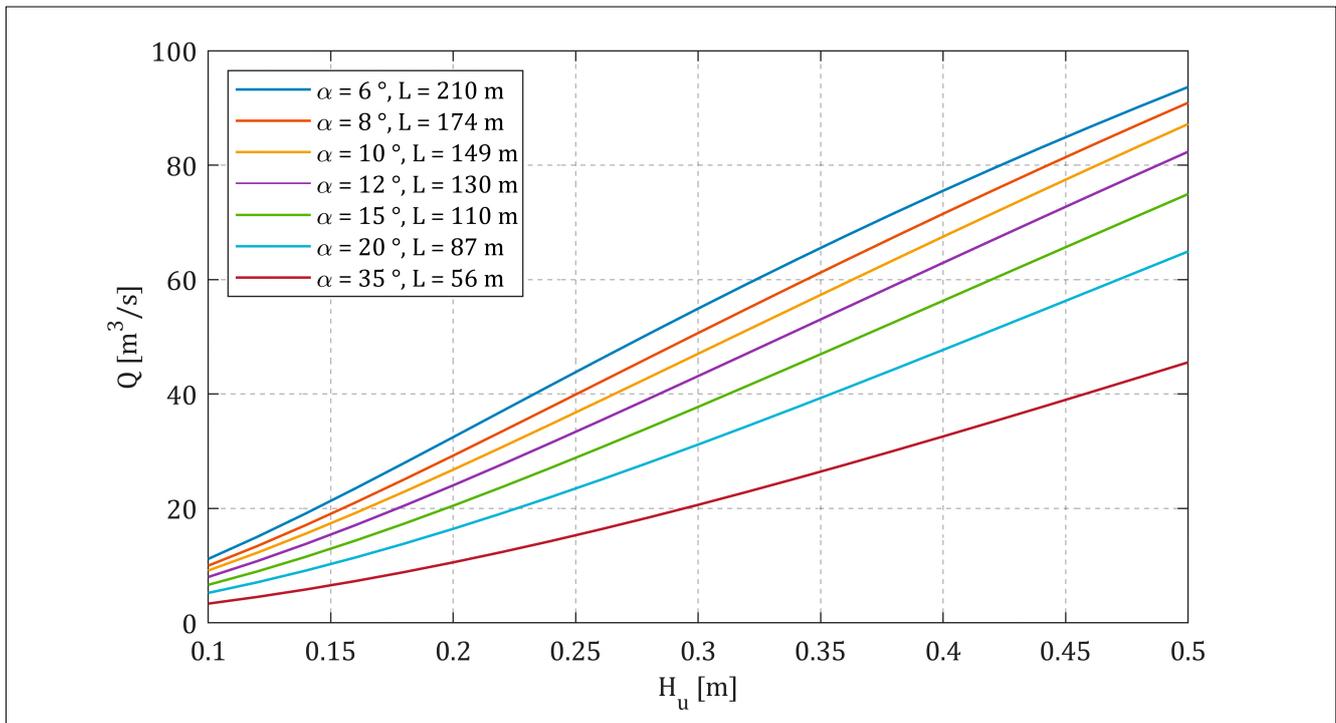


Bild 17: Abfluss in Abhängigkeit vom Seitenwandwinkel und von der Oberwasserenergiehöhe für ein trapezförmiges Labyrinth-Wehr mit einer lichten Weite von $W = 30$ m, einer Höhe von $P = 2$ m, einer Tiefe in Fließrichtung von $B = 4$ m und einer Breite der Front- und Rückwände von $D = 0,50$ m

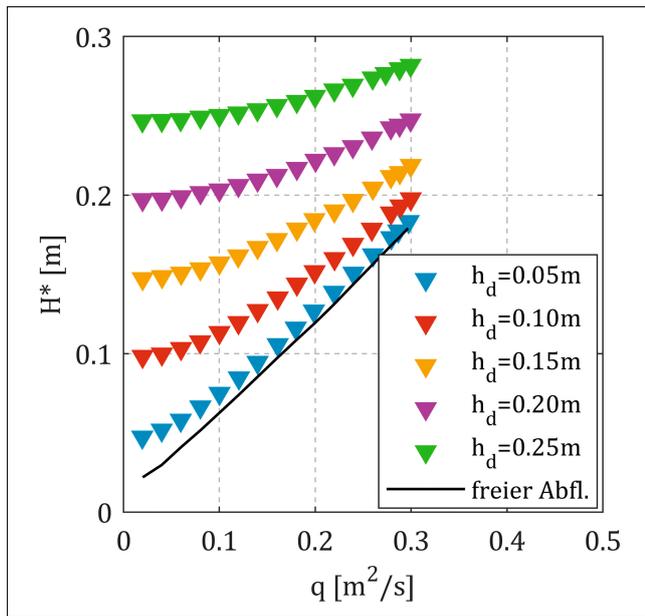


Bild 18: Untersuchungsergebnisse der BAW für rückstaubeeinflussten Abfluss am trapezförmigen Labyrinth-Wehr ($P = 0,253 \text{ m}$)

Labyrinth-Wehr übertragen werden kann, da eine Abhängigkeit vom Eintaugrad h_d/P zu beobachten ist, insbesondere für das rechteckförmige Labyrinth-Wehr (Belzner et al. 2017). Crookston und Tullis (2012) beschreiben lokale Rückstauereffekte, die sich durch die Interaktion gegenüberliegender Überfallstrahlen ergeben und dadurch die hydraulische Leistungsfähigkeit reduzieren. Dieser Effekt könnte erklären, warum der Rückstau einfluss am rechteckförmigen und trapezförmigen Labyrinth-Wehr nicht mit dem Ansatz von Cicero und Delisle (2013) beschrieben werden kann.

Bild 18 zeigt die Untersuchungsergebnisse für das trapezförmige Labyrinth-Wehr. Aufgetragen ist die Oberwasserenergiehöhe H^* in Abhängigkeit vom spezifischen Abfluss q und vom Unterwasserstand h_d , gemessen über der Wehrkrone. Die sich für $h_d = 0$ ergebende Oberwasserenergiehöhe entspricht der Energiehöhe bei freiem Abfluss H_u (schwarze Linie). Mit steigendem Unterwasserstand h_d und steigendem spezifischem Abfluss q steigt die Oberwasserenergiehöhe ebenfalls an. Für große Abflüsse nähert sich H^* asymptotisch H_u an. Für kleine Abflüsse entspricht die Oberwasserenergiehöhe H^* etwa der Summe aus Wehrhöhe P und dem Unterwasserstand über dem Wehr h_d .

Villemonte (1947) beschreibt den Rückstau einfluss bei einem scharfkantigen Wehr mit einer semiempirischen

Gleichung. Tullis et al. (2007) zeigen am Beispiel von Labyrinth-Wehren mit Seitenwandwinkeln von $\alpha = 7^\circ, 8^\circ$ und 20° , dass der Rückstau einfluss bei Labyrinth-Wehren mit dem Ansatz von Villemonte (1947) überschätzt wird. Sie entwickelten eine eigene empirische Gleichung, mit der der Rückstau einfluss für Seitenwandwinkel zwischen 7° und 20° in Abhängigkeit von H_d/H_u beschrieben werden kann:

$$\frac{H^*}{H_u} = 0,0332 \cdot \left(\frac{H_d}{H_u}\right)^4 + 0,2008 \cdot \left(\frac{H_d}{H_u}\right)^2 + 1, \text{ für } 0 \leq \frac{H_d}{H_u} \leq 1,53 \quad (3)$$

$$\frac{H^*}{H_u} = 0,9379 \cdot \left(\frac{H_d}{H_u}\right) + 0,2174, \text{ für } 1,53 < \frac{H_d}{H_u} \leq 3,5 \quad (4)$$

$$H^* = H_d, \text{ für } 3,5 < \frac{H_d}{H_u} \quad (5)$$

In Bild 19 sind die eigenen Messergebnisse im Vergleich zu Tullis et al. (2007) dargestellt. Dabei ergibt sich eine gute Übereinstimmung mit einer durchschnittlichen Abweichung von 2,1 % gegenüber den Gleichungen (3), (4) und (5). Dieser Vergleich macht deutlich, dass die Gleichungen aus Tullis et al. (2007) gut für die Bemessung von Labyrinth-Wehren mit Rückstau einfluss, wie er häufig bei Wehranlagen an Bundeswasserstraßen zu finden ist, verwendet werden können.

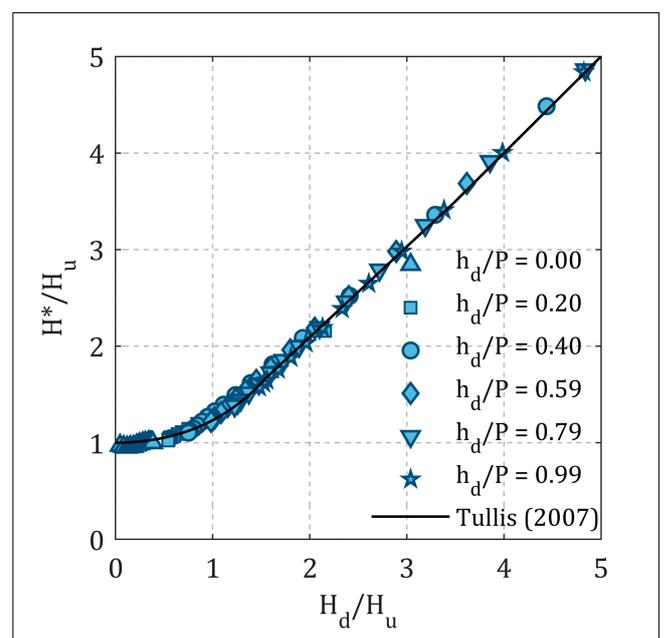


Bild 19: Rückstau einfluss beim trapezförmigen Labyrinth-Wehr

5 Hydraulische Bemessung

Wie die Ergebnisse zeigen, weist das trapezförmige Labyrinth-Wehr unter den drei untersuchten Geometrien die größte Leistungsfähigkeit auf (Bild 14). Der Vergleich mit den Ergebnissen aus Crookston und Tullis (2013) zeigt eine gute Übereinstimmung, sodass für die Bemessung Gleichung (2) genutzt werden kann. Diese ermöglicht die iterative Bestimmung des Abflussbeiwerts C_d für freien Abfluss in Abhängigkeit von der Geometrie und vom Abfluss.

Aus der Oberwasserenergiehöhe für freien Abfluss H_u und der bekannten Unterwasserenergiehöhe H_d kann mit den Gleichungen (3), (4) und (5) die Energiehöhe im Oberwasser H^* für rückgestauten Abfluss bestimmt werden.

In Bild 20 ist die Vorgehensweise zur Abschätzung des Oberwasserstands schematisch dargestellt. Bei bekannter Geometrie und bekanntem Abfluss Q wird zunächst ein Abflussbeiwert C_d geschätzt. Hieraus wird die Oberwasserenergiehöhe H_u bestimmt. C_d und H_u werden iterativ so lange verbessert, bis der Zusammenhang zwischen H_u/P und C_d nach Bild 16 bzw. Gleichung (2) gilt.

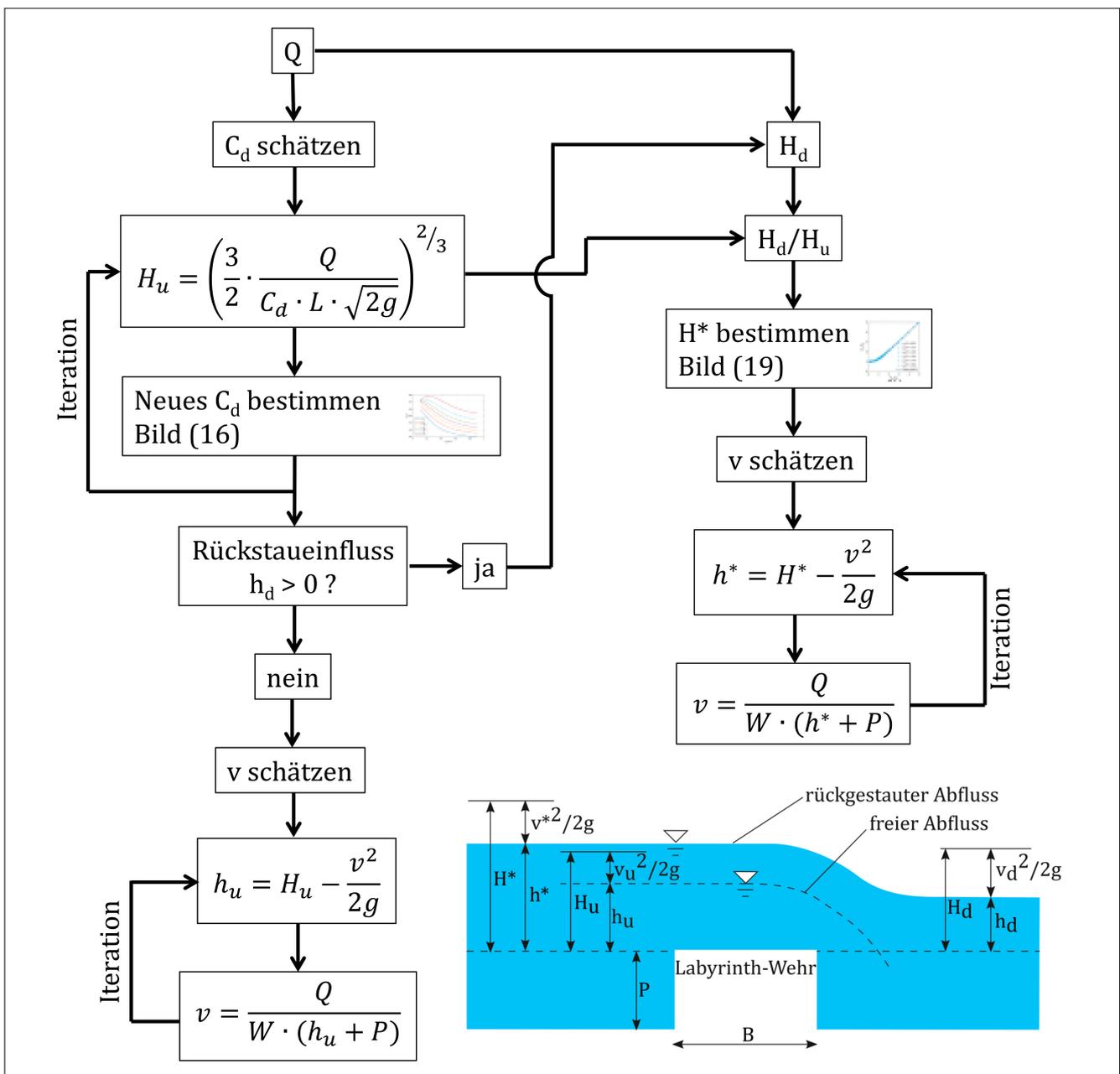


Bild 20: Schema zur Bestimmung des Oberwasserstandes für trapezförmige Labyrinth-Wehre

Rückstau einfluss kann vorliegen, wenn $h_d > 0$ ist. In diesem Fall kann die Oberwasserenergiehöhe H^* direkt aus den Gleichungen (3), (4) und (5) oder Bild 19 bestimmt werden. Der Oberwasserstand ist aus H_u bzw. H^* iterativ zu bestimmen.

6 Anwendungsbeispiel: Lake Townsend Dam (USA)

Die Wasserversorgung der Stadt Greensboro in North Carolina (USA) mit etwa 250.000 Einwohnern wird zu 70 % über den Lake Townsend sichergestellt. Der Stausee hat eine Fläche von $6,6 \text{ km}^2$ und ein Volumen von etwa $24.000.000 \text{ m}^3$. Der im Jahr 1967 in Betrieb genommene Staudamm verfügte über zehn Hubschütze, einerseits zur Regulierung des Oberwasserstands und andererseits zur Hochwasserabfuhr. Gemäß der Klassifikation des Bundesstaates North Carolina ist die Hochwasserentlastungsanlage des Stausees für drei Viertel der wahrscheinlichen maximalen Niederschlagsmenge (PMP) zu

bemessen (Cannon et al. 2010). Untersuchungen aus den 1980er-Jahren ergaben jedoch Niederschlagsmengen, welche die Leistungsfähigkeit der Hochwasserentlastungsanlage überschritten. Weiterhin traten innerhalb der letzten 25 Jahre immer wieder Schäden am Staudamm auf. Im Jahr 2005 wurden erhebliche Risse durch eine Alkali-Kieselsäure-Reaktion festgestellt. Vertiefte Untersuchungen ergaben, dass eine langfristige Sanierung des Staudamms nicht möglich ist. Daher wurde ein Neubau empfohlen.

Die Stadt Greensboro entschied sich für ein Labyrinth-Wehr, da es im Hinblick auf den Betrieb und die Unterhaltung die kostengünstigste Variante war. Da der Abfluss aus dem Lake Townsend rückstau beeinflusst sein kann, erwies sich dieser Wehrtyp insbesondere bei höheren Abflüssen als vorteilhaft. Die Höhe des Labyrinth-Wehrs (Bild 21) beträgt etwa $P = 6 \text{ m}$, die lichte Weite etwa 90 m und die Tiefe 25 m . Das Wehr besteht aus sieben Einheiten. Der Seitenwandwinkel beträgt $\alpha = 11,4^\circ$. Neben dem Labyrinth-Wehr wurde ein schmales Tafelschütz vorgesehen, um den Wasserspiegel im See bei Bedarf absenken zu können.



Bild 21: Labyrinth-Wehr am Lake Townsend in North Carolina (USA) (Quelle: Schnabel Engineering 2019)



Bild 22: Aufnahmen aus der Bauzeit des Labyrinth-Wehrs am Lake Townsend (Quelle: Brian Crookston, Utah State University)

Da der Stausee die Hauptwasserversorgung der Stadt Greensboro darstellt, durfte der See während der Bauzeit nicht abgesenkt werden. Das Labyrinth-Wehr wurde daher im Unterwasser des Staudamms errichtet. Um während der Bauzeit den Wasserspiegel weiterhin regulieren und kleinere Hochwasserabflüsse abführen zu können, wurden die Kanäle der seitlichen Hochwasserüberläufe um die Baustelle herumgeführt. Bild 22 zeigt Aufnahmen aus der Bauzeit. Die beiden oberen Abbildungen zeigen das teilweise fertiggestellte Labyrinth-Wehr. Die Betonage wurde in horizontalen und vertikalen Betonierabschnitten durchgeführt. Links unten ist die Bewehrung einer Seitenwand zu sehen. Rechts unten ist der trockene Bereich unterhalb des alten Staudamms abgebildet.

Insgesamt wurden etwa 10.000 m³ Beton verbaut. Um Risse durch Alkali-Kieselsäure-Reaktionen zu vermeiden, wurde eine Betonrezeptur genutzt, die zu gleichen

Anteilen Zement und Flugasche enthielt. Die Gesamtkosten für die Errichtung des Labyrinth-Wehrs lagen bei etwa 16 Mio. US-Dollar.

Für das Beispiel des Lake Townsend wurde mit dem in Bild 20 dargestellten Bemessungsschema die Überfallhöhe in Abhängigkeit vom Abfluss bestimmt. Die Eingangsdaten wurden teilweise aus Cannon et al. (2010) entnommen (lichte Weite, Höhe, Seitenwandwinkel und Anzahl der Keys) oder aus den dort zur Verfügung stehenden Daten abgeleitet (Abwicklungslänge). Die Iterationsvorschrift wurde in einem Tabellenkalkulationsprogramm umgesetzt. Durchschnittlich sind drei bis vier Iterationsschritte notwendig, um eine ausreichende Genauigkeit zu erreichen. In Bild 23 sind die berechneten Überfallhöhen für diskrete Punkte innerhalb des Abflussspektrums über den Abfluss aufgetragen. Die berechneten Energiehöhen stimmten mit Cannon et al. (2010) nahezu überein.

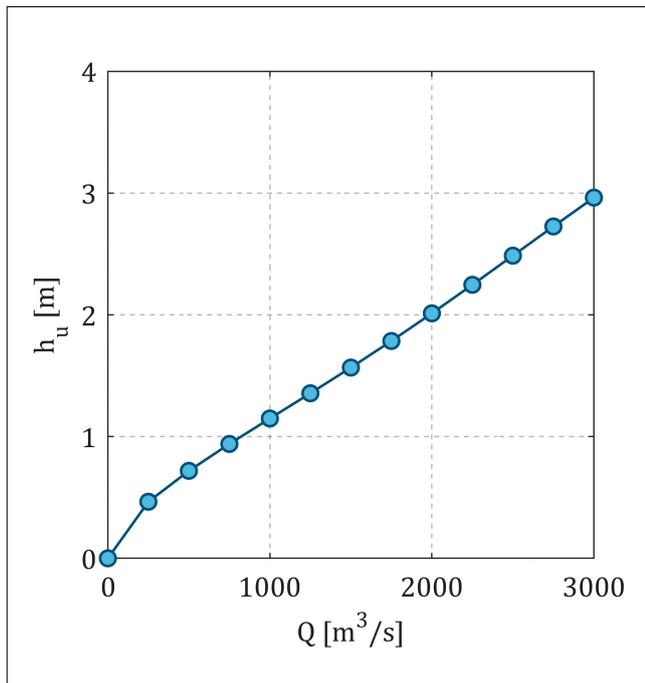


Bild 23: Überfallhöhe in Abhängigkeit vom Abfluss; ermittelt mit dem Bemessungsschema nach Bild 20 für das Beispiel des Lake Townsend Dam

7 Zusammenfassung

Das Labyrinth-Wehr ist ein gefaltetes festes Wehr, das aufgrund seiner Geometrie eine hohe Abflussleistung bei vergleichsweise geringer lichter Breite aufweist. Bei gleichem Oberwasserstand kann der Abfluss gegenüber einem linearen Wehr um das vier- bis sechsfache erhöht werden. Für steigende Überfallhöhen nimmt dieser Vorteil ab.

Im Labor der BAW wurden hydraulische Untersuchungen an einem gegenständlichen Modell mit verschiedenen Labyrinth-Wehr-Typen unter den für eine Bundeswasserstraße typischen Randbedingungen durchgeführt. Die Ergebnisse konnten anhand der einschlägigen Literatur validiert werden. Es zeigte sich, dass unter den betrachteten Geometrien das trapezförmige Labyrinth-Wehr die größte Leistungsfähigkeit aufweist. Für die Praxis werden Gleichungen zur Abschätzung des zu erwartenden Oberwasserstands für freien und für rückgestauten Abfluss bereitgestellt. Mit Hilfe eines Bemessungsschemas kann der Planer eine Vorbemessung des festen Wehrtyps durchführen.

In der einschlägigen Literatur werden verschiedenen geometrische Einflussgrößen erwähnt, die die Leistungsfähigkeit des Labyrinth-Wehrs beeinflussen. Bei kleinen Überfallhöhen ist die Länge der Überfallkrone jedoch die maßgebende Einflussgröße. Bei der Bemessung ist auch zu berücksichtigen, dass die größten Überfallbeiwerte in Bezug auf die Abwicklungslänge zwar für große Seitenwandwinkel erzielt werden. Allerdings kann bei gegebener zur Verfügung stehender Fläche mit kleineren Seitenwandwinkeln eine größere Abwicklungslänge erzielt werden, was zu einer – absolut betrachtet – höheren Leistungsfähigkeit führt.

8 Literatur

Anderson, R. M.; Tullis, B. P. (2012): Comparison of Piano Key and Rectangular Labyrinth Weir Hydraulics. In: *Journal of Hydraulic Engineering* 138 (4), S. 358–361. DOI: 10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000509.

Belzner, F.; Merkel, J.; Gebhardt, M.; Thorenz, C. (2017): Piano Key and Labyrinth Weirs at German waterways: Recent and future research of the BAW. In: Sébastien Ericpicum, Frédéric Laugier, Michel Ho Ta Khanh und Michael Pfister (Hg.): *Labyrinth and Piano Key Weirs III. PKW 2017*. Boca Raton: CRC Press, S. 167–174.

Belzner, F.; Merkel, J.; Pfrommer, U.; Gebhardt, M. (2015): Das Piano-Key-Wehr: Messungen an einem innovativen Verschluss für kleine Wasserstraßen. In: Technische Universität Dresden (Hg.): *Messen und Überwachen im Wasserbau und am Gewässer*, Bd. 53. *Dresdner Wasserbaukolloquium*. Dresden: Selbstverl. der Techn. Univ. (Wasserbauliche Mitteilungen, 53), S. 99–107.

Belzner, F.; Merkel, J.; Pfrommer, U.; Gebhardt, M.; Thorenz, C. (2016): Piano-Key-Wehre und Labyrinth-Wehre unter den Randbedingungen einer Bundeswasserstraße. In: *Wasserwirtschaft* (5), S. 37–42.

Cannon, R.; Robblee, G.; Marshall, T.; Paxon, G.; King, M.; Williams, A. (2010): Replacing Lake Townsend Dam. In: *The Journal of Dam Safety* 8 (2), S. 6–15. Online verfügbar unter <https://www.greensboro-nc.gov/home/showdocument?id=3637>, zuletzt geprüft am 11.07.2019.

- Cicero, G. M.; Delisle, J. R. (2013): Discharge characteristics of Piano Key weirs und submerged flow. In: Sébastien Erpicum, Frédéric Laugier, Michael Pfister, Michel Piroton, Guy-Michel Cicero und Anton J. Schleiss (Hg.): Labyrinth and Piano Key Weirs II: CRC Press/Balkema, S. 101–109.
- Crookston, B. M.; Tullis, B. P. (2012): Labyrinth Weirs: Nappe Interference and Local Submergence. In: Journal of Irrigation and Drainage Engineering 138 (8), S. 757–765.
- Crookston, B. M.; Tullis, B. P. (2013): Hydraulic Design and Analysis of Labyrinth Weirs. I: Discharge Relationships. In: Journal of Irrigation and Drainage Engineering 139 (5), S. 363–370.
- Crookston, B. M. (2010): Labyrinth Weirs. Dissertation. Utah State University, Logan. Civil and Environmental Engineering, <https://digitalcommons.usu.edu/etd/802/>, zuletzt geprüft am: 21.01.2020.
- Erpicum, S.; Laugier, F.; Boillat, J.-L.; Piroton, M.; Reverchon, B.; Schleiss, A. J. (Hg.) (2011): Labyrinth and Piano Key Weirs. Boca Raton: CRC Press/Balkema.
- Erpicum, S.; Laugier, F.; Ho Ta Khanh, M.; Pfister, M. (Hg.) (2017): Labyrinth and Piano Key Weirs III. PKW 2017. Boca Raton: CRC Press.
- Erpicum, S.; Laugier, F.; Pfister, M.; Piroton, M.; Cicero, G.-M.; Schleiss, A. J. (Hg.) (2013): Labyrinth and Piano Key Weirs II: CRC Press/Balkema.
- Falvey, H. T. (2003): Hydraulic Design of Labyrinth Weirs. Reston, Va: ASCE Press (American Society of Civil Engineers).
- Gebhardt, M.; Herbst, J.; Merkel, J.; Belzner, F. (2018): Sedimentation at labyrinth weirs – an experimental study of the self-cleaning process. In: Journal of Hydraulic Research 90, S. 1–12. DOI: 10.1080/00221686.2018.1494053.
- Hager, W. H. (2010): Wastewater Hydraulics. Theory and Practice. 2nd ed. Berlin, London: Springer.
- Hager, W. H.; Schwalt, M. (1994): Broad-Crested Weir. In: J. Irrig. Drain Eng. 120 (1), S. 13–26. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9437(1994)120:1(13).
- Pfrommer, J.; Gebhardt, M.; Belzner, F. (2019): Energie-dissipation im Unterwasser von Labyrinth-Wehren. In: Bundesanstalt für Wasserbau (Hg.): BAWMitteilungen 105. Feste Wehre an Bundeswasserstraßen. Karlsruhe, S. 75–84.
- Pralong, J.; Vermeulen, J.; Blancher, B.; Laugier, F.; Erpicum, S.; Machiels, O. et al. (2011): A naming convention for the Piano Key Weirs geometrical parameters. In: Sébastien Erpicum, Frédéric Laugier, Jean-Louis Boillat, Michel Piroton, Bernard Reverchon und Anton Schleiss (Hg.): Labyrinth and Piano Key Weirs. Boca Raton: CRC Press/Balkema, S. 271–278.
- Schleiss, A. J. (2011): Vom Labyrinth- zum Klaviertastenwehr. In: Robert Boes (Hg.): Festkolloquium WHH – Wasserbau, Hydraulik, Hydrologie. Zürich: Eigenverlag der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie ETH Zürich. Online verfügbar unter <https://www.ethz.ch/content/dam/ethz/special-interest/baug/vaw/vaw-dam/documents/das-institut/mitteilungen/2010-2019/217.pdf>, zuletzt geprüft am 02.07.2019.
- Schnabel Engineering (Hg.) (2019): Lake Townsend Dam. Online verfügbar unter <https://www.schnabel-eng.com/blog/project/lake-townsend-dam/>, zuletzt geprüft am 21.01.2020.
- Taylor, G. (1968): The performance of labyrinth weirs. Doctoral dissertation. University of Nottingham. Faculty of Applied Science. Online verfügbar unter <http://eprints.nottingham.ac.uk/12857/1/553842.pdf>, zuletzt geprüft am 26.07.2019.
- Tullis, B. P.; Young, J. C.; Chandler, M. A. (2007): Head-Discharge Relationships for Submerged Labyrinth Weirs. In: J. Hydraul. Eng. 133 (3), S. 248–254. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9429(2007)133:3(248).
- Tullis, J. P.; Amanian, N.; Waldron, D. (1995): Design of Labyrinth Spillways. In: J. Hydraul. Eng. 121 (3), S. 247–255. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9429(1995)121:3(247).
- Villemonte, J. (1947): Submerged weir discharge studies. In: Eng. News-Rec 139 (26), S. 54–56.

Piano-Key-Wehre

Fabian Belzner M. Eng., Bundesanstalt für Wasserbau

Beim Piano-Key-Wehr (PKW) handelt es sich um einen in der Draufsicht gefalteten festen Wehrtyp. Bei gleicher lichter Weite kann die Abflussleistung im Vergleich zum linearen Wehr damit deutlich erhöht werden. Im Vergleich mit dem Labyrinth-Wehr sind die ober- und unterwasserseitigen Wände geneigt, sodass die Aufstandsfläche um etwa zwei Drittel reduziert werden kann, weshalb dieser Wehrtyp bislang vorwiegend zur Ertüchtigung der Hochwasserentlastung bestehender Staumauern eingesetzt wird. Der vorliegende Beitrag gibt einen Überblick über die hydraulische Bemessung von Piano-Key-Wehren. Dabei werden zunächst die hydraulischen Grundlagen für freien und rückgestauten Abfluss erläutert und anschließend die wichtigsten Erkenntnisse der bisherigen Forschung zusammengefasst. Eigene Laboruntersuchungen wurden durchgeführt und die Ergebnisse um numerische Simulationen ergänzt und validiert. Die Ergebnisse der Untersuchungen werden diskutiert und mit der einschlägigen Literatur verglichen. Schließlich wird ein Schema für die Bemessung von Piano-Key-Wehren für freien und rückgestauten Abfluss vorgestellt. Im Hinblick auf den Praxisbezug werden Hinweise zur konstruktiven Herstellung gegeben, die auf bereits realisierten Projekten im Ausland basieren. Außerdem werden zwei Projekte aus Frankreich und Vietnam vorgestellt.

1 Einleitung

Das Piano-Key-Wehr oder auch Klaviertastenwehr (Bild 1 und Bild 2) ist eine technisch-ökonomische Opti-

mierung des Labyrinth-Wehrs (Laugier et al. 2017) für Situationen mit geringer Aufstandsfläche. Im Gegensatz zum Labyrinth-Wehr sind hier die ober- und unterwasserseitigen Wände geneigt, sodass die Aufstandsfläche um etwa zwei Drittel reduziert werden kann und sich ober- und unterwasserseitige Überhänge ergeben. Die Draufsicht gleicht Klaviertasten, die dem Wehr seinen Namen geben. Der Wehrtyp ist eine effiziente und wirtschaftliche Lösung für die Erhöhung der Leistungsfähigkeit von Hochwasserentlastungsanlagen an Talsperren (Schleiss 2011). Eine Kombination aus einem PKW und beweglichen Verschlüssen kann in Bezug auf die Kosten, die Verfügbarkeit, die Anforderungen an die Wasserstandsregelung oder die Sedimentdurchgängigkeit vorteilhaft sein (Laugier et al. 2017).

In den letzten Jahren wurden in Frankreich zahlreiche Hochwasserentlastungsanlagen an Talsperren mit PKW ertüchtigt, um gestiegene Bemessungshochwasserabflüsse abführen zu können. Damit konnte auf eine aufwändigere Dammerhöhung oder den Bau einer zusätzlichen Entlastungsmöglichkeit verzichtet werden. Einhergehend damit hat die Forschung an PKW stark zugenommen. An Stauanlagen, an denen variable Unterwasserstände auftreten und sich Rückstau bemerkbar macht, gibt es hingegen wenige Erfahrungen. Da an Bundeswasserstraßen in der Regel genügend Raum in Fließrichtung zur Verfügung steht, ist der Vorteil der geringeren Aufstandsfläche nicht so sehr von Bedeutung wie auf der Krone einer Talsperre. Ob das PKW für den Einsatz an Bundeswasserstraßen dennoch Vorteile haben könnte, war das Ziel von hydraulischen Untersuchungen, die Gegenstand dieses Beitrages sind.

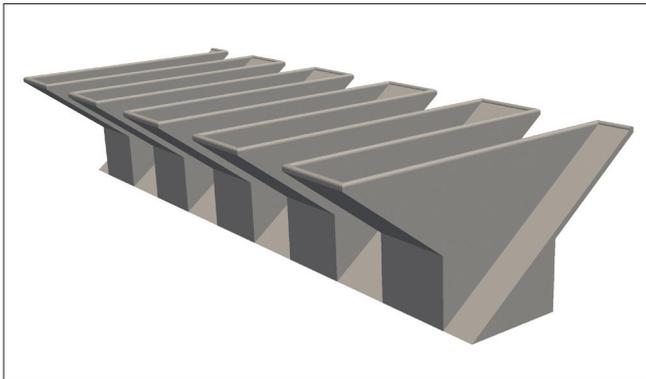


Bild 1: Piano-Key-Wehr Typ A

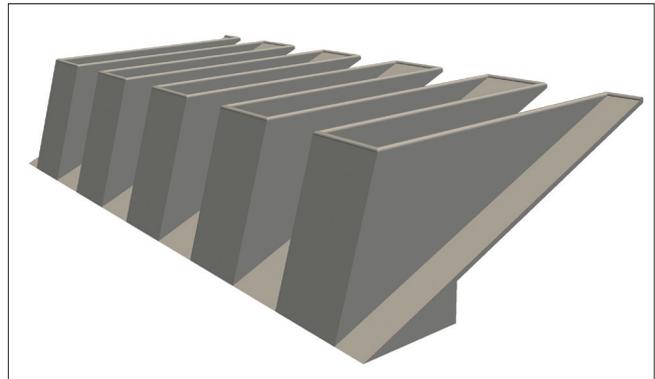


Bild 2: Piano-Key-Wehr Typ C

2 Geschichtlicher Rückblick

Das älteste bekannte Piano-Key-Wehr wurde bereits 1944 errichtet (Falvey 2003). Dabei handelt es sich um eine Hochwasserentlastungsanlage der Talsperre Beni Bahdel in Algerien (Bild 3). In der Literatur taucht das PKW erstmals Anfang dieses Jahrtausends auf, z. B. in Lempérière und Ouamane (2003). Das erste PKW in Europa wurde von der Électricité de France (EDF) 2006 an

der Talsperre Golours in Frankreich in Betrieb genommen, um die dortige Hochwasserentlastungsanlage zu ertüchtigen (Laugier 2007). Bis Ende 2017 folgten zehn weitere PKW an französischen Talsperren, die bei einer Überfallhöhe von 1 m spezifische Abflüsse zwischen $4 \text{ m}^3/(\text{sm})$ und $11 \text{ m}^3/(\text{sm})$ aufweisen. Mit Ausnahme des PKW in Gage betrug die Bauzeit jeweils weniger als ein Jahr (Laugier et al. 2017). Bild 25 zeigt das 2014 in Betrieb genommene PKW an der Barrage de Charmines im französischen Jura.



Bild 3: Piano-Key-Wehr an der Staustufe Beni Bahdel in Algerien (Quelle: Volker Bettzieche, Ruhrverband, 2004/2005)

Primär wurden in der BAW Untersuchungen an einem gegenständlichen Labormodell durchgeführt. Dabei wurde die hydraulische Leistungsfähigkeit bei freiem und rückgestautem Abfluss bestimmt. Zur Validierung der Laborversuche wurden zusätzlich numerische Simulationen durchgeführt.

3 Hydraulische Grundlagen und Bezeichnungen

Beim Abfluss über ein Kontrollbauwerk wird zwischen freiem und rückgestautem Abfluss unterschieden. Freier Abfluss liegt vor, wenn der Oberwasserstand h_u [m] lediglich eine Funktion vom Abfluss Q [m^3/s] und der Geometrie ist. In diesem Fall kann der Abfluss Q mit der Formel von Du Buat in Abhängigkeit von einem dimensionslosen Abflussbeiwert C_d [-], der oberwasserseitigen Energiehöhe H_u [m] und der Kronenlänge L [m] beschrieben werden:

$$Q = \frac{2}{3} \cdot C_d \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H_u^{3/2} \quad (1)$$

Mit dem PKW kann gegenüber einem linearen Wehr bezogen auf die lichte Weite W [m] unter anderem deswegen eine so hohe Abflussleistung erzielt werden, weil die Kronenlänge L deutlich größer als die lichte Weite W ist und $L/W \gg 1$ gilt. Mit zunehmendem Unterwasserstand h_d [m] beginnt der Oberwasserstand h_u [m] ab einem bestimmten Punkt ebenfalls mit anzusteigen und die oberwasserseitige Energiehöhe wird zu einer Funktion vom Abflussbeiwert C_d und der unterwasserseitigen Energiehöhe H_d [m]. Der Übergang von freiem zu rückgestautem Abfluss wird als „Grenzeinstau“ oder „Modular Limit“ bezeichnet (Hager 2010).

Eine Prinzipskizze mit Angabe der verwendeten Bezeichnungen ist in Bild 4 dargestellt. Der Index „u“ (upstream) bezeichnet dabei freien Abfluss im Oberwasser, rückgestauter Abfluss ist mit „*“ gekennzeichnet. Für das Unterwasser wird der Index „d“ (downstream) benutzt. Die wichtigsten geometrischen Parameter nach Pralong et al. (2011) sind in Bild 5 in einer isometrischen Darstellung sowie in Bild 6 in der Seitenansicht und der Draufsicht dargestellt.

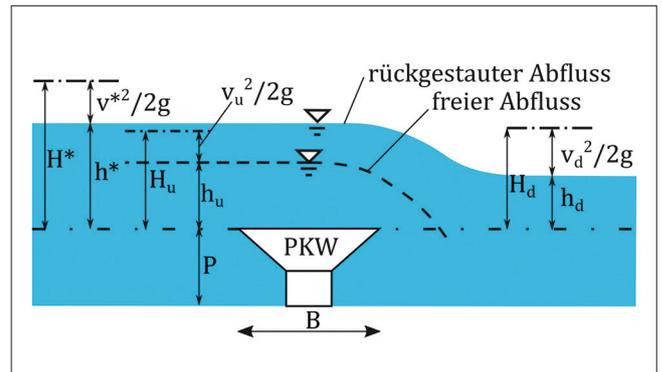


Bild 4: Prinzipskizze (Längsschnitt)

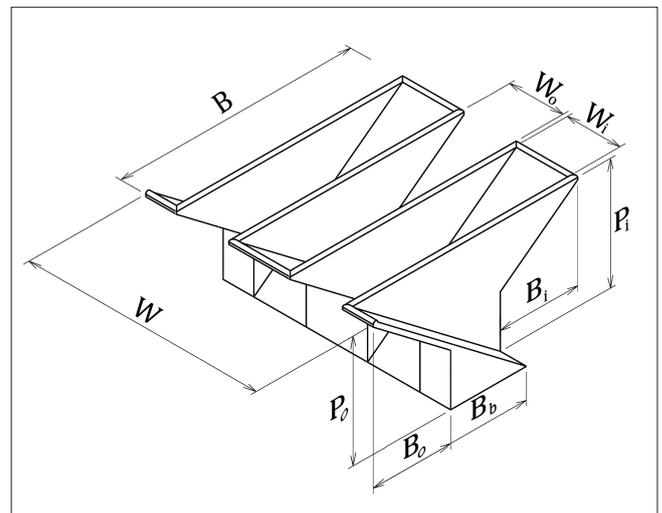


Bild 5: Isometrie mit Bezeichnung der geometrischen Parameter (nach Pralong et al. 2011)

Die nach Oberwasser geöffneten Einbuchtungen werden als „Inlet-Keys“ bezeichnet, die nach Unterwasser geöffneten als „Outlet-Keys“.

Generell wird zwischen vier geometrischen Varianten des PKW unterschieden:

- Typ A: Ober- und unterwasserseitige Überhänge
- Typ B: Oberwasserseitige Überhänge
- Typ C: Unterwasserseitige Überhänge
- Typ D: Keine Überhänge

Die verwendeten Bezeichnungen entsprechen der in Pralong et al. (2011) eingeführten Nomenklatur. Es ist möglich, dass zur Beschreibung der Geometrie eines PKW mehr als 20 unabhängige Parameter benötigt werden (Laugier et al. 2017).

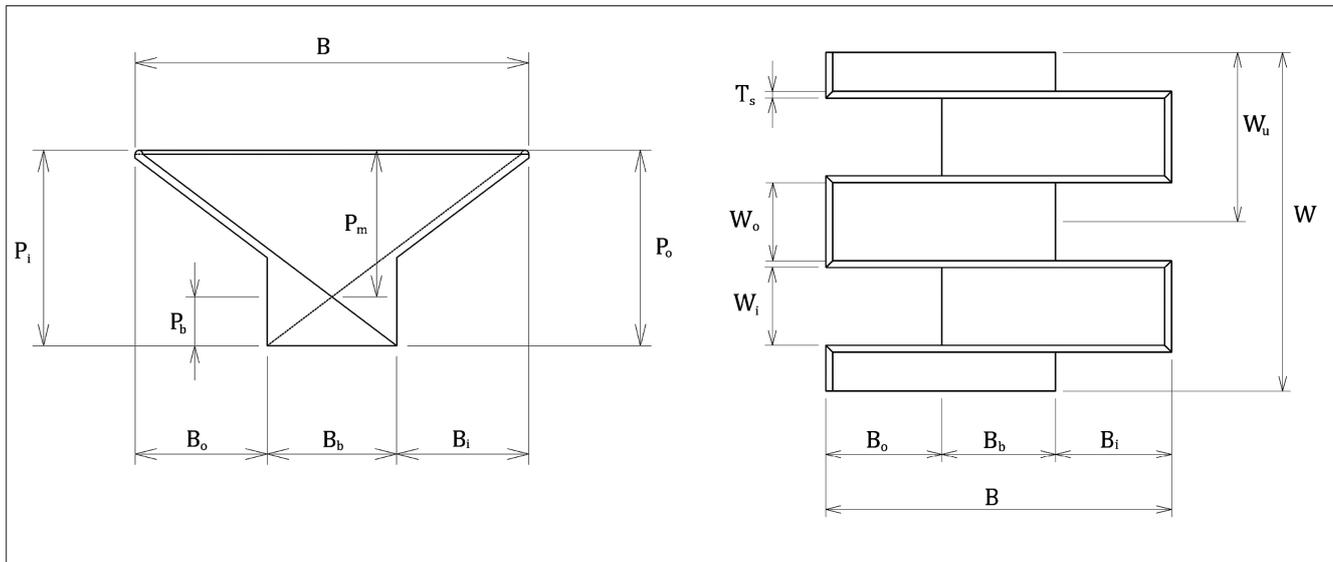


Bild 6: Seitenansicht (links) und Draufsicht (rechts) mit Bezeichnung der geometrischen Parameter (nach Pralong et al. 2011)

4 Relevante Literatur

Die jüngste Forschung an PKW begann zu Beginn dieses Jahrtausends (z. B. Lempérière und Ouamane 2003) und ergab sich im Wesentlichen aus der Notwendigkeit der EDF, eine große Zahl von Talsperren in Frankreich für die gestiegenen Bemessungshochwasser zu ertüchtigen. In Pralong et al. (2011) wird eine Nomenklatur vorgestellt, die sich zum Standard bei der Bezeichnung der geometrischen Parameter von Piano-Key- und Labyrinth-Wehren entwickelt hat (Bild 5 und Bild 6). Anderson und Tullis (2012) führten Versuche durch, um die hydraulische Leistungsfähigkeit des PKW mit der des Labyrinth-Wehrs zu vergleichen. Das PKW zeigte dabei oft eine etwas höhere hydraulische Leistungsfähigkeit, die auf die Schräge der Inlet-Keys zurückzuführen ist. Damit wird die Zuflussgeschwindigkeit allmählich reduziert, was zu einer Verringerung der hydraulischen Verluste führt.

In Kabiri-Samani und Javaheri (2012) werden die maßgebenden Einflussparameter identifiziert und aus den Ergebnissen von etwa 600 Modellversuchen empirische Formeln zur Beschreibung des Überfallbeiwerts für freien und rückgestauten Abfluss entwickelt. Die Ergebnisse zeigen unter anderem, dass eine Verlängerung der oberwasserseitigen Überhänge zu einer Steigerung der hydraulischen Leistungsfähigkeit führt. Ribeiro et al. (2012) führten Versuche unter rückstaufreien Bedin-

gungen durch und beschreiben die Leistungsfähigkeit in Relation zum scharfkantigen Wehr anhand der primären Parameter „Abwicklungslänge“, „lichte Breite“, „Höhe“ und „Tiefe“, die einen signifikanten Einfluss auf die Leistungsfähigkeit haben. Weiterhin entwickelten die Autoren eine allgemeingültige Gleichung zur Bestimmung der Leistungsfähigkeit bei freiem Abfluss. Als dominanter Parameter wird das Verhältnis aus „Überlänge“ zu Oberwasserenergiehöhe $(L-W)/H_u$ beschrieben. Für kleine Energiehöhen ergibt sich für Wehre mit $L/W = 5$ ein fünfmal höherer Abfluss als beim scharfkantigen Wehr. Für größere Energiehöhen geht dieser Vorteil verloren und die Leistungsfähigkeit liegt je nach Länge in Fließrichtung (B) im Bereich der scharfkantigen ($C_d = 0,63$) und breittkronigen Wehre ($C_d = 0,50$ bis $0,53$).

In Pfister und Schleiss (2013) werden die Ergebnisse von Kabiri-Samani und Javaheri (2012), Ribeiro et al. (2012) und Machiels (2012) verglichen und sekundäre Parameter, wie z. B. die Breitenverhältnisse der Keys, berücksichtigt, um eine höhere Genauigkeit zu erreichen. Es zeigte sich, dass diese zwar einen kleinen, aber nicht unbedeutenden Einfluss auf die Leistungsfähigkeit haben.

Machiels et al. (2014) greifen den ursprünglich für das Labyrinth-Wehr entwickelten Ansatz von Falvey (2003) auf und beschreiben den Abfluss über das PKW als Summe der Teilabflüsse über die Front-, Seiten- und Rückwände mit einer durchschnittlichen Abweichung von etwa 10 %.

Weiterhin wird die Notwendigkeit der Maximierung des Einlassquerschnitts betont, um die Fließgeschwindigkeiten und damit die hydraulischen Verluste zu reduzieren. Darüber hinaus wird für ein Verhältnis von Abwicklungslänge zu lichter Weite von $L/W = 5$ eine hydraulisch optimierte Geometrie mit $P/W_u = 1,3$, $W_i/W_o = 1,25$ und $B_o/B_i = 3$ empfohlen.

PKW wurden bislang meist auf Staumauern und damit für rückstaufreie Bedingungen realisiert. Für die Bemessung an Flüssen kann der Einfluss des Unterwassers auf die Leistungsfähigkeit jedoch nicht vernachlässigt werden, wie u. a. die Untersuchungen von Cicero und Delisle (2013b) sowie Thanh et al. (2017) zeigen.

Neben den primären geometrischen Parametern gibt es mittlerweile auch zahlreiche Literatur zum Einfluss sekundärer Parameter auf die Leistungsfähigkeit. Cicero und Delisle (2013a) untersuchten z. B. den Einfluss der Kronenform auf die Leistungsfähigkeit. Mit Fluid-Struktur-Interaktion an PKW beschäftigten sich Denys et al. (2017) und Vermeulen et al. (2017) und gehen dabei der Frage der Bemessung einer funktionierenden Belüftung

für PKW nach. Eine Zusammenfassung der bisherigen Erkenntnisse aus Forschung und Betrieb von PKW findet sich in Cubaynes und Laugier (2017). Eine vergleichende Zusammenfassung der bereits in Frankreich realisierten PKW findet sich in Laugier et al. (2017). Zusammenfassungen über den Stand von Forschungs- und Entwicklung an Labyrinth- und Piano-Key-Wehren sind in Erpicum et al. (2011), Erpicum et al. (2013) und Erpicum et al. (2017b) zu finden.

5 Hydraulische Untersuchung

5.1 Labormodell

Für die gegenständlichen Modelluntersuchungen stand im Labor der BAW eine Rinne mit einer Breite von 1,25 m, einer Länge von 15,00 m und einer Höhe von 0,60 m zur Verfügung (Bild 7). Eine ausführliche Beschreibung des Modells und der verwendeten Messtechnik gibt der Beitrag von Belzner et al. „Labyrinth-Wehre“ in diesem Heft.



Bild 7: Labyrinth- und Piano-Key-Wehr-Versuchsstand im Labor der BAW (Belzner et al. 2016)

5.2 Untersuchte Zustände und Geometrien

In der Rinne wurden zwei verschiedene PKW (Typ A und Typ C) untersucht, die dieselbe Höhe, Breite und Abwicklungslänge hatten ($L/W = 5$, $B = 0,50$ m und $P = 0,253$ m). Um die Anzahl der geometrischen Einflussparameter zu reduzieren, wurden für die Inlet- und Outlet-Keys die gleichen Breiten gewählt. Vorhandene Untersuchungen zum Einfluss der Kronenform auf die Leistungsfähigkeit am PKW (Cicero und Delisle 2013b) zeigen, dass die größte Leistungsfähigkeit mit einer halbgerundeten Wehrkrone erreicht wird. Aus diesem Grund wurde eine halbgerundete Wehrkrone gewählt. Die Dicke der Seitenwände betrug $T_s = 0,01$ m.

Die Abflüsse wurden zwischen $0,025$ m³/s und $0,375$ m³/s in Schritten von $0,025$ m³/s variiert. Für die Versuche mit vollkommenem Überfall wurde die unterwasserseitige Auslaufklappe gelegt und für die Versuche mit rückgestautem Abfluss der Unterwasserstand in Schritten von $0,05$ m zwischen $0,20$ m und $0,50$ m variiert.

5.3 Numerisches Modell

Parallel zu den gegenständlichen Untersuchungen wurden auch numerische Simulationen für das PKW Typ A mit freiem Abfluss durchgeführt. Hierfür wurde die Open-Source-CFD-Toolbox OpenFOAM® mit dem transienten Zweiphasenlöser interFoam in Version 2.2.2 verwendet

(Bild 8). Eine detaillierte Beschreibung des Lösesers kann Rusche (2002) entnommen werden.

Für die Simulation wurde ein dreidimensionales Modell mit denselben Abmessungen wie die Laborrinne (Bild 7) erstellt und mit einem hexaederdominanten Gitter mit einer Grundgitterweite von $0,05$ m diskretisiert. Bereiche, in denen kleinskalige Phänomene, wie z. B. Ablösungen, zu erwarten waren, wurden bis zu einer Zellgröße von $0,003$ m diskretisiert. Zur Modellierung der Turbulenz wurde ein k-Omega-SST Turbulenzmodell genutzt. Es wurden dreidimensionale transiente Simulationen mit stationären Randbedingungen durchgeführt, bis ein quasi-stationärer Zustand erreicht war. Für die Ein- und Ausströmränder wurden in der BAW entwickelte Randbedingungen genutzt, die in Thorenz und Strybny (2012) beschrieben sind.

5.4 Freier Abfluss

In Bild 9 bis Bild 17 sind verschiedene Abflusszustände am PKW Typ A bei freiem Abfluss dargestellt. Dabei ist zu erkennen, dass beim kleinsten untersuchten Abfluss von $Q = 25$ l/s (Bild 9) die gesamte Kronenlänge abflusswirksam ist. Die Überfallstrahlen liegen an der Struktur an und treffen zu Beginn der unterwasserseitigen Rampen aufeinander. Rückstauereffekte treten nicht auf. In Bild 9 (rechts) ist eine Wölbung des Wasserspiegels in den Inlet-Keys zu erkennen, die auf Oberflächenspannungseffekte

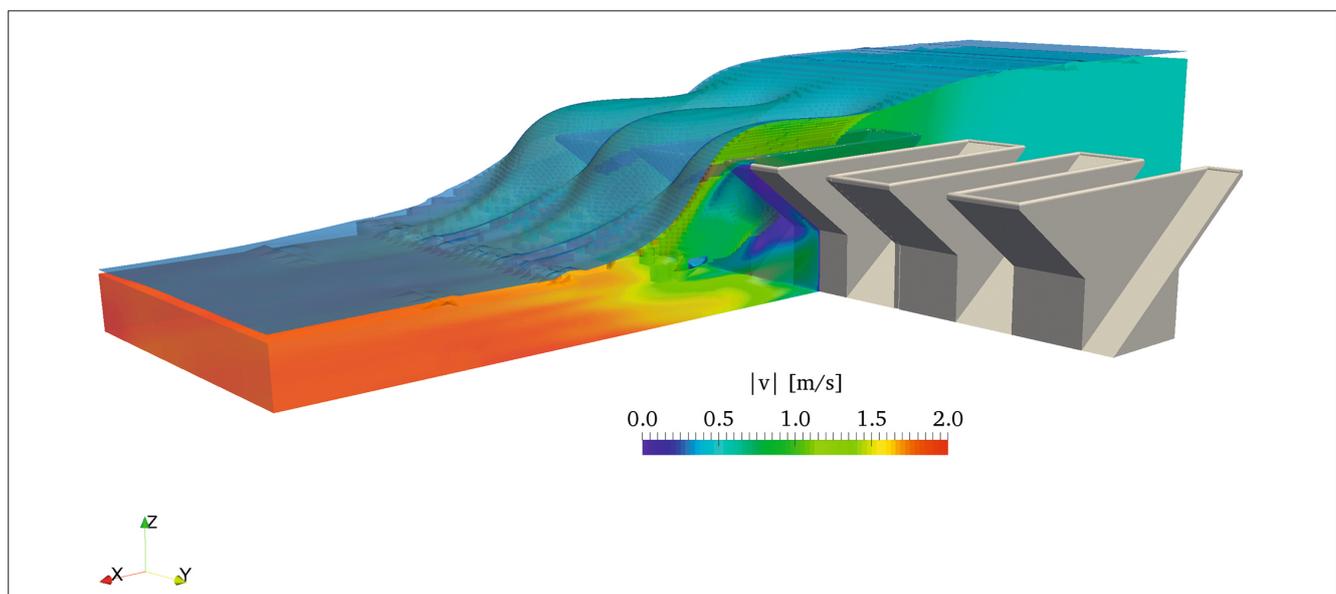


Bild 8: Numerische Simulation des Abflusses über ein PKW Typ A; freier Überfall, $Q = 250$ l/s



Bild 9: $Q = 25 \text{ l/s}$, $H_u/P = 0,10$



Bild 10: $Q = 50 \text{ l/s}$, $H_u/P = 0,14$

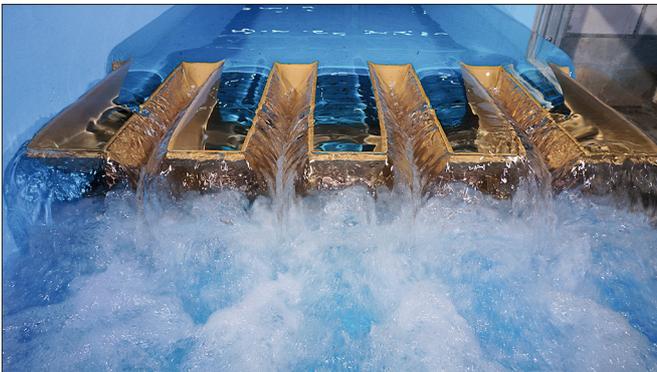


Bild 11: $Q = 75 \text{ l/s}$, $H_u/P = 0,18$

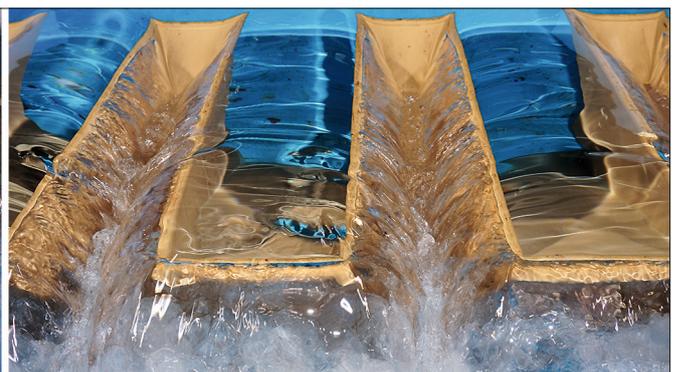
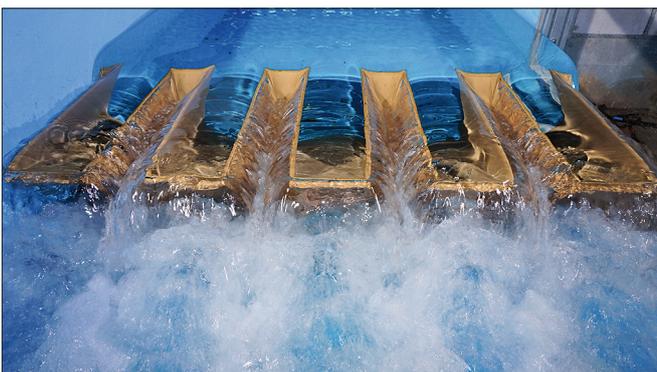


Bild 12: $Q = 100 \text{ l/s}$, $H_u/P = 0,23$



Bild 13: $Q = 150 \text{ l/s}$, $H_v/P = 0,32$

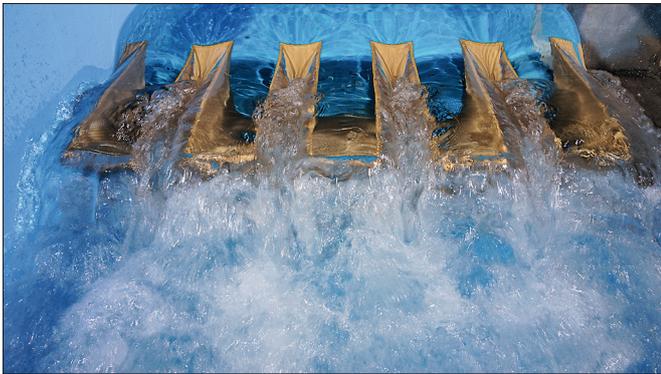


Bild 14: $Q = 200 \text{ l/s}$, $H_v/P = 0,43$



Bild 15: $Q = 250 \text{ l/s}$, $H_v/P = 0,52$

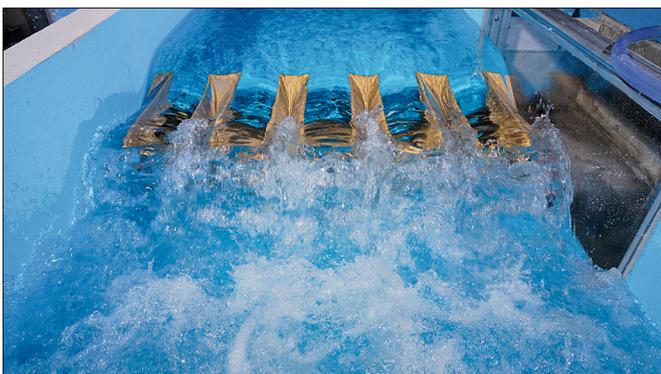


Bild 16: $Q = 300 \text{ l/s}$, $H_v/P = 0,60$

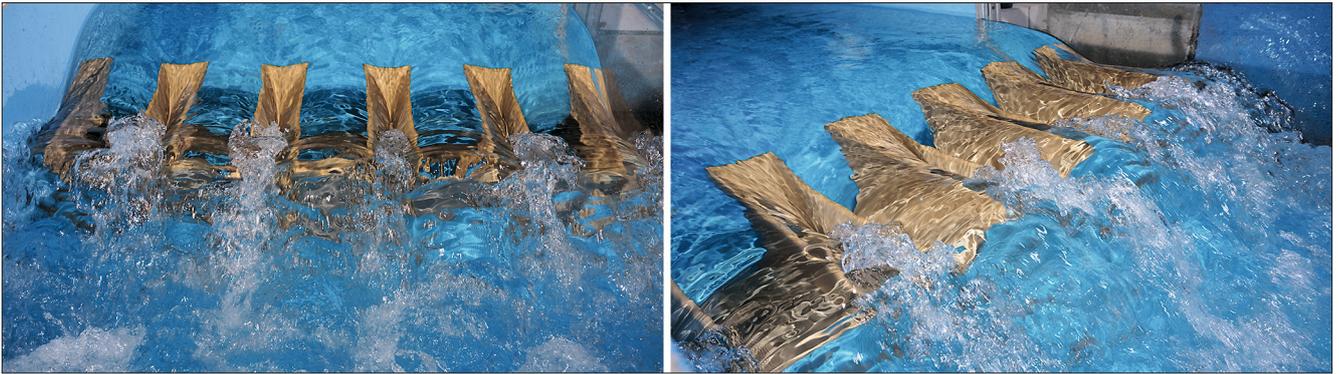


Bild 17: $Q = 350 \text{ l/s}$, $H_u/P = 0,69$

zurückzuführen ist, sodass der ermittelte Abflussbeiwert hier leicht unterschätzt wird. Vergleichbare Effekte werden in Erpicum et al. (2016) beschrieben.

Bei einem Abfluss von $Q = 50 \text{ l/s}$ (Bild 10) beginnen sich die Überfallstrahlen von der Geometrie abzulösen und treffen in den Outlet-Keys aufeinander. Dieser Effekt verstärkt sich mit zunehmendem Abfluss. Bei $Q = 150 \text{ l/s}$ (Bild 13) sind erste Rückstauereffekte innerhalb der Outlet-Keys zu erkennen. Ab $Q = 200 \text{ l/s}$ (Bild 14) schlagen die Outlet-Keys zu. Bei weiter steigendem Abfluss sind Einschnürungseffekte im Bereich des Wehrs zu erkennen und das Abflussgeschehen ähnelt dem Abfluss über ein breitkroniges Wehr mit in Fließrichtung verlaufenden Stromlinien. Die in Pfister und Schleiss (2013) beschriebene Abnahme der relativen Abwicklungslänge für große Überfallhöhen ist im Bereich der größeren Abflüsse deutlich erkennbar.

Die Ergebnisse der Laborversuche sowie der numerischen Validierungsrechnungen sind in Bild 18 den Ergebnissen von Ribeiro et al. (2012) in dimensionsbehafteter Form gegenübergestellt. Bild 18 zeigt den spezifischen Abfluss $q \text{ [m}^3\text{/(sm)]}$ in Abhängigkeit von der Energiehöhe im Oberwasser H_u für die PKW Typ A und Typ C. Daneben sind die Ergebnisse der numerischen Simulationen für das PKW Typ A dargestellt.

Insgesamt fällt auf, dass die Ergebnisse der numerischen Simulationen sehr gut mit den Laborversuchen übereinstimmen. Das PKW Typ C hat für $H_u > 0,05 \text{ m}$ eine konstant niedrigere Abflussleistung als das PKW Typ A, was auf die fehlenden oberwasserseitigen Überhänge zurückgeführt werden kann. Für Energiehöhen

$H_u < 0,05 \text{ m}$ ergeben sich für beide PKW-Typen ähnliche Leistungsfähigkeiten. Zum Vergleich ist in Bild 18 auch die berechnete Leistungsfähigkeit nach der Formel von Ribeiro et al. (2012) dargestellt. Dabei fällt auf, dass hier für kleine Energiehöhen eine größere Leistungsfähigkeit errechnet wird, die sich aber mit steigender Energiehöhe asymptotisch an die eigenen Ergebnisse annähert. Für $H_u > 0,05 \text{ m}$ sind die Abweichungen zwischen den Ergebnissen der BAW und Ribeiro et al. (2012) vernachlässigbar klein. Insgesamt besteht ein nahezu linearer Zusammenhang zwischen der Energiehöhe im Oberwasser und dem spezifischen Abfluss über das PKW.

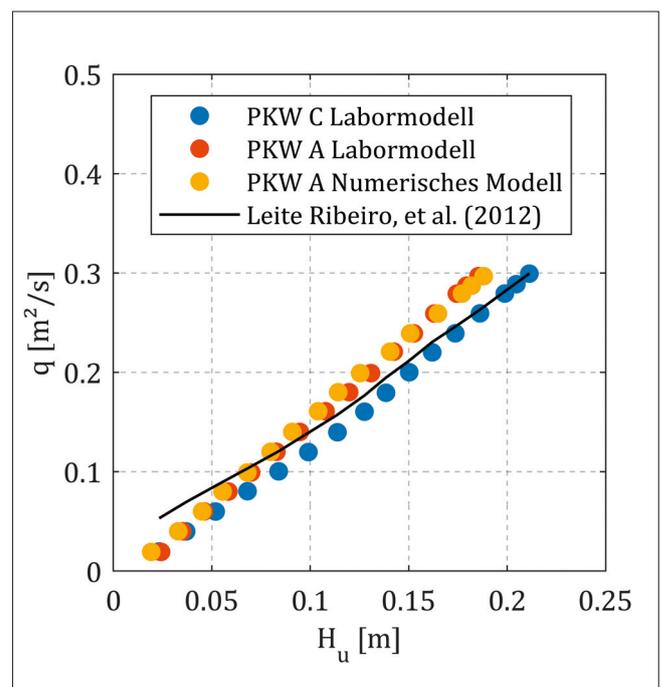


Bild 18: Versuchs- und Simulationsergebnisse der BAW im Vergleich mit den Ergebnissen von Ribeiro et al. (2012): dimensionsbehaftete Darstellung

In Bild 19 sind die Messergebnisse außerdem in der dimensionslosen Form $C_d = f(H_u/P)$ dargestellt. Dabei ist zu erkennen, dass für $H_u/P < 0,2$ Abweichungen von bis zu 40 % zwischen dem gegenständlichen und dem numerischen Modell bestehen, die auf Modelleffekte bei geringen Überfallhöhen zurückzuführen sind. Ribeiro et al. (2012) betrachten daher ausschließlich Überfallenergiehöhen von $H_u > 0,05$ m, um diese Modelleffekte infolge von Oberflächenspannung zu vermeiden. Für die praktische Anwendung bedeutet das, dass die hydraulische Leistungsfähigkeit bei kleinen Überfallhöhen etwas unterschätzt wird, man aber bei der Bemessung damit auf der sicheren Seite liegen würde. Im direkten Vergleich zeigt das PKW Typ A im Bereich kleiner Überfallhöhen eine um etwa 20 % höhere Leistungsfähigkeit als das PKW Typ C. Dieser Unterschied reduziert sich im Bereich größerer Überfallhöhen auf etwa 10 %.

Für kleine Überfallhöhen ist die gesamte Kronenlänge hydraulisch wirksam und es entstehen aufgrund der geringen Fließgeschwindigkeiten geringe Umlenkungsverluste. Der Abflussbeiwert C_d bezogen auf die Abwicklungslänge entspricht dann in etwa dem eines scharfkantigen Wehrs.

5.5 Rückgestauter Abfluss

Der Rückstau vom Unterwasser macht sich bemerkbar, wenn der Oberwasserstand H_u bei gleichem Abfluss dem

Unterwasserstand H_d folgt („Grenzeinstau“ oder „Modular Limit“). Die Energiehöhe im Oberwasser wird dann üblicherweise mit H^* bezeichnet, damit sie von der Energiehöhe H_u für freien Abfluss unterschieden werden kann.

Tullis et al. (2007) beschreiben für das Labyrinth-Wehr den Zusammenhang zwischen den Energiehöhen im Unter- und Oberwasser, H_d und H^* , in dimensionsloser Form. Die Energiehöhen werden dabei mit der Oberwasserenergiehöhe im rückstaufreien Fall H_u normiert.

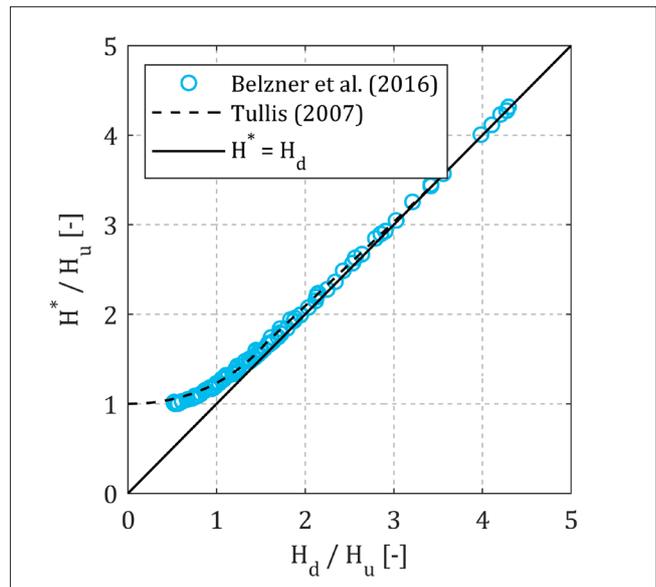


Bild 20: Rückstau einfluss beim PKW Typ A im Vergleich mit Tullis et al. (2007)

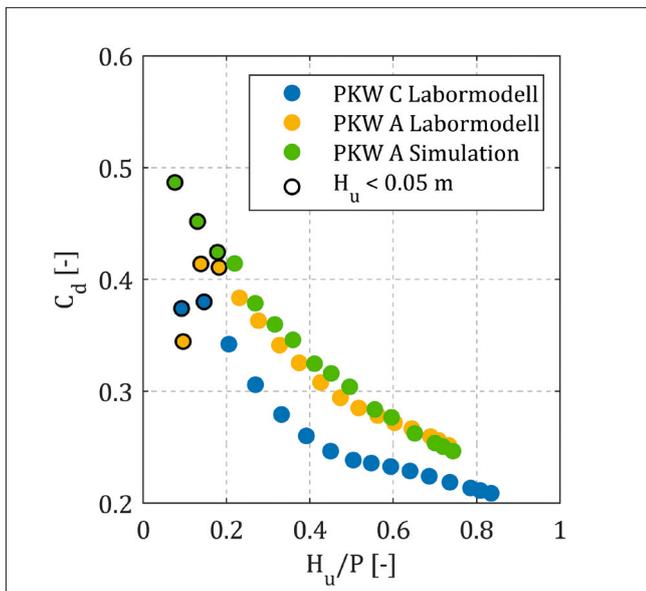


Bild 19: Versuchs- und Simulationsergebnisse der BAW im Vergleich mit den Ergebnissen von Ribeiro et al. (2012): Dimensionslose Darstellung

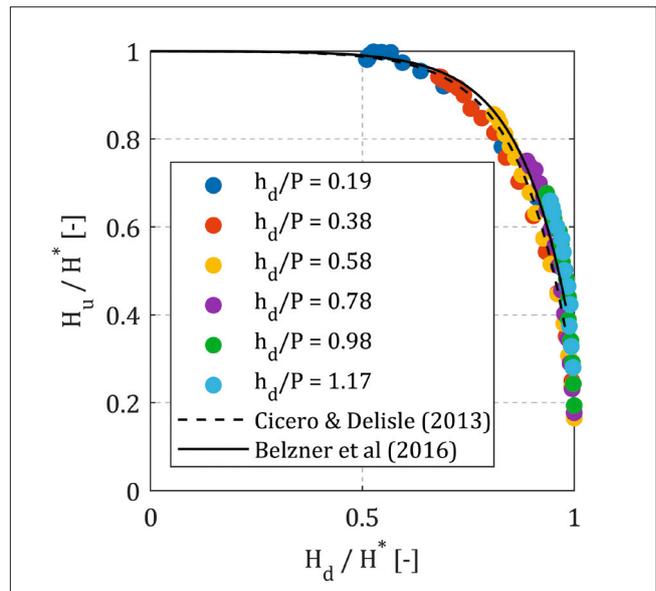


Bild 21: Rückstau einfluss beim PKW Typ A im Vergleich mit Cicero und Delisle (2013b)

Bild 20 zeigt den Zusammenhang zwischen den dimensionslosen Wasserständen im Unter- und Oberwasser, H_d/H_u bzw. H^*/H_u . Für $H_d/H_u = 0$ liegen rückstaufreie Verhältnisse vor. Die Energiehöhe im Oberwasser ist dann unabhängig von der Energiehöhe im Unterwasser und es gilt $H^* = H_u$. Ab $H_d/H_u \approx 0,5$ steigt H^*/H_u ebenfalls an. Für hohe Unterwasserstände gilt $H_d = H^*$. Der Vergleich mit Tullis et al. (2007) zeigt, dass sich das PKW unter Rückstau einfluss ähnlich wie das Labyrinth-Wehr verhält.

In Cicero und Delisle (2013b) wird das Modular Limit für verschiedene PKW-Typen mit einer zweiparametrischen Regressionsfunktion bestimmt, in der H_u/H^* eine Funktion vom Modular Limit S_m [-] und von einem Geometriefaktor α [-] ist:

$$\frac{H_u}{H^*} = 1 - 0,01 \cdot e^{\alpha \left(\frac{H_d}{H^*} - S_m \right)} \quad (2)$$

Mit Hilfe von Gleichung (2) konnten die Parameter $S_m = 0,49$ und $\alpha = 8,40$ für das dreieckförmige Labyrinth-Wehr sowie $S_m = 0,50$ und $\alpha = 8,50$ für das PKW Typ A bestimmt werden

(Belzner et al. 2016). Im Vergleich dazu ermittelten Cicero und Delisle (2013b) einen geringfügig früheren Rückstaubeginn bei $S_m = 0,47$. Die Messergebnisse sind in Bild 21 dargestellt und im Vergleich dazu die beiden Regressionsfunktionen nach Gleichung (2) mit den Parametern nach Cicero und Delisle (2013b) und Belzner et al. (2016). Insgesamt zeigt sich eine sehr gute Übereinstimmung. Anhand von Gleichung (2) kann die Energiehöhe im Oberwasser für rückgestaute Verhältnisse iterativ bestimmt werden.

6 Hydraulische Bemessung

Ähnlich wie beim Labyrinth-Wehr erfolgt die Bemessung, indem die Oberwasserenergiehöhe H_u für freien Abfluss bestimmt wird. Falls Rückstau einflüsse zu erwarten sind, wird iterativ die rückgestaute Oberwasserenergiehöhe H^* bestimmt. In Bild 22 ist die Vorgehensweise bei der Bemessung schematisch dargestellt.

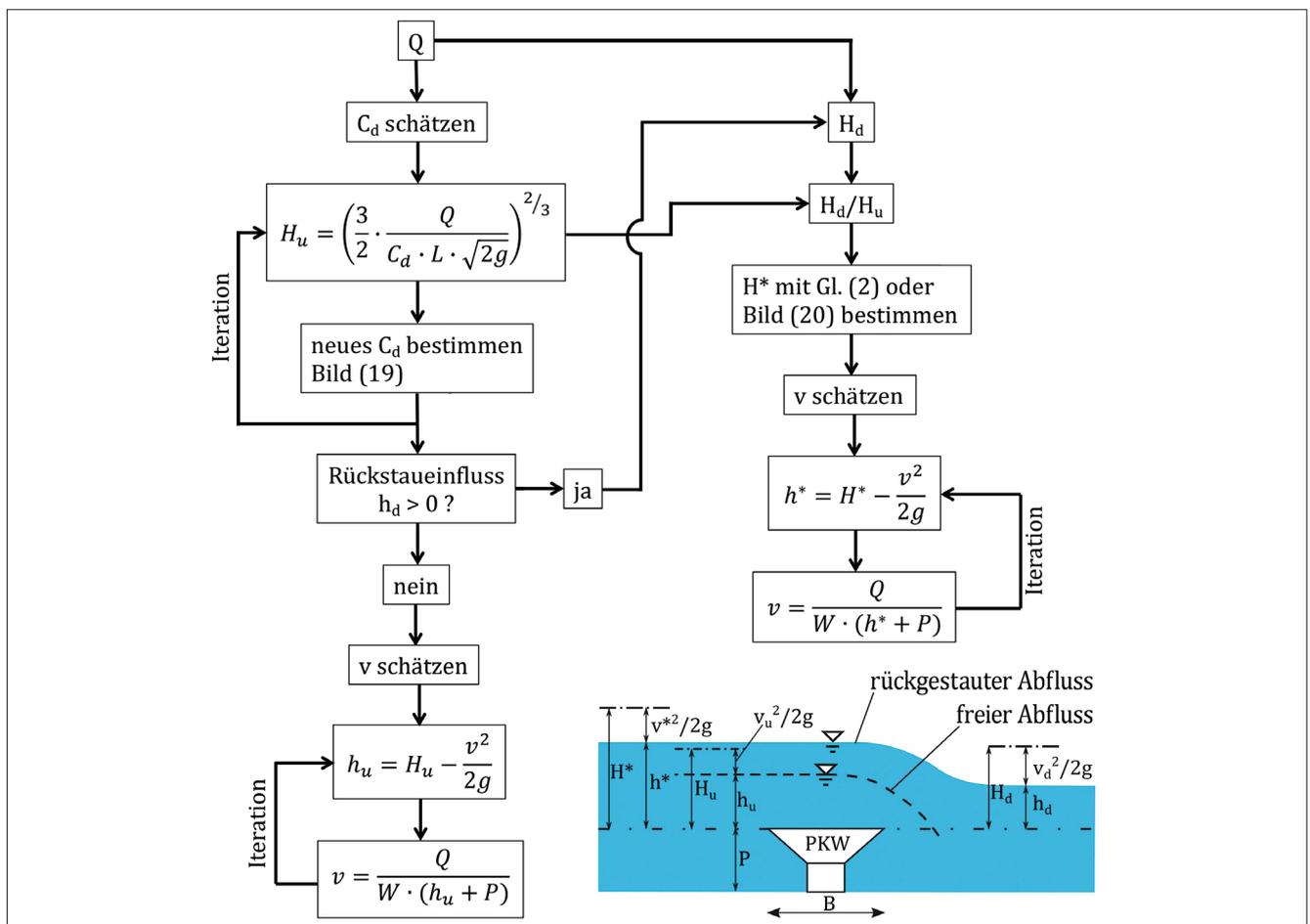


Bild 22: Schema zur Bestimmung des Oberwasserstandes für Piano-Key-Wehre Typ A

7 Konstruktive Gestaltung und Herstellung

In Deutschland wurde bisher noch kein PKW realisiert, sodass es sich lohnt, die internationalen Erfahrungen zur Gestaltung, zur Konstruktion und zur Herstellung genauer zu betrachten.

PKW werden bislang meist zur Ertüchtigung von Hochwasserentlastungsanlagen an Staumauern eingesetzt, wie beispielsweise an der Barrage de Charmines in Frankreich (Bild 25). Anwendungen dieser Art sind auch an deutschen Talsperren theoretisch möglich, wie z. B. an der Eder- oder Diemtalsperre in der Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes, wenn das vorhandene Hochwasserabfuhrvermögen beispielsweise nicht mehr ausreicht. In den Jahren 2006 bis 2017 wurden in Frankreich insgesamt 11 PKW gebaut, die meisten davon in Kombination mit einem beweglichen Verschluss (Laugier et al. 2017). Ein Beispiel für ein kombiniertes bewegliches und festes Wehr ist der Vân Phong Dam in Vietnam (Bild 26).

Wie oben beschrieben wird die Leistungsfähigkeit eines PKW maßgeblich vom Verhältnis von Kronenlänge zu lichter Weite L/W bestimmt (Ercicum et al. 2017a). Die hydraulisch optimale Geometrie muss aber nicht gleichzeitig die wirtschaftlichste sein (Ercicum et al. 2017a). Folgt man den Empfehlungen nach Machiels et al. (2014) mit einem Verhältnis von $P/W_u = 1,3$ dann führt das zu sehr hohen PKW. Je höher das Wehr, desto mehr muss aber von der bestehenden Mauerkrone abgebrochen und je weiter muss der Stauraum für die Bauzeit abgelassen werden. Beides wirkt sich deutlich auf die Baukosten und die Bauzeit aus. Zum Vergleich: Die in Frankreich realisierten PKW haben im Durchschnitt ein Verhältnis von $P/W_u \approx 1$ und $L/W \approx 5,7$ (Laugier et al. 2017). In Machiels (2012) wird ein Verhältnis von $P/W_u \approx 0,5$ als bester Kompromiss zwischen hydraulischer Leistungsfähigkeit und Wirtschaftlichkeit beim nachträglichen Einbau von PKW empfohlen. Gleichzeitig wird ein hydraulisch optimales Verhältnis von $P/W_u \approx 1,33$ für neue Talsperren empfohlen.

Typische Bauhöhen für PKW liegen nach Laugier et al. (2017) zwischen 4 m und 5 m bei einer Ertüchtigung und bis zu 10 m bei neuen Talsperren. Im Allgemeinen wird eine Belüftung empfohlen (Bild 23), die aus zwei redun-

danten Lufteinlässen mit Durchmessern von jeweils $> 0,3$ m besteht. Das Wasser läuft dann nicht an den Außenwänden hinunter und instabile Abflusszustände durch das Ablösen und Wiederanlegen des Überfallstrahls werden vermieden. Durch die Belüftung können auch Schwingungen des Überfallstrahls und die damit verbundene Geräuschentwicklung vermieden werden. Untersuchungen zur Belüftung mit den entsprechenden Ausführungsvorschlägen finden sind in Vermeulen et al. (2017).

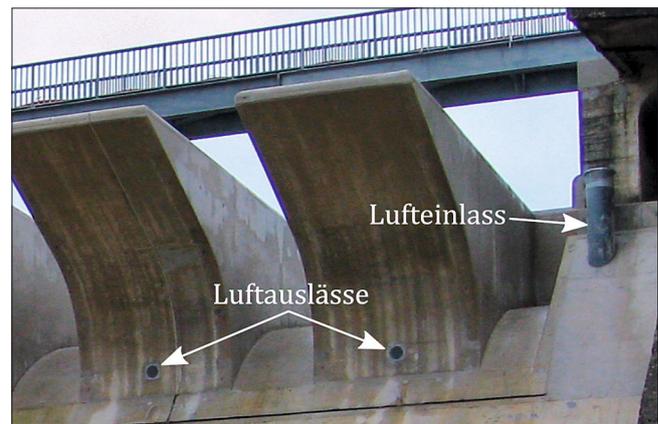


Bild 23: Blick vom Unterwasser auf das PKW an der Barrage de Charmines; Lufteinlass und Luftauslässe an den unterwasserseitigen Wänden der Inlet-Keys

Typische Wanddicken von PKW liegen zwischen 0,30 m und 0,40 m. Zwischen der Luft- und Wasserseite können je nach Standort hohe Temperaturunterschiede auftreten, sodass der Lastfall „Temperatur“ bei der Bemessung berücksichtigt werden muss. Weiterhin wird empfohlen, den Lastfall „Eis“ ebenfalls zu betrachten. Laugier et al. (2017) weisen jedoch darauf hin, dass dies einen höheren Bewehrungsgrad zur Folge haben kann, und empfehlen daher eine Analyse der Verhältnisse im Stauraum. Gegebenenfalls kann damit gezeigt werden, dass Eis nur bei Wasserständen auftritt, die für das PKW unkritisch sind.

Neben den oben beschriebenen planerischen Grundsätzen finden sich in Laugier et al. (2017) noch eine Reihe weiterer Hinweise:

- Für die Frontwand unterhalb der oberwasserseitigen Überhänge wird empfohlen, dass diese spitz zuläuft, sodass die Strömung in Richtung der beiden benachbarten Inlet-Keys gelenkt wird. Die Leistungsfähigkeit kann dadurch etwas erhöht werden.
- Die Dicke der Seitenwände hat ebenfalls Einfluss auf die Leistungsfähigkeit. Im Allgemeinen gilt, je dünner die Seitenwände, desto leistungsfähiger das PKW.

Dünne Seitenwände können aber aufgrund von konstruktiven Anforderungen nicht immer realisiert werden. Aus diesem Grund wurden beim PKW in Malarce die Seitenwände so konstruiert, dass sie sich von 0,40 m nach oben auf 0,20 m verjüngen. Damit konnte ein Zuwachs an Leistungsfähigkeit zwischen 5 % und 10 % erzielt werden.

- Der Einfluss der Kronenform auf die Leistungsfähigkeit ist u. a. in Falvey (2003) und Cicero und Delisle (2013a) beschrieben. Als ideale Kronenform wurde zwar eine halbgerundete Krone identifiziert, die Auswirkung auf die Leistungsfähigkeit ist aber vernachlässigbar klein, sodass meist konstruktive oder gestalterische Gründe die Entscheidung dominieren.
- An einigen Anlagen in Frankreich wurde die Wehrhöhe vergrößert, ohne dabei die Länge der Überhänge zu verändern. Dadurch entsteht auch im Outlet-Key eine Überfallwand (Parapet Wall), die die Leistungsfähigkeit um bis zu 5 % erhöhen kann (Bild 24). In Einzelfällen wurde jedoch auch eine Verringerung beobachtet, sodass die Wirksamkeit im Einzelfall überprüft werden sollte.

Aufgrund der sich wiederholenden Elemente und der gleichbleibenden Schalungsabschnitte erfolgt die Herstellung in der Regel in Ortbeton mit einer wiederverwendbaren Schalung. Ausführungsempfehlungen können u. a. Dabertrand et al. (2017), Cubaynes und Laugier (2017) oder Laugier et al. (2017) entnommen werden. Zur Orientierung für zukünftige Planungen: Am PKW in Charmines wurden 113 kg Bewehrungsstahl pro Tonne Beton verbaut (Valley und Blancher 2017).



Bild 24: Blick von oben auf einen Outlet-Key mit vertikalen Brüstungswänden (Parapet Walls)

8 Anwendungsbeispiele

8.1 Barrage de Charmines (Frankreich)

Die Barrage de Charmines (Bild 25) im französischen Jura ist eine klassische Schwerkemauer. Die Staumauer selbst wurde 1948 zur Wasserkraftnutzung gebaut und besitzt neben dem Wasserkraftwerk eine Hochwasserentlastungsanlage mit zwei 8 m breiten Segmentschützen und einer anschließenden Schussrinne. Zusätzlich existierten 12 Kronenüberfälle mit einer Gesamtbreite von 41 m (Pfister 2015). Im Jahr 2015 wurde die Hochwasserentlastungsanlage der Talsperre aufgrund des um $245 \text{ m}^3/\text{s}$ gestiegenen Bemessungshochwassers um zwei



Bild 25: Piano-Key-Wehr auf der Staumauer der Barrage de Charmines (Frankreich)



Bild 26: Piano-Key-Wehr am Vân Phong Dam (Vietnam)

PKW mit einer Breite von $W = 23 \text{ m}$ und einer Kronenlänge von $L = 120 \text{ m}$ ($L/W = 5,2$) erweitert. Das Bemessungshochwasser der Anlage liegt heute bei $685 \text{ m}^3/\text{s}$, wovon $300 \text{ m}^3/\text{s}$ über die PKW abgeführt werden. Die hydraulischen Modelluntersuchungen sind in Loisel et al. (2013) beschrieben. Tatsächlich könnte sogar annähernd das gesamte Bemessungshochwasser über die beiden PKW abgeführt werden (Pfister 2015).

Die anteilige Bauzeit der PKW lag bei sechs Monaten, die Projektkosten beliefen sich auf 6,5 Mio. €, davon 1,8 Mio. € für die beiden PKW (Laugier et al. 2017). Die Übergänge von den Keys zur Basis der PKW wurden aus architektonischen Gründen ausgerundet.

8.2 Vân Phong Dam (Vietnam)

Der Vân Phong Dam (Bild 26) ist eine 475 m lange und 7 m hohe Wehranlage am Song Con Fluss in Vietnam. Die Wehranlage selbst besteht aus zwei PKW mit Längen von 121 m bzw. 181 m und einer daraus resultierenden Kronenlänge von etwa 1.700 m ($L/W = 5,6$). Dazwischen befinden sich 10 Segmentschütze mit einer Gesamtbreite von 172 m. Das Bemessungshochwasser der Anlage liegt bei $14.443 \text{ m}^3/\text{s}$, wovon $8.700 \text{ m}^3/\text{s}$ über die PKW abgeführt werden sollen. Damit ist es das längste und leistungsfähigste PKW der Welt (Ho Ta Khanh 2017). Bei

der Planung wurden zwei PKW gewählt, da hiermit große Abflüsse mit vergleichsweise geringen Überfallhöhen abgeführt werden können. Dabei hat sich gezeigt, dass die Kombination aus den PKW und den beweglichen Verschlüssen die wirtschaftlichste Lösung mit einer hohen Verfügbarkeit darstellt. Eine Besonderheit ist auch, dass die Wanddicke der Keys mit $T_s = 0,20 \text{ m}$ vergleichsweise gering ist. Weiterhin fällt auf, dass sich die Brückenpfeiler innerhalb der Outlet-Keys befinden (Bild 27).



Bild 27: Blick vom Oberwasser auf den Vân Phong Dam (Vietnam)

9 Zusammenfassung

Ein Piano-Key-Wehr ist eine vergleichsweise neue Entwicklung eines festen Wehrtyps, der bei geringem Platzbedarf eine große hydraulische Leistungsfähigkeit aufweist. Mit den Untersuchungen von Lempérière und Ouamane (2003) wurden vielerorts Forschungsaktivitäten angestoßen und in einem Zeitraum von 10 Jahren weltweit mehr als 25 Anlagen installiert. Mit dieser Perspektive für den Wehrtyp wurden von der BAW im Rahmen des vom Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur erteilten Auftrags „Feste Wehre an Bundeswasserstraßen – Untersuchungen zur Machbarkeit sowie Empfehlungen zur Umsetzung“ eigene gegenständliche und numerische Untersuchungen durchgeführt, um die hydraulische Leistungsfähigkeit für freien und rückgestauten Abfluss zu bestimmen. Dabei wurden Abfluss- und Rückstaubeiwerte ermittelt, welche die hydraulische Bemessung eines PKW Typ A erlauben. Die Ergebnisse zeigen dabei eine sehr gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen von Ribeiro et al. (2012) sowie von Cicero und Delisle (2013b).

Mit einem PKW kann die Leistungsfähigkeit bei geringen Überfallhöhen im Vergleich zu einem senkrecht angeströmten festen Wehr etwa um das Verhältnis von Abwicklungslänge zu Wehrbreite erhöht werden, typischerweise um das Vier- bis Sechsfache. Für steigende Überfallhöhen nimmt dieser Vorteil ab. Das PKW ist somit insbesondere dann vorteilhaft, wenn eine große Kronenlänge realisiert werden kann. Im direkten Vergleich zeigt das PKW Typ A eine um etwa 10 % bis 20 % höhere Leistungsfähigkeit als das PKW Typ C. Die Untersuchungen zum Einfluss des Unterwasserstands auf die Leistungsfähigkeit zeigen, dass eine Verminderung der Leistungsfähigkeit dann zu erwarten ist, wenn der von oberhalb der Wehrkrone gemessene Unterwasserstand etwa der halben Überfallhöhe entspricht.

Gefaltete Wehre, wie das Piano-Key- oder das Labyrinth-Wehr, sind vorwiegend für Standorte mit relativ gerader Anströmung geeignet. Im Gegensatz zum Labyrinth-Wehr hat das PKW den Vorteil der um etwa zwei Drittel reduzierten Aufstandsfläche, weswegen es heute vorwiegend für die Ertüchtigung bestehender Hochwasserentlastungen auf Staumauern genutzt wird. Beispiele wie der Vàn Phong Dam in Vietnam zeigen jedoch, dass das

PKW ebenso für den Einsatz an Flüssen geeignet ist. Im Vergleich mit dem Labyrinth-Wehr lassen sich hydraulische und architektonische Vorteile erzielen.

Im Hinblick auf die Konstruktion und Gestaltung kann auf die beschriebenen Erfahrungswerte aus Frankreich zurückgegriffen werden. Hier wurden bisher 11 PKW an Staumauern realisiert. Bei der Planung ist zu berücksichtigen, dass eine hydraulisch optimierte Geometrie nicht unbedingt wirtschaftlich optimal sein muss. Das PKW Typ A zeigt gegenüber Typ C hydraulische und, durch seine Symmetrieeigenschaften, konstruktive Vorteile. PKW sind durch ihre sich wiederholenden Zyklen günstig und schnell herzustellen (Pfister 2015).

10 Literatur

Anderson, R. M.; Tullis, B. P. (2012): Comparison of Piano Key and Rectangular Labyrinth Weir Hydraulics. In: *Journal of Hydraulic Engineering* 138 (4), S. 358–361. DOI: 10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000509.

Belzner, F. (2020): Labyrinth-Wehre. In: Bundesanstalt für Wasserbau (Hg.): BAWMitteilungen Nr. 105, Karlsruhe: BAW, S. 41–56.

Belzner, F.; Merkel, J.; Pfrommer, U.; Gebhardt, M.; Thorenz, C. (2016): Piano-Key-Wehre und Labyrinth-Wehre unter den Randbedingungen einer Bundeswasserstraße. In: *Wasserwirtschaft* (5), S. 37–42, <https://doi.org/10.1007/s35147-016-0030-z>.

Cicero, G.-M.; Delisle, J. R. (2013a): Effects of the crest shape on the discharge efficiency of a type A Piano Key Weir. In: Sébastien Erpicum, Frédéric Laugier, Michael Pfister, Michel Pirotton, Guy-Michel Cicero und Anton J. Schleiss (Hg.): *Labyrinth and Piano Key Weirs II*: CRC Press/Balkema, S. 41–48.

Cicero, G.-M.; Delisle, J. R. (2013b): Discharge characteristics of Piano Key weirs und submerged flow. In: Sébastien Erpicum, Frédéric Laugier, Michael Pfister, Michel Pirotton, Guy-Michel Cicero und Anton J. Schleiss (Hg.): *Labyrinth and Piano Key Weirs II*: CRC Press/Balkema, S. 101–109.

- Cubaynes, M.; Laugier, F. (2017): Construction of a Piano Key Weir spillway at La Raviège dam. In: Sébastien Erpicum, Frédéric Laugier, Michel Ho Ta Khanh und Michael Pfister (Hg.): *Labyrinth and Piano Key Weirs III*. PKW 2017. Boca Raton: CRC Press, S. 245–254.
- Dabertrand, F.; Vermeulen, J.; Blancher, B. (2017): Construction of a Piano Key Weir spillway at Record dam. In: Sébastien Erpicum, Frédéric Laugier, Michel Ho Ta Khanh und Michael Pfister (Hg.): *Labyrinth and Piano Key Weirs III*. PKW 2017. Boca Raton: CRC Press, 255–264.
- Denys, F. J. M.; Basson, G. R.; Strasheim, J. A. (2017): Fluid structure interaction of Piano Key Weirs. In: Sébastien Erpicum, Frédéric Laugier, Michel Ho Ta Khanh und Michael Pfister (Hg.): *Labyrinth and Piano Key Weirs III*. PKW 2017. Boca Raton: CRC Press, S. 119–126.
- Erpicum, S.; Archambeau, P.; Dewals, B.; Piroton, M. (2017a): Hydraulics of Piano Key Weirs: A review. In: Sébastien Erpicum, Frédéric Laugier, Michel Ho Ta Khanh und Michael Pfister (Hg.): *Labyrinth and Piano Key Weirs III*. PKW 2017. Boca Raton: CRC Press, S. 27–36.
- Erpicum, S.; Tullis, B. P.; Lodomez, M.; Archambeau, P.; Dewals, B. J.; Piroton, M. (2016): Scale effects in physical piano key weirs models. In: *Journal of Hydraulic Research* 54 (6), S. 692–698.
- Erpicum, S.; Laugier, F.; Boillat, J.-L.; Piroton, M.; Reverchon, B.; Schleiss, A. J. (Hg.) (2011): *Labyrinth and Piano Key Weirs*. Boca Raton: CRC Press/Balkema.
- Erpicum, S.; Laugier, F.; Ho Ta Khanh, M.; Pfister, M. (Hg.) (2017b): *Labyrinth and Piano Key Weirs III*. PKW 2017. Boca Raton: CRC Press.
- Erpicum, S.; Laugier, F.; Pfister, M.; Piroton, M.; Cicero, G.-M.; Schleiss, A. J. (Hg.) (2013): *Labyrinth and Piano Key Weirs II*: CRC Press/Balkema.
- Falvey, H. T. (2003): *Hydraulic Design of Labyrinth Weirs*. Reston, Va: ASCE Press (American Society of Civil Engineers).
- Hager, W. H. (2010): *Wastewater Hydraulics. Theory and Practice*. 2nd ed. Berlin, London: Springer.
- Ho Ta Khanh, M. (2017): History and development of Piano Key Weirs in Vietnam from 2004 to 2016. In: Sébastien Erpicum, Frédéric Laugier, Michel Ho Ta Khanh und Michael Pfister (Hg.): *Labyrinth and Piano Key Weirs III*. PKW 2017. Boca Raton: CRC Press, S. 3–16.
- Kabiri-S. A.; Javaheri, A. (2012): Discharge coefficients for free and submerged flow over Piano Key weirs. In: *Journal of Hydraulic Research* 50 (1), S. 114–120. DOI: 10.1080/00221686.2011.647888.
- Laugier, F.; Vermeulen, J.; Blancher, B. (2017): Overview of design and construction of 11 Piano Key Weirs spillways developed in France by EDF from 2003 to 2016. In: Sébastien Erpicum, Frédéric Laugier, Michel Ho Ta Khanh und Michael Pfister (Hg.): *Labyrinth and Piano Key Weirs III*. PKW 2017. Boca Raton: CRC Press, S. 37–51.
- Laugier, F. (2007): Design and construction of the first Piano Key Weir spillway at Goulours dam. In: *International Journal on Hydropower and Dams* 14 (5), S. 94–101.
- Lempérière, F.; Ouamane, A. (2003): The Piano Keys Weir: a new cost-effective solution for spillways. In: *Hydropower and Dams*, S. 144–149.
- Loisel, P. E.; Valley, P.; Laugier, F. (2013): Hydraulic physical model of Piano Key Weirs as additional flood spillways on the Charmine dam. In: Sébastien Erpicum, Frédéric Laugier, Michael Pfister, Michel Piroton, Guy-Michel Cicero und Anton J. Schleiss (Hg.): *Labyrinth and Piano Key Weirs II*: CRC Press/Balkema, S. 195–202.
- Machiels, O. (2012): Experimental study of the hydraulic behaviour of Piano Key Weirs. Experimental study of the hydraulic behaviour of Piano Key Weirs. Université de Liège, Belgium.
- Machiels, O.; Piroton, M.; Archambeau, P.; Dewals, B.; Erpicum, S. (2014): Experimental parametric study and design of Piano Key Weirs. In: *Journal of Hydraulic Research* 52 (3), S. 326–335. DOI: 10.1080/00221686.2013.875070.
- Pfister, M.; Schleiss, A. J. (2013): Estimation of A-type Piano Key weir rating curve. In: Sébastien Erpicum, Frédéric Laugier, Michael Pfister, Michel Piroton, Guy-Michel Cicero und Anton J. Schleiss (Hg.): *Labyrinth and Piano Key Weirs II*: CRC Press/Balkema, S. 139–147.

Pfister, M. (2015): Das Klaviertastenwehr (PKW) als effizientes Einlaufbauwerk zur Erhöhung der Abflusskapazität bestehender Hochwasserentlastungsanlagen. In: *Korrespondenz Wasserwirtschaft* (8), S. 673.

Pralong, J.; Vermeulen, J.; Blancher, B.; Laugier, F.; Erpicum, S.; Machiels, O. et al. (2011): A naming convention for the Piano Key Weirs geometrical parameters. In: Sébastien Erpicum, Frédéric Laugier, Jean-Louis Boillat, Michel Pirotton, Bernard Reverchon und Anton Schleiss (Hg.): *Labyrinth and Piano Key Weirs*. Boca Raton: CRC Press/Balkema, S. 271–278.

Ribeiro, M. L.; Pfister, M.; Schleiss, A. J.; Boillat, J.-L. (2012): Hydraulic design of A-type Piano Key Weirs. In: *Journal of Hydraulic Research* 50 (4), S. 400–408. DOI: 10.1080/00221686.2012.695041.

Rusche, H. (2002): *Computational Fluid Dynamics of Dispersed Two-Phase Flows at High Phase Fractions*. Dissertation. Imperial College, London. Online verfügbar unter <http://powerlab.fsb.hr/ped/kturbo/OpenFOAM/docs/HenrikRuschePhD2002.pdf>, zuletzt geprüft am 02.07.2019.

Schleiss, A. J. (2011): Vom Labyrinth- zum Klaviertastenwehr. In: Robert Boes (Hg.): *Festkolloquium WHH – Wasserbau, Hydraulik, Hydrologie*. Zürich: Eigenverlag der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie ETH Zürich. Online verfügbar unter <https://www.ethz.ch/content/dam/ethz/special-interest/baug/vaw/vaw-dam/documents/das-institut/mitteilungen/2010-2019/217.pdf>, zuletzt geprüft am 02.07.2019.

Thanh, H. N.; Duc, T. T.; Ho Ta Khanh, M. (2017): Research on Piano Key Weirs capacity for free and submerged flows. In: Sébastien Erpicum, Frédéric Laugier, Michel Ho Ta Khanh und Michael Pfister (Hg.): *Labyrinth and Piano Key Weirs III. PKW 2017*. Boca Raton: CRC Press, S. 55–64.

Thorenz, C.; Strybny, J. (2012): On the numerical modelling of filling-emptying systems for locks. In: Reinhard Hinkelmann, Yui Liang, Dragan Savic, Mohammad Hassan Nasermoaddeli, Karl-Friedrich Daemrich, Peter Fröhler und Daniela Jacob (Hg.): *Proceedings of 10th International Conference on Hydroinformatics. Understanding changing climate and environment and finding solutions;*

Hamburg, Germany, July 14-18, 2012. 1 CD-ROM. Hamburg: TuTech Innovation.

Tullis, B. P.; Young, J. C.; Chandler, M. A. (2007): Head-Discharge Relationships for Submerged Labyrinth Weirs. In: *J. Hydraul. Eng.* 133 (3), S. 248–254. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9429(2007)133:3(248).

Valley, P.; Blancher, B. (2017): Construction and testing of two Piano Key Weirs at Charmines dam. In: Sébastien Erpicum, Frédéric Laugier, Michel Ho Ta Khanh und Michael Pfister (Hg.): *Labyrinth and Piano Key Weirs III. PKW 2017*. Boca Raton: CRC Press, S. 237–244.

Vermeulen, J.; Lassus, C.; Pinchard, T. (2017): Design of a Piano Key Weir aeration network. In: Sébastien Erpicum, Frédéric Laugier, Michel Ho Ta Khanh und Michael Pfister (Hg.): *Labyrinth and Piano Key Weirs III. PKW 2017*. Boca Raton: CRC Press, S. 127–133.

Energiedissipation im Unterwasser von Labyrinth-Wehren

Jennifer Pfrommer M. Sc., Dr.-Ing. Michael Gebhardt, Fabian Belzner M. Eng.,
Bundesanstalt für Wasserbau

Labyrinth-Wehre können eine mögliche Alternative zu festen Wehren darstellen, insbesondere an Wasserstraßen mit geringer Abflussvariabilität, geringem Rückstau einfluss sowie begrenztem Platzangebot. Bisherige Untersuchungen an Labyrinth-Wehren zeigen deutlich die hydraulischen Vorteile dieser Wehrtypen. Im Hinblick auf die Energiedissipation findet sich hingegen nur wenig Literatur. Die meisten Modelluntersuchungen wurden für den Einsatz an Talsperren durchgeführt, wo sich die hydraulischen Randbedingungen deutlich von denen im Fließgewässer unterscheiden. Um die Strömungseigenschaften eines Labyrinth-Wehres im Unterwasser zu bewerten, wurde eine experimentelle Studie in einer horizontalen Rinne mit variablen Unterwasserständen und Abflüssen durchgeführt.

1 Theoretischer Hintergrund

Beim Überströmen eines Wehrs wird ein Großteil der potenziellen Energie in kinetische Energie umgesetzt. Bei geringen Unterwasserständen herrscht hinter dem Wehr-

überfall schießender Abfluss mit hohen Fließgeschwindigkeiten. Bei höheren Unterwasserständen entsteht ein Fließwechsel von schießend nach strömend (Bild 1). Dieser Fließwechsel erfolgt in Form eines Wechselsprungs, dessen Form von der Froudezahl Fr_1 und der Wassertiefe y_1 im schießenden Bereich sowie von den Fließverhältnissen im Unterwasser abhängig ist (Chow 1959). Zur Vermeidung von Erosionsschäden, welche die Standsicherheit der gesamten Anlage gefährden können, sind die Tosbecken derart zu dimensionieren, dass sich die Energieumwandlung auf einen begrenzten und befestigten Bereich beschränkt.

Bei der Gestaltung von Tosbecken handelt es sich in den meisten Fällen um individuelle, standortspezifische Lösungen, die in der Vergangenheit zu sehr unterschiedlichen Geometrien geführt haben. Es gibt wenige Standardlösungen, wie z. B. die vom United States Bureau of Reclamation (USBR), das auf Basis von Modelluntersuchungen Standardtosbecken entwickelte, die für bestimmte Froudezahlen Fr_1 eingesetzt werden können. Es sei auch auf DIN 19661-2 hingewiesen, in der eine Klassifikation von Tosbecken zu finden ist.

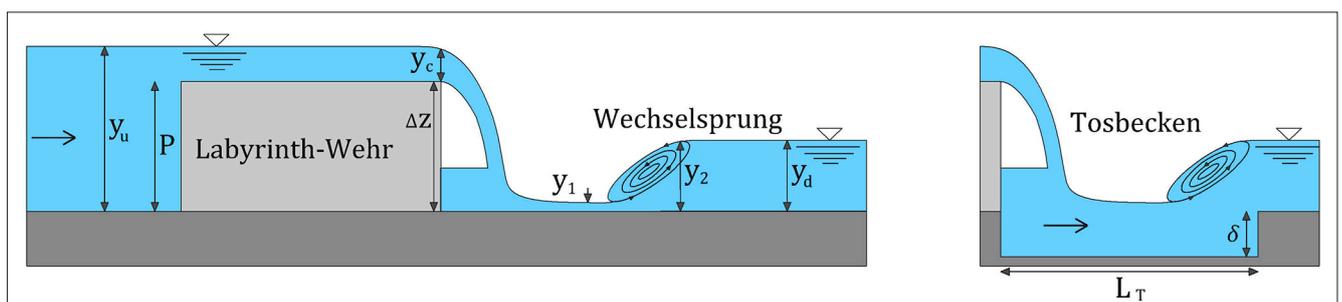


Bild 1: Definitionsskizze

Die Vorbemessung eines Tosbeckens erfolgt in der Regel über die Berechnung eines ebenen Wechselsprungs unter Anwendung des Impulssatzes. Der Energieverlust durch den Wechselsprung ist ausschließlich von den konjugierten Wassertiefen, y_1 und y_2 , abhängig. Ein wichtiger Parameter für die Funktionalität des Tosbeckens ist hierbei der Einstaugrad ε , welcher sich als Sicherheitsfaktor aus dem Verhältnis von vorhandener Wassertiefe zu benötigter Wassertiefe wie folgt definieren lässt:

$$\varepsilon = \frac{y_d + \delta}{y_2} \quad (1)$$

Dabei entspricht y_d [m] der Wassertiefe im Unterwasser, δ [m] der Tosbeckentiefe und y_2 [m] der konjugierten Wassertiefe. Für $\varepsilon > 1$ bleibt der Wechselsprung im Tosbecken; bei $\varepsilon < 1$ wandert er in das Unterwasser ab. Er sollte für eine sichere Bemessung im Bereich zwischen 1,05 und 1,25 liegen (Strobl und Zunic 2006).

Eine weitere Bemessungsgröße ist die Länge des Tosbeckens, die sich an den charakteristischen Wassertiefen des Wechselsprungs orientiert. In der Literatur gibt es hierzu mehrere empirische Berechnungsformeln, welche im Vergleich ein breitgefächertes Ergebnis aufzeigen. Für ein Becken ohne Einbauten kann die Tosbeckenlänge L_T [m] mit der empirischen Formel nach Smetana pauschal zu

$$L_T = 6 \cdot (y_2 - y_1) \quad (2)$$

bestimmt werden. Gleichung 2 liegt gemäß der Empfehlung von Hack (2009) im Mittel anderer empirischer Formeln.

Für eine effektivere Energieumwandlung werden Einbauten wie Prallblöcke für das Tosbecken empfohlen. Diese sind jedoch aus ökologischer Sicht umstritten, da sie für über das Wehr abwandernde Fische ggf. eine Gefährdung darstellen und deshalb nachfolgend nicht weiter betrachtet werden.

Anders als bei einem linearen Wehr findet beim Labyrinth-Wehr aufgrund der gefalteten Überfallkrone ein Teil der Energieumwandlung bereits beim Wehrüberfall statt, da die gegenüberliegenden Überfallstrahlen aufeinandertreffen. Dadurch ist die Wassertiefe y_1 unmittelbar nach dem Wehrüberfall größer und die Froudezahl Fr_1 niedriger. Somit ergeben sich kleinere, wirtschaftlich vorteilhafte Abmessungen für das Tosbecken.

2 Labormodell

Die Versuche wurden in einer 12 m langen und 60 cm breiten Glasrinne (Bild 2, links) durchgeführt. Dabei wurden Kombinationen aus spezifischen Abflüssen zwischen $0,12 \text{ m}^2/\text{s} \leq q \leq 0,30 \text{ m}^2/\text{s}$ und Unterwasserständen im Bereich von $0,05 \text{ m} \leq y_d \leq 0,50 \text{ m}$ untersucht. Die Rinne verfügt über einen autarken Wasserkreislauf mit drei Pumpen. Der Zufluss wurde mit elektrisch verstellbaren Rohrleitungsschiebern und einer magnetisch-induktiven Durchflussmessung geregelt. Der Unterwasserstand



Bild 2: Links: Versuchsrinne, rechts: rechteckförmiges Labyrinth-Wehr-Modell

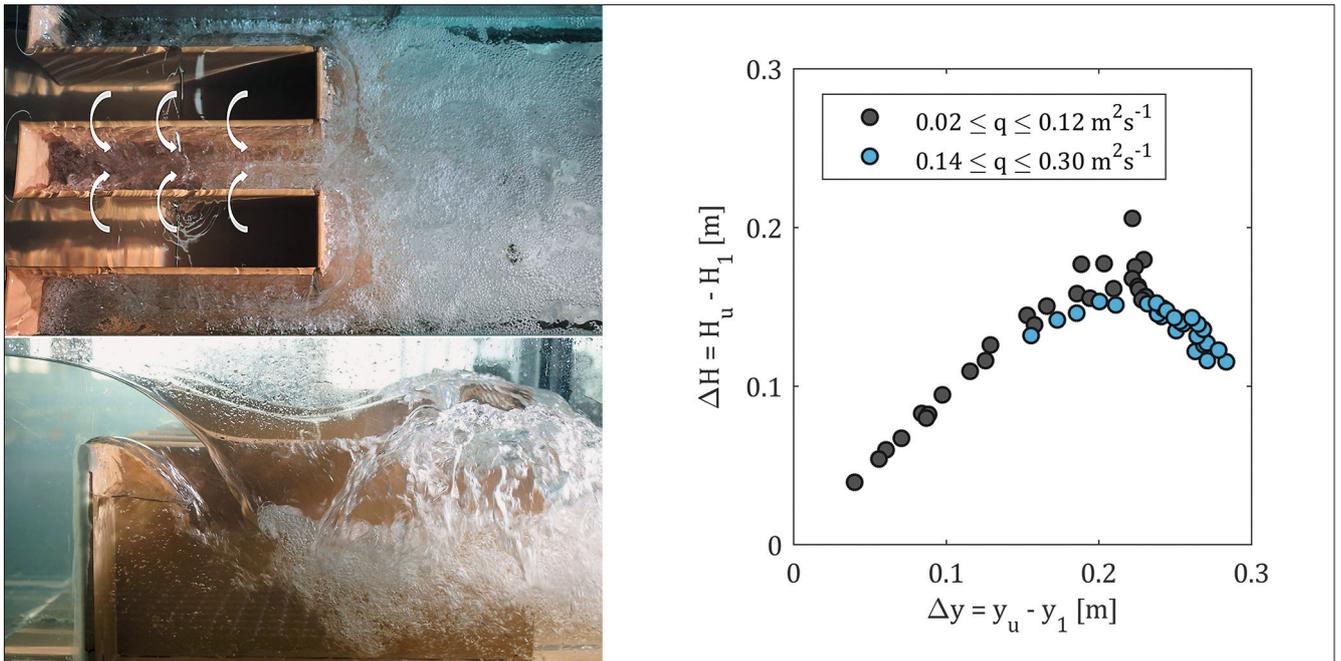


Bild 3: Links: Abfluss über das Labyrinth-Wehr bei $q = 0,04 \text{ m}^2/\text{s}$ (oben) und $q = 0,14 \text{ m}^2/\text{s}$ (unten); rechts: Differenz zwischen der Energiehöhe vor und nach dem Wehrüberfall am Labyrinth-Wehr für unterschiedliche Abflüsse

wurde mit einer manuell verstellbaren Klappe am unterwasserseitigen Ende der Rinne eingestellt. Ein Spitzentaster zur Messung des Wasserstands befand sich im Oberwasser im Abstand von 3,86 m vom Wehr. Ein weiterer Spitzentaster im Unterwasser wurde im Abstand von 4,14 m hinter dem Wehr installiert.

Als Modell wurde ein rechteckförmiges Labyrinth-Wehr (Bild 2, rechts) mit einer Wehrhöhe von $P = 0,26 \text{ m}$ gewählt. Die lichte Weite der Keys beträgt $W_i = 0,125 \text{ m}$. Die Seitenwände hatten eine Länge von $B = 0,50 \text{ m}$ sowie eine Stärke von $T_s = 0,01 \text{ m}$. Das Labyrinth-Wehr wurde auf eine 1 cm dicke Platte montiert. Die Überfallkrone war halbrund geformt.

3 Energieumwandlung am Labyrinth-Wehr

Aufgrund der Geometrie ergibt sich bei der Überströmung der gefalteten Wehrkrone eine dreidimensionale Strömung. Die Abflussaufteilung erfolgt über die Rück-, Front- und Seitenwände, weshalb es bei größeren Abflüssen zu einer gegenseitigen Beeinflussung der Überfallstrahlen kommt, die bereits zur Energiedissipation

beiträgt. In den Outlet-Keys wird ebenfalls Energie dissipiert, da der Überfall als Tauchstrahl auf ein Wasserpulster trifft. Basierend auf der Energie- und Impulsgleichung nach White (Naudascher 1987) lässt sich die Energiedifferenz ΔH zwischen der Energiehöhe vor dem Wehrüberfall H_u und der Energiehöhe unmittelbar nach dem Wehrüberfall H_1 mit

$$\frac{H_1}{y_c} = \frac{\sqrt{2}}{a + \sqrt{\frac{\Delta z}{y_c} + b}} + \frac{\left(a + \sqrt{\frac{\Delta z}{y_c} + b}\right)^2}{4} \quad (3)$$

ermitteln. Δz entspricht hierbei der Absturzhöhe und kann an dieser Stelle mit der Wehrhöhe P gleichgesetzt werden. y_c ist die kritische Wassertiefe über der Wehrkrone. Nach dem Ansatz von White ergeben sich für ein lineares Wehr die Parameter $a = 1,06$ und $b = 1,5$.

Bild 3 (rechts) zeigt auf der Abszisse die Wasserstandsdifferenz zwischen der Oberwassertiefe y_u und der schießenden Unterwassertiefe y_1 . Auf der Ordinate ist die Differenz zwischen der Oberwasserenergiehöhe H_u und der Unterwasserenergiehöhe H_1 aufgetragen. Für spezifische Abflüsse zwischen $0,02 \text{ m}^2/\text{s}$ und $0,12 \text{ m}^2/\text{s}$ ist in Bild 3 (rechts) eine stetige Zunahme der Energiehöhendifferenz zu erkennen, die nahezu linear proportional zu Δy

ist. Bei größeren spezifischen Abflüssen, von $0,14 \text{ m}^2/\text{s}$ bis $0,30 \text{ m}^2/\text{s}$, ist hingegen zu beobachten, dass die Energiehöhendifferenz wieder abnimmt. Dies lässt sich dadurch erklären, dass ein Teil der Energiedissipation bei kleineren Abflüsse bereits in den Outlet-Keys stattfindet. Der Überfall erfolgt hier im Wesentlichen lateral und weniger in Fließrichtung (Bild 3, links oben). Die Strömung muss dabei erst um 90° umgelenkt und dann wieder beschleunigt werden. Bei größeren Abflüssen hingegen nimmt der Abflussanteil über die Stirnseite zu, der Impuls in Fließrichtung ist größer und die Strömung im Outlet-Key erfährt eine stärkere Beschleunigung (Bild 3, links unten). Infolgedessen nimmt die Energiedissipation ab (Bild 3, rechts).

Unter Verwendung von Gleichung (3) kann ein Vergleich zwischen dem Labyrinth-Wehr und dem linearen Wehr hinsichtlich der Energiedissipation beim Wehrüberfall vorgenommen werden. Dabei ist zu erkennen, dass bei beiden Wehrtypen mit steigendem Abfluss die Energiehöhe hinter dem Wehrüberfall zunimmt, die Energiehöhe H_1 beim Labyrinth-Wehr im Vergleich jedoch deutlich niedriger ist (Bild 4). Dies lässt den Schluss zu, dass beim Labyrinth-Wehr durch die dreidimensionale Strömungscharakteristik des Wehrüberfalls deutlich mehr Energie umgewandelt wird als bei einem linearen Wehr. Unter Verwendung der Modellergebnisse konnten die Parameter a und b im Ansatz nach White für das Labyrinth-Wehr

angepasst werden. Damit ist es möglich, die Energiehöhe H_1 nach dem Wehrüberfall mit der modifizierten Formel nach White ($a = -0,85$; $b = 6,17$) zu bestimmen.

4 Klassifizierung des Wechselsprungs

In der Vergangenheit wurden Labyrinth-Wehre häufig als Hochwasserentlastungsanlagen an Talsperren eingesetzt, an denen die Energieumwandlung mit Hilfe von Sprungschancen oder gestuften Schussrinnen (Silvestri et al. 2013) erfolgen kann. Nur wenige Studien geben Hinweise über die Strömungssituation und die Energiedissipation unterstrom von in Fließgewässern angeordneten Labyrinth-Wehren. Aufgrund des steigenden Interesses an gefalteten Wehren in Flüssen sind jedoch Aussagen zu geeigneten Tosbeckengeometrien erforderlich, um Auskolkungen hinter der Wehranlage zu verhindern. Lopes et al. (2011) führte Untersuchungen an trapezförmigen Labyrinth-Wehren durch und erhielt als Ergebnis im Unterwasser einen dreidimensionalen Strömungszustand in Kombination mit Lufteintrag und Scherwellen. Pfister et al. (2017) untersuchte Piano-Key-Wehr-Modelle in Hinblick auf den Auskolkungsprozess im Unterwasser bei Fein- und Grobsediment und ermittelte daraus die Kolkform. Da der Auskolkungsbereich aufgrund seiner Größe inakzeptabel war, wurde als Gegenmaßnahme eine grobe Schicht aus Steinschüttung empfohlen.

Neben dem Maß der Energiedissipation ist aber auch die Form des Wechselsprungs von Bedeutung. Chow (1959) führte eine Klassifizierung des Wechselsprungs auf Basis der Anström-Froudezahl Fr_1 ein. Für $Fr_1 = 1$ stellt sich der kritische Abfluss ein und es kann sich kein Wechselsprung ausbilden. Liegt Fr_1 zwischen 1 und 1,7, ist die Wasseroberfläche gewellt und der Zustand wird als gewellter Wechselsprung klassifiziert. Eine Reihe kleiner Wechselsprünge entlang der Wasseroberfläche ergeben sich bei $Fr_1 = 1,7$ bis 2,5. Die Wasseroberfläche im Unterwasser ist dabei nahezu glatt und der Zustand wird als schwacher Wechselsprung bezeichnet. Oszillierende Wechselsprünge, welche zwischen $Fr_1 = 2,5$ und 4,5 auftreten, zeigen keine Regelmäßigkeiten auf und können Schäden an der Gewässersohle und dem Flussufer hervorrufen. Für $Fr_1 = 4,5$ bis 9,0 ergibt sich eine ausgeprägte

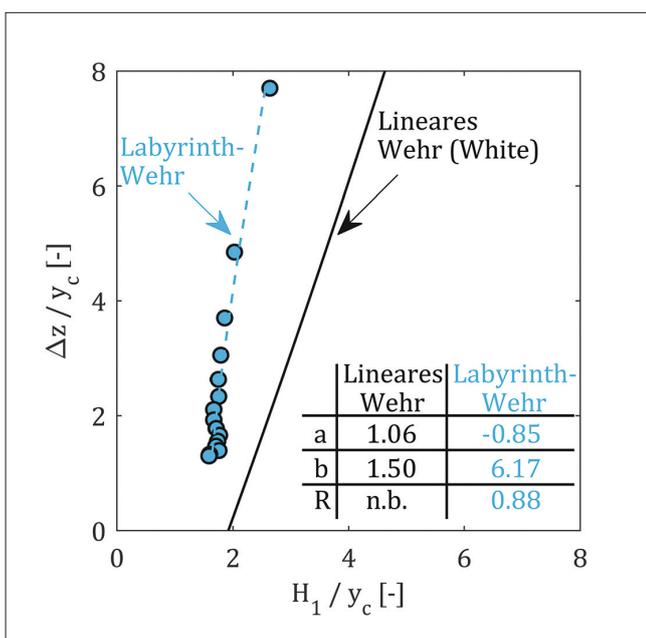


Bild 4: Energiedissipation am Labyrinth-Wehr im Vergleich zum linearen Wehr nach dem Ansatz von White

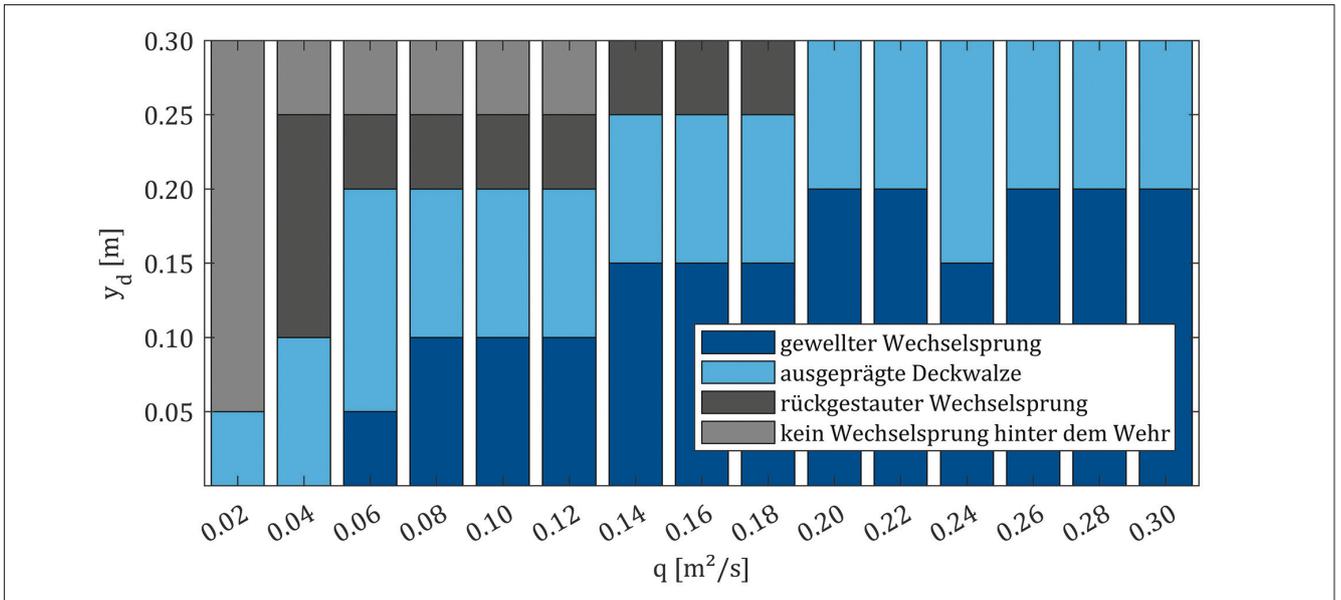


Bild 5: Wechselsprungarten am Labyrinth-Wehr für die betrachteten Unterwasserstand-Abfluss-Beziehungen

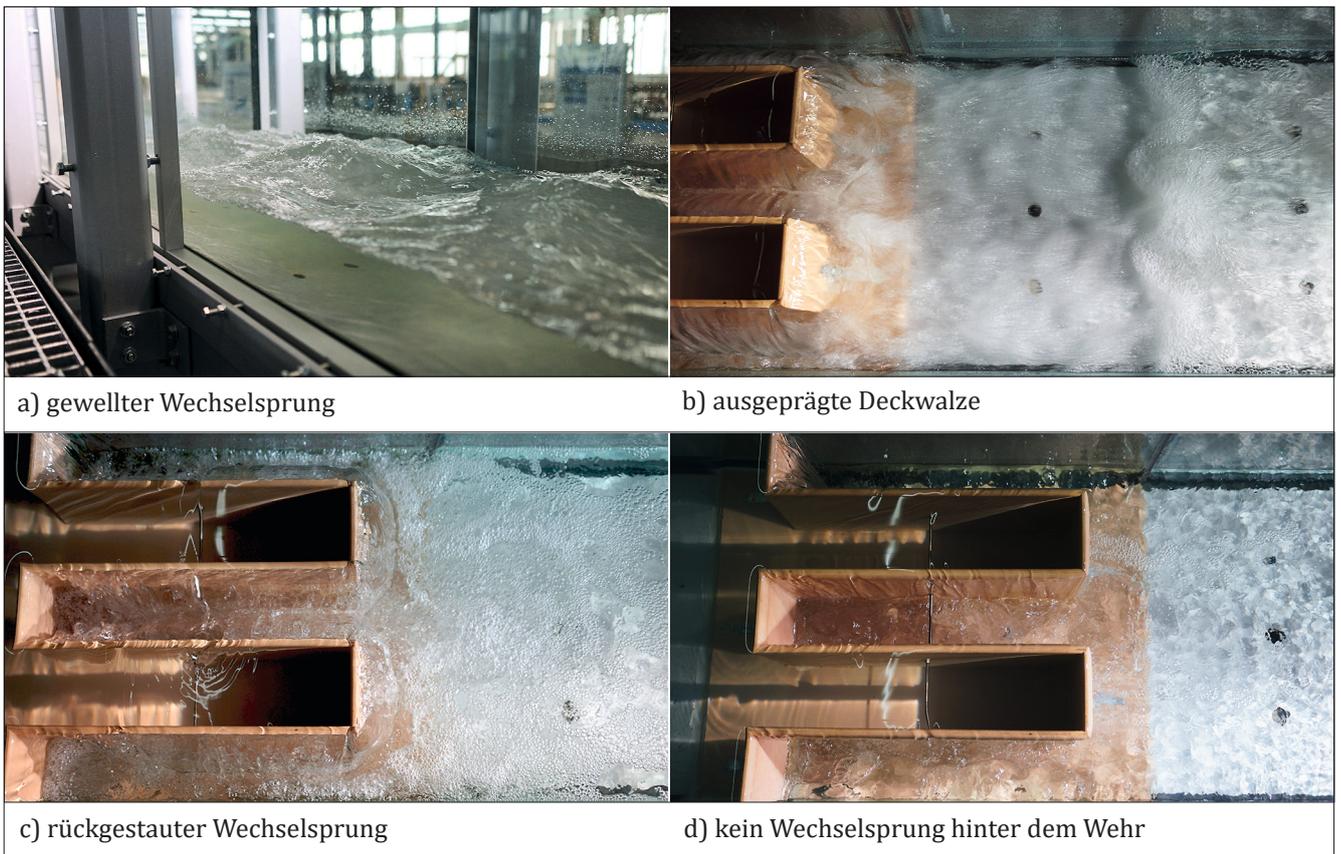


Bild 6: Beobachtete Wechselsprungarten unterhalb des Labyrinth-Wehres

Deckwalze mit hoher Energiedissipation. Ein starker Wechselsprung mit rauer Oberfläche erfolgt ab $Fr_1 = 9,0$.

Im Modell konnten vier Wechselsprungarten beobachtet und identifiziert werden (Bild 5).

Bei hohen Abflüssen und geringen Unterwasserständen wurde ein gewellter Wechselsprung beobachtet. Mit steigendem Unterwasserstand entwickelte sich ein Wechselsprung mit ausgeprägter Deckwalze oder ein rückgestauter Wechselsprung (Bild 6). Bei kleinen Abflüssen und

hohen Unterwasserständen fand in einem Tauchstrahl die Energieumwandlung statt, die dadurch gekennzeichnet ist, dass ein Wasserstrahl mit großem Geschwindigkeitsunterschied zur Umgebung in ein Wasserpolster eintritt. Ein instabiler oder ins Unterwasser abwandern der Wechselsprung konnte nicht beobachtet werden.

Nicht alle der betrachteten Zustände sind für die Praxis relevant. Beispielsweise tritt schießender Abfluss im Unterwasser nur an Flüssen mit großem Gefälle, wie z. B. in Gebirgsflüssen, auf.

5 Vorbemessung des Tosbeckens

Für die Vorbemessung des Tosbeckens werden sowohl der Unterwasserstand y_a als auch die konjugierte Wassertiefe y_2 und die schießende Wassertiefe y_1 benötigt. Aufgrund der hochturbulenten Strömung im Unterwasser wurden die Wasserstände mit Hilfe eines Maßstabs außerhalb der Versuchsrinne bestimmt. Im Fall von stehenden Wellen entsprach y_2 dem Wert des Wellenbergs.

Zur Ermittlung der Tosbeckengeometrie wurden die Gleichungen 1 und 2 mit Hilfe der gemessenen Wasserstände ausgewertet. Unter Berücksichtigung eines Einstaugrades ε von 1,25 als Sicherheitsfaktor ergab sich eine rechnerische Tosbeckentiefe von $\delta = 0,13$ m, die der Hälfte der Wehrhöhe entspricht. Der Einstaugrad von $\varepsilon = 1,25$ würde für die gewählte Eintiefung einen ortsstabilen Wechselsprung im Tosbecken gewährleisten. Für die Tosbeckenlänge würde sich nach Gleichung 2 eine Länge von $L_T = 0,75$ m ergeben, die etwa dem Dreifachen der Wehrhöhe entspricht.

6 Tosbeckenuntersuchungen

Auf Basis der oben beschriebenen Vorbemessung wurde im Labor ein 0,75 m langes und 0,13 m tiefes Tosbecken eingebaut. In den Versuchen wurden dabei vorwiegend die Varianten betrachtet, die aufgrund des gewellten Wechselsprungs als kritisch angesehen wurden. Dabei zeigte sich, dass mit Tosbecken der Überfallstrahl eher

einem Tauchstrahl ähnelt und weniger turbulent ist als in der Variante ohne Tosbecken. Zusätzlich kommt es zu einer geringeren Ausbreitung der Deckwalze. Bei allen untersuchten Zuständen konnte ein rückgestauter Wechselsprung im Tosbecken beobachtet werden.

Neben einer ausreichenden Energieumwandlung ist ein weiteres Ziel des Tosbeckens, unterstrom ein möglichst gleichmäßiges Geschwindigkeitsprofil zu gewährleisten. Die Endschwelle des Tosbeckens bewirkte in den Untersuchungen jedoch ein unerwünschtes Absenken des Wasserstands, das je nach Abflussbedingung im Unterwasser (schießend oder strömend) einen weiteren Fließwechsel zur Folge hatte (Bild 7).

Untersuchungen mit Tosbeckenlängen von $L_T = 0,80$ m, $L_T = 0,90$ m und $L_T = 1,30$ m zeigten, dass unabhängig von der Länge L_T ein zweiter Fließwechsel nach dem Tosbecken auftrat. Durch die Strömungsablösung an der senkrechten Endschwelle geht die Abflusskontrolle auf die Schwelle über und erzwingt einen Fließwechsel zum schießenden Abfluss unterhalb des Tosbeckens mit starker Wellenbildung. Zur Sichtbarmachung der Ablösung wurden Wollfäden als Tracer verwendet (Bild 8, links).

Hack (2009) empfiehlt, für diesen Fall eine schräge Endschwelle mit einer Neigung von 1:3 vorzusehen, wodurch ein allmählicher Übergang von der Tosbecken- zur Unterwassersohle erreicht wird. Im Modell konnten damit die Strömungsablösung reduziert und ein zweiter Fließwechsel unterstrom vermieden werden (Bild 8, rechts). Dennoch war bei größeren Abflüssen sowohl im Tosbecken als auch im Unterwasser eine relativ unruhige Wasseroberfläche zu beobachten. Die Ursache hierfür liegt in der Wurfweite des Überfallstrahls. Bei hohen Abflüssen trifft der Überfallstrahl auf die schräge Endschwelle anstatt auf die horizontale Tosbeckensohle, weshalb die Energie nicht vollständig umgewandelt wird. Mit einem längeren Tosbecken ($L_T = 0,90$ m) konnte eine höhere Energiedissipation erzielt werden. Daher kann auf Grundlage der maßgeblichen Variantenuntersuchungen eine Abschätzung für diese Tosbeckenlänge durch Anpassung des Vorfaktors aus Gleichung 2 wie folgt abgeschätzt werden:

$$L_T = 7 \cdot (y_2 - y_1) \quad (4)$$

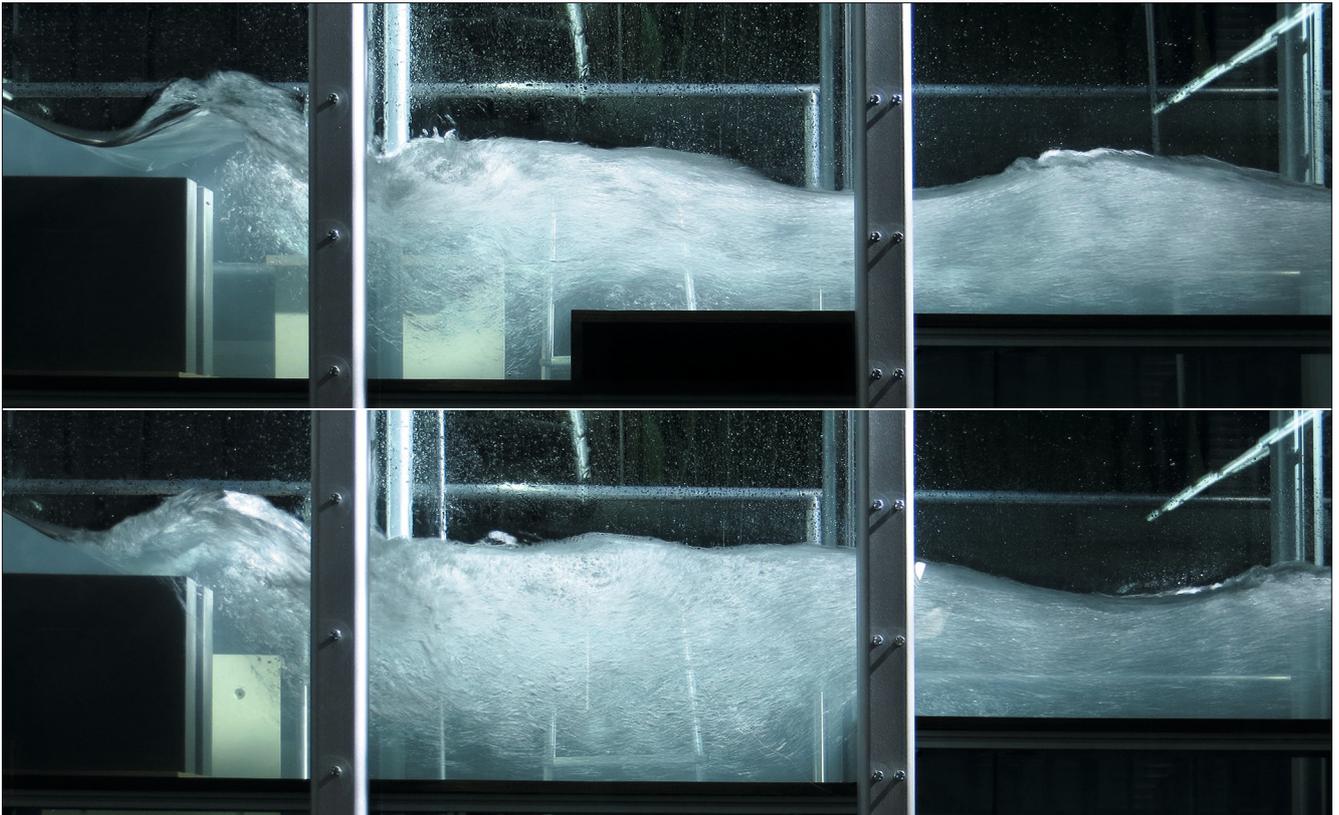


Bild 7: Zweiter Fließwechsel mit ausgeprägter Deckwalze bei einer Tosbeckenlänge von $L_T = 0,75$ m (oben) und $L_T = 1,30$ m (unten) und einem spezifischen Abfluss von $q = 0,30$ m²/s

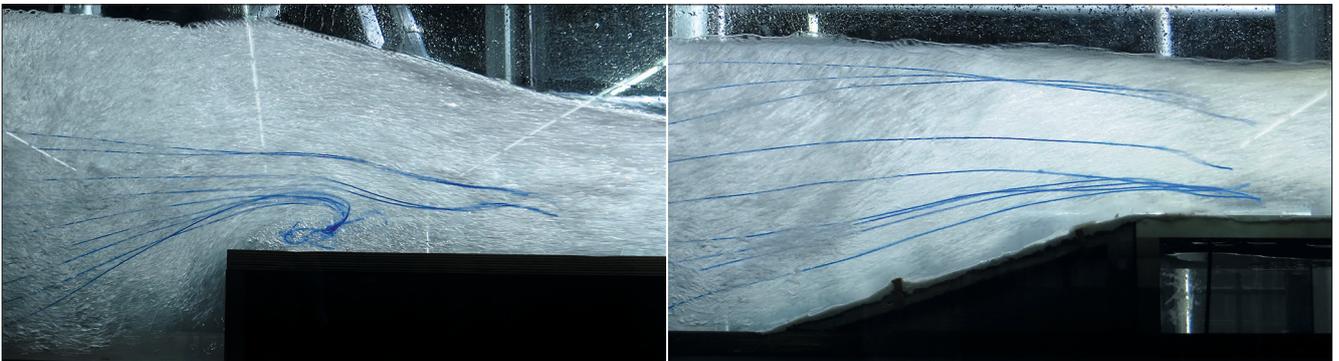


Bild 8: Tracerversuch zur Abbildung der Ablösungen bei vertikaler (links) und geneigter (rechts) Schwelle

7 Numerische Untersuchungen

Parallel zu den gegenständlichen Modelluntersuchungen wurden numerische Untersuchungen durchgeführt mit dem Ziel, die komplexe Strömung hinter dem Labyrinth-Wehr besser zu verstehen und mit den im gegenständlichen Modell gemessenen Wassertiefen zu vergleichen. Hierzu wurde die frei verfügbare Software OpenFOAM® verwendet.

Insgesamt zeigte sich eine gute Übereinstimmung zwischen den numerischen und den gegenständlichen Untersuchungsergebnissen. Insbesondere die Energieumwandlung beim Überströmen des Wehres sowie der zweite Fließwechsel nach der vertikalen Endschwelle wurde ähnlich prognostiziert. Die numerische Simulation zeigte ebenfalls, dass durch eine rampenartige Tosbeckenendschwelle der Steigung 1:3 der zweite Fließwechsel vermieden werden kann. Des Weiteren wurde bestätigt, dass eine Tosbeckenlänge von $L_T = 0,90$ m

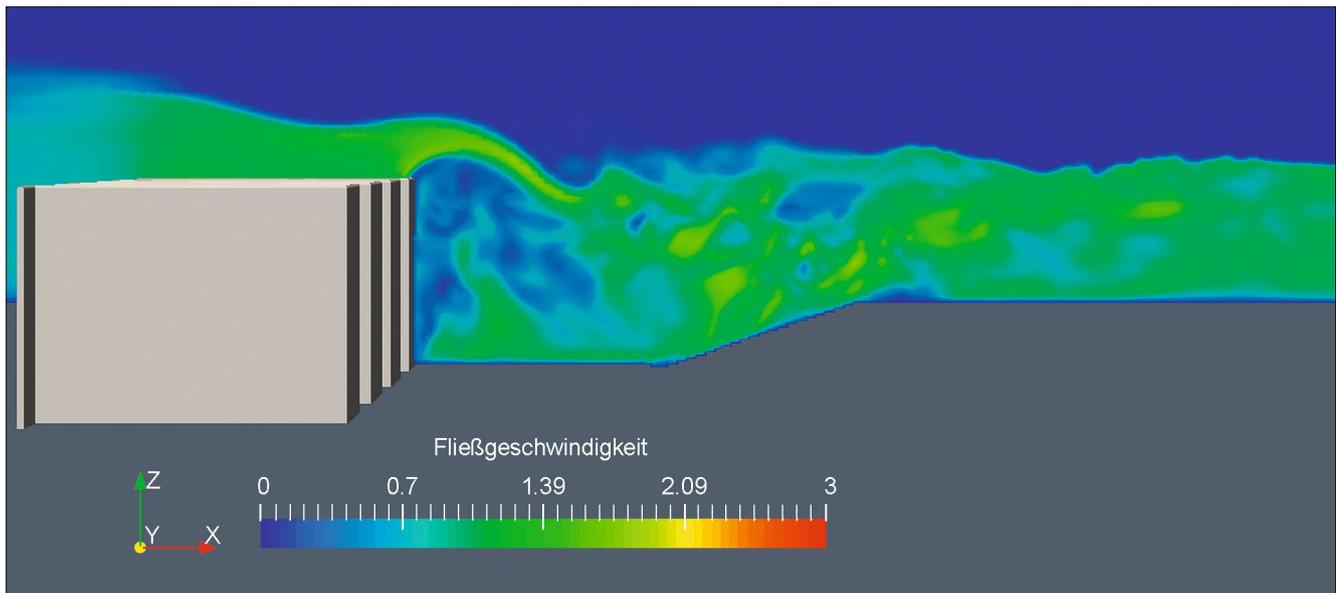


Bild 9: Fließgeschwindigkeit in einem Tosbecken mit $L_T = 0,90$ m und $\delta = 0,13$ m mit Rampe für $q = 0,30$ m²/s

zur Vergleichmäßigung der Strömung beiträgt (Bild 9). Lediglich bei der Ausbildung des Wechselsprungs zeigten sich Unterschiede, welche sich im gegenständlichen Modell auf die Ungenauigkeiten bei den Spitzentastermessungen zurückführen lassen.

8 Zusammenfassung

Die hydraulischen Untersuchungen an einem gegenständlichen Modell haben gezeigt, dass sich die Energiedissipation am Labyrinth-Wehr aufgrund seiner Geometrie von anderen festen Wehrtypen unterscheidet. Bereits beim Wehrüberfall kommt es infolge der gegenseitigen Beeinflussung der Überfallstrahlen zur Energieumwandlung. Es wurde gezeigt, dass die Energiedissipation durch den modifizierten Ansatz von White beschrieben werden kann.

Im Hinblick auf die untersuchten Zustände wäre ein eingetieftes Tosbecken nicht zwingend erforderlich. Dennoch wird eine Eintiefung empfohlen, um die Erosionsgefährdung auszuschließen. Aus den gegenständlichen und numerischen Modelluntersuchungen ergibt sich für die untersuchten Varianten ein Bemessungsvorschlag mit einer Tosbeckenlänge von $L_T = 0,90$ m sowie einer Tosbeckentiefe von $\delta = 0,13$ m. Zur Vergleichmäßigung

des Geschwindigkeitsprofils und zur Vermeidung von Ablösepunkten wird eine Rampe mit einer Steigung von 1:3 am Ende des Tosbeckens empfohlen. Verallgemeinernd lässt sich festhalten, dass bei einem Verhältnis von Tosbeckentiefe zu Wehrhöhe von $\delta/P \geq 0,5$ sowie bei einem Verhältnis von Tosbeckenlänge zu Wehrhöhe von $L_T/P \geq 3,5$ eine ausreichende Energiedissipation mit Hilfe eines Tosbeckens erzielt werden kann.

9 Literatur

Chow, V. T. (1959): Open-Channel Hydraulics: McGraw-Hill Book Company.

Hack, H.-P. (Hg.) (2009): Flussbau. Hydraulische Berechnung, Wehre und Sohlenbauwerke, Ausleitungsbauwerke, Energieumwandlungsanlagen, Wasserkraftanlagen, Binnenverkehrswasserbau. Weiterbildender Studiengang Wasser und Umwelt; Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall. Weimar, Hennef: Univ.-Verl.; DWA.

Lopes, R.; Matos, J.; Melo, J. F. (2011): Flow properties and residual energy downstream of labyrinth weirs. In: Sébastien Erpicum, Frédéric Laugier, Jean-Louis Boillat, Michel Piroton, Bernard Reverchon und Anton Schleiss

(Hg.): Labyrinth and Piano Key Weirs. Boca Raton: CRC Press/Balkema, S. 97–104.

Naudascher, E. (1987): Hydraulik der Gerinne und Gerinnebauwerke. 2. Aufl. Wien: Springer-Verlag.

Pfister, M.; Jüstrich, S.; Schleiss, A. J. (2017): Toe-scour formation at Piano Key Weirs. In: Sébastien Erpicum, Frédéric Laugier, Michel Ho Ta Khanh und Michael Pfister (Hg.): Labyrinth and Piano Key Weirs III. PKW 2017. Boca Raton: CRC Press, S. 147–156.

Silvestri, A.; Archambeau, P.; Pirotton, M.; Dewals, B.; Erpicum, S. (2013): Comparative analysis of the energy dissipation on a stepped spillway downstream of a Piano Key Weir. In: Sébastien Erpicum, Frédéric Laugier, Michael Pfister, Michel Pirotton, Guy-Michel Cicero und Anton J. Schleiss (Hg.): Labyrinth and Piano Key Weirs II: CRC Press/Balkema, S. 111–120.

Strobl, T.; Zunic, F. (2006): Wasserbau. Aktuelle Grundlagen – neue Entwicklungen. 1. Aufl. Berlin: Springer.

Untersuchungen zur Durchgängigkeit von Feststoffen an Labyrinth-Wehren

Jakob Herbst M. Sc., WTM Engineers Hamburg
Dr.-Ing. Michael Gebhardt, Jennifer Pfrommer M. Sc., Fabian Belzner M. Eng.,
Bundesanstalt für Wasserbau

Aufgrund der verhältnismäßig hohen laufenden Kosten von beweglichen Wehren bestehen Überlegungen, diese an den Nebenwasserstraßen durch feste Wehre zu ersetzen. Das Labyrinth-Wehr kann dabei eine erfolgversprechende Variante sein, da es einen gefalteten Grundriss mit einer großen Überfalllänge aufweist, was sich positiv auf die Abflusskapazität des Wehres auswirkt. Aufgrund seiner Geometrie bestehen allerdings auch Bedenken hinsichtlich der Feststoffdurchgängigkeit. Vor diesem Hintergrund wurden systematische Untersuchungen an einem gegenständlichen Modell durchgeführt mit dem Ziel, die Durchgängigkeit von Treibeis, Treibholz und Sediment an unterschiedlichen Geometrien genauer zu analysieren.

1 Motivation und Zielsetzung

Labyrinth-Wehre zählen zu den festen Wehren, deren Überfallkronen in der Draufsicht gefaltet ist. Die Überfalllänge kann dabei das fünf- bis sechsfache der lichten Weite eines linearen, senkrecht angeströmten Wehres betragen. In Bezug auf die lichte Weite weisen gefaltete Wehre dadurch eine deutlich höhere Leistungsfähigkeit auf (siehe Beitrag von Belzner „Labyrinth-Wehre“ in diesem Heft).

Stauanlagen können generell ein Hindernis für den Transport von Feststoffen in Fließgewässern darstellen, beispielsweise durch die Ansammlung von Treibholz vor dem Absperrbauwerk. Die Abnahme der Fließgeschwin-

digkeit begünstigt die Eisbildung und die Sedimentation im Stauraum. Insbesondere bei gefalteten Wehren, wie beispielsweise dem Labyrinth- und dem Piano-Key-Wehr, stellt sich die Frage, ob diese Wirkung durch den Grundriss des Bauwerks verstärkt wird. Dabei kann die Ablagerung von Feststoffen im Oberwasser einer Staustufe weitreichende Folgen haben: Zum einen führt eine verringerte Abflusskapazität der Wehranlage zu einem Anstieg des Oberwassers. Zum anderen sind Baggerungen und der Abtransport von Anlandungen mit einem hohen Kostenaufwand verbunden, wie sich in jüngster Vergangenheit am Lake Brazos Dam in Texas, USA, gezeigt hat (Crookston et al. 2015). Schließlich fordert auch die Europäische Wasserrahmenrichtlinie neben der Migration von aquatischen Organismen die Durchgängigkeit von Sedimenten.

Der vorliegende Beitrag basiert auf den Untersuchungen von Herbst (2016) und Leitz (2017) und beschreibt systematische Untersuchungen zur Feststoffdurchgängigkeit an gefalteten Wehren. Dabei wurden Treibeis, Treibholz und Sediment betrachtet und Untersuchungen an zwei unterschiedlichen Labyrinth-Wehren durchgeführt. Ziel war es, für unterschiedliche Szenarien die Menge der abgelagerten Feststoffe am Wehr und den sich daraus ergebenden Oberwasseranstieg abzuschätzen. Beim Modellsediment wurden außerdem der Korndurchmesser und die Korndichte variiert, um eine allgemeingültige dimensionslose Größe für den Transportbeginn zu bestimmen (Gebhardt et al. 2018).

2 Bisherige Untersuchungen

Pfister et al. (2013) führten Untersuchungen zur Treibholzabfuhr über Piano-Key-Wehre an Talsperren durch. Dabei konnte ein durch zurückgehaltenes Treibholz verursachter Anstieg der Überfallenergiehöhe im Oberwasser von bis zu 60 % festgestellt werden. Dieser Anstieg trat beim kleinsten untersuchten Abfluss auf. Je größer der Abfluss, desto kleiner war der Anstieg. Bei den größeren Abflüssen betrug der Anstieg zwischen 6 % und 10 %. Merkel (2015) untersuchte die Treibholzabfuhr über ein Piano-Key-Wehr in einem Fließgewässer. Dazu wurde ein Piano-Key-Wehr in einem Rechteckgerinne installiert und nach der gleichen Methode wie in Pfister et al. (2013) vorgegangen. Im Vergleich zur Talsperre konnte festgestellt werden, dass der Energiehöhenanstieg im Oberwasser geringer ist und weniger als 20 % beträgt. Untersuchungen zur Treibholzabfuhr über Labyrinth-Wehre liegen hingegen bis heute nicht vor.

Falvey (2003) geht auf das Risiko ein, welches durch den Aufstau von Treibeis entsteht. Er konnte zeigen, dass die Eisschollen durch vorgelagerte Betonkeile aufgebrochen werden können und so der Eisdruck auf das Wehr reduziert werden kann. Diese Technik wurde bereits erfolgreich am Tongue River Dam in Montana, USA, angewandt. Aussagen zum Anstieg des Oberwasserstandes werden dabei jedoch nicht gemacht. In Falvey (2003) findet sich auch eine gute Zusammenfassung von Untersuchungen zur Sedimentdurchgängigkeit. Beispielsweise untersuchte Babb (1976) die Durchgängigkeit von feinem und grobem Sand am trapezförmigen Labyrinth-Wehr des Boardman Reservoir in Michigan, USA. Dabei wurden zwei Drittel einer im Oberwasser abgelagerten Sedimentmenge über das Wehr abgeführt. Eine weitere Untersuchung zur Sedimentdurchgängigkeit am Garland-Power-Kanal in Wyoming, USA, ebenfalls an einem trapezförmigen Labyrinth-Wehr, bestätigte, dass das im Oberwasser akkumulierte Sediment mit steigendem Abfluss remobilisiert und ins Unterwasser transportiert wird. Wilmore (2004) untersuchte den durch Verlandung entstehenden Oberwasseranstieg. Die Verlandung bildete er dabei anhand einer höhenverstellbaren Sohle im Inlet-Key nach. Dabei wurden Energiehöhenanstiege von bis zu 25 % festgestellt. Hierzu ist allerdings anzumerken, dass eine feste Strömungsberandung tendenziell ungünstiger ist als eine bewegliche Sohle im Inlet-Key.

3 Modellgesetze und Maßstabs- effekte

Das Fließverhalten an Wasserbauwerken mit freier Oberfläche wird im Wesentlichen von Trägheits- und Schwerkraftkräften dominiert. Die Umrechnung der Strömungsgrößen vom Modell in die Natur erfolgt daher nach dem Froudeschen Ähnlichkeitsgesetz. Die Viskosität hat dabei einen untergeordneten Einfluss. Um den Einfluss der Viskosität gering zu halten, müssen voll turbulente Strömungsbedingungen vorliegen. Außerdem sollte eine Mindestwassertiefe über dem Wehr von etwa 3 cm eingehalten werden, um den Einfluss von Oberflächenspannungseffekten auszuschließen.

Als Treibgut werden im Allgemeinen Gegenstände bezeichnet, die auf der Wasseroberfläche schwimmen. Dazu zählen natürliche Materialien wie Büsche, Holzstämmen und Wurzelstöcke, aber auch Müll (Kunststoffabfälle, Metall Dosen). Menge und Zusammensetzung des Treibgutes hängen im Wesentlichen von der Größe des Einzugsgebietes und den dominanten Nutzungen im Einzugsgebiet ab. Über die Zusammensetzung des Treibgutes an deutschen Flüssen gibt es praktisch keine Informationen. Pfister et al. (2013) verwenden für ihre Versuche einen Ansatz, der das Treibholzvolumen in Abhängigkeit von der Einzugsgebietsgröße beschreibt. Neben der Länge und dem Durchmesser von Holzstämmen beeinflusst auch der Verästelungsgrad die Verklausung. Aber nicht nur Treibholz, sondern auch (teilweise) gesättigtes Holz, schwebend oder an der Gewässersohle gleitend, ist in der Natur zu finden. Die Dichte des Treibholzes wurde daher in einzelnen Versuchsreihen über den Wassergehalt variiert. Bei einem Großteil der Untersuchungen blieb diese allerdings unverändert. Es ist offensichtlich, dass die mit den Modellversuchen erzielten Ergebnisse durch ihre eingeschränkte Naturähnlichkeit nur als Abschätzung dienen können. Durch Variantenvergleiche allerdings sind qualitative Aussagen durchaus möglich.

Die eingeschränkte Naturähnlichkeit trifft auch auf das verwendete Treibeis im Modell zu. Auf Grund der nicht vorhandenen Möglichkeiten zur Simulation von Eisbildung und Eisabfuhr im Labor wurde für die Eisschollen ein Kunststoffmaterial (Polyäthylen) verwendet, das bereits in früheren Untersuchungen in der BAW eingesetzt wurde.

Für die Untersuchungen zur Sedimentdurchgängigkeit ergibt eine dimensionsanalytische Betrachtung, dass die kornbezogene Froude-Zahl Fr_d die maßgebliche dimensionslose Einflussgröße ist, die den Bewegungsbeginn des Sediments charakterisiert (Gebhardt et al. 2018). Untersuchungen von Sarathi et al. (2008), die die Auskolkung durch einen Freistrahler hinter einer Wanddüse untersuchten, kamen ebenfalls zu diesem Ergebnis. Da die in Gleichung (1) angegebene kornbezogene Froude-Zahl neben dem Korndurchmesser auch die Sedimentdichte beinhaltet, kann durch die Wahl eines leichteren Materials (z. B. Polystyrol) ein größerer Korndurchmesser gewählt und damit Feinsand im Modell abgebildet werden. Als Strömungsgeschwindigkeit v wird dabei häufig eine querschnittsgemittelte Fließgeschwindigkeit gewählt. ρ_s bezeichnet die Sedimentdichte, ρ_w die Wasserdichte, g die Erdbeschleunigung und d_s den Korndurchmesser.

$$Fr_d = \frac{v}{\sqrt{\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \cdot g \cdot d_s}} \quad (1)$$

Bei der Wahl des Modellsediments ist darauf zu achten, dass die Maßstabeffekte möglichst klein sind. Beispielsweise können bei feinen Sedimenten zusätzliche Kohäsionskräfte auftreten. Hager (2007) schließt in seinen Untersuchungen kohäsive Effekte aus, indem er Korndurchmesser über einem Millimeter wählt. Andererseits können auch bei zu großen Korndurchmessern Maßstabeffekte auftreten, wie z. B. in den Untersuchungen

von Breusers und Raudkivi (1991). Hier zeigte sich, dass der Auskolkungsprozess hinter Brückenpfeilern ausreichend genau im Modell abgebildet wird, wenn das Verhältnis von Pfeilerdurchmesser und Korndurchmesser größer als 25 ist.

4 Modelluntersuchungen

4.1 Versuchsaufbau und Messtechnik

Die Modelluntersuchungen wurden an einer 15,0 m langen, 1,25 m breiten und 0,6 m hohen Versuchsrinne durchgeführt. Eine ausführliche Beschreibung des Modells und der verwendeten Messtechnik gibt der Beitrag von Belzner „Labyrinth-Wehre“ in diesem Heft. Die Breite der Labyrinth-Wehre entsprach dabei der Rinnenbreite. Neben dem Oberwasserstand war die Menge der am Wehr zurückgehaltenen Feststoffe von Interesse, die mit Hilfe einer Videoanalyse bestimmt wurde. Hierzu wurden mehrere Kameras installiert.

4.2 Untersuchte Geometrien

Im Rahmen der Untersuchungen wurden zwei unterschiedliche Geometrien betrachtet: das trapezförmige und das rechteckförmige Labyrinth-Wehr (Bild 1). Die Geometrien können anhand der in Tabelle 1 angegebenen Parameter beschrieben werden.

Parameter			Trapezförmig	Rechteckförmig
Wehrhöhe	P	[m]	0,25	0,25
Wehrbreite	W	[m]	1,25	1,25
Abwicklungslänge	L	[m]	6,25	6,25
Key-Öffnungsweite	W_i	[m]	0,20	0,12
Länge in Fließrichtung	B	[m]	0,59	0,51
Wandstärke	T_s	[m]	0,01	0,01
Seitenwandneigung	α	[°]	7,24	0,00

Tabelle 1: Geometrische Parameter der untersuchten Labyrinth-Wehre (Modellabmessungen)

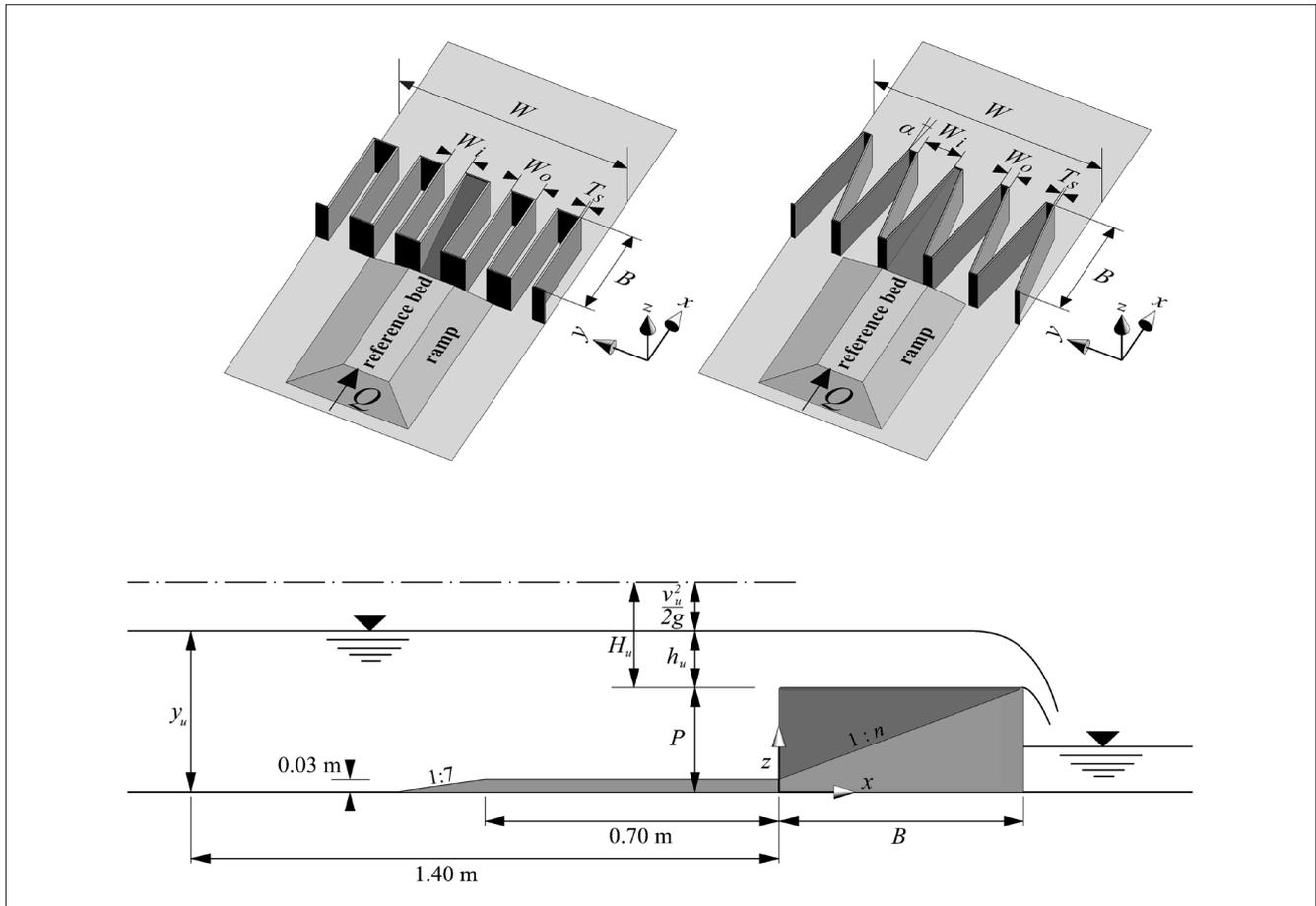


Bild 1: Rechteckförmiges Labyrinth-Wehr (oben links) und trapezförmiges Labyrinth-Wehr (oben rechts), Definitionsskizze (unten) aus Gebhardt et al. (2018)

4.3 Modellmaterialien

Für die Untersuchungen zur Treibholzdurchgängigkeit wurden Rundhölzer verwendet. Im Gegensatz zu Naturhölzern garantieren diese eine gute Reproduzierbarkeit der Versuche. Dabei musste allerdings in Kauf genommen werden, dass die Einflüsse von natürlichen Verästelungen oder von Wurzelwerk, wie sie in der Natur vorkommen, vernachlässigt werden. Die Hölzer weisen eine Dichte von $0,8 \text{ g/cm}^3$ auf und schwimmen somit an der Wasseroberfläche. Insgesamt wurden sieben Größen betrachtet. Das Verhältnis aus Stammlänge L_H und Durchmesser D_H lag dabei konstant bei $L_H/D_H = 20$. Die Modellabmessungen der Rundhölzer sind in Tabelle 2 angegeben. Zur besseren Erkennbarkeit bei der Auswertung der Bild- und Videoaufnahmen wurden diese farblich gekennzeichnet (Bild 2).

Länge L_H [cm]	Durchmesser D_H [cm]
6,0	0,3
16,0	0,8
28,0	1,4
40,0	2,0
48,0	2,4
60,0	3,0
70,0	3,5

Tabelle 2: Abmessungen der im Modell verwendeten Rundhölzer



Bild 2: Im Modell verwendete Rundhölzer

Für die Untersuchungen zur Treibeisdurchgängigkeit wurden Kunststoffschollen verwendet, die eine ähnliche Dichte ($0,9 \text{ g/cm}^3$) wie Natureis aufweisen. Die idealisierten Schollen in Form von unregelmäßig geschnittenen Fünf- und Sechsecken (Bild 3) hatten eine Dicke von $0,5 \text{ cm}$ und wurden in jeweils fünf Größen verwendet (Tabelle 3).

Für die Untersuchungen zur Sedimentdurchgängigkeit wurden Versuche mit vier unterschiedlichen Modellsedimenten durchgeführt. Diese unterschieden sich in Größe und Dichte. Neben Grobsand, Feinkies und grobem Feinkies wurde ein Polystyrolgranulat verwendet. Aufgrund der geringen Dichte wird das Polystyrolgranulat häufig verwendet, um feinen Natursand im Modell abzubilden. Die jeweiligen Dichten und der mittlere Korndurchmesser der Sedimente sind in Tabelle 4 gegeben.

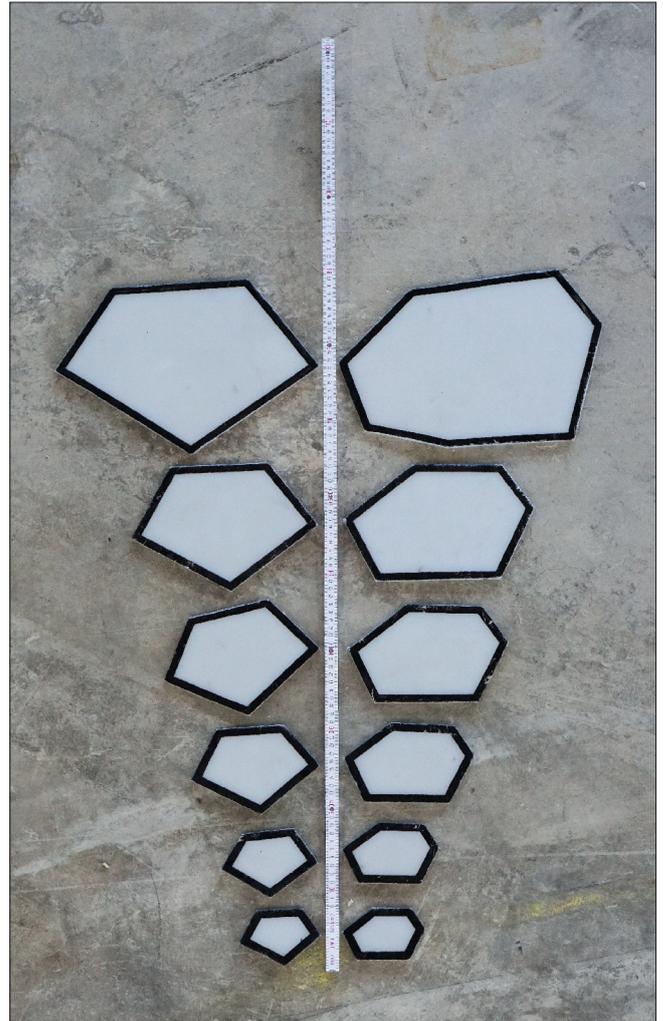


Bild 3: Im Modell verwendete Eisschollen

Eisschollenlänge L_E [cm]	Eisschollendicke d_E [cm]
10	0,5
12	0,5
16	0,5
20	0,5
24	0,5
34	0,5

Tabelle 3: Abmessungen der im Modell verwendeten Eisschollen

	Sedimentdichte ρ_s [g/cm^3]	Korndurchmesser d_s [mm]
Polystyrolgranulat	1,06	2,10
Grobsand	2,65	0,69
Feinkies	2,65	2,04
grober Feinkies	2,65	5,55

Tabelle 4: Eigenschaften der im Modell verwendeten Sedimente

4.4 Versuchsdurchführung

Die Untersuchungen zur Treibholzdurchgängigkeit orientierten sich an der Methodik von Pfister et al. (2013). Dabei wurden für unterschiedliche Durchflüsse nacheinander zehn Holzpäckchen im Oberwasser zugegeben. Nach jeder Päckchenzugabe wurde der Oberwasserstand gemessen und das am Wehr zurückgehaltene Treibholz ausgezählt. Die entstehenden Verklausungsbilder wurden dokumentiert, wobei das zurückgehaltene Treibholz zwischen den einzelnen Zugaben nicht entfernt wurde.

Bei den Untersuchungen zur Treibeisdurchgängigkeit wurde eine Mischung unterschiedlicher Eisschollengrößen und -geometrien etwa zwei Meter im Oberwasser des Wehres eingesetzt. Die zurückgehaltenen Eisschollen wurden ausgezählt und der Oberwasserstand gemessen. Anschließend wurden die am Wehr zurückgehaltenen Eisschollen entfernt und der Versuch wurde in gleicher Weise mit einem höheren Abfluss wiederholt. Hier unterscheidet sich die Methodik etwas von den Untersuchungen mit Treibholz, weil die zurückgehaltenen Eisschollen

nach jedem Abfluss entfernt wurden. Der Grund dafür ist, dass sich abgelagertes Eis in der Natur anders verhalten würde als im Modell und sehr wahrscheinlich brechen und abschmelzen würde.

Für die Durchführung der Untersuchungen zur Sedimentdurchgängigkeit wurde in einem Inlet-Key Sediment eingefüllt und die Form und das Volumen der rampenförmigen Sedimentablagerung mit Hilfe von Spitzentastermessungen bestimmt. Vor dem Inlet-Key wurde zusätzlich eine Sedimentschicht eingebaut, um einerseits einen möglichst kontinuierlichen Übergang an der Sohle zu erreichen und andererseits eine Referenz für den Bewegungsbeginn des Sediments im Oberwasser zu haben (Bild 4). Der Durchfluss wurde schrittweise erhöht, wobei nach jeder Durchflusserhöhung die Sedimentrampe im Wehr neu vermessen wurde. Dabei wurde jeder Durchfluss so lange gehalten, bis kein Sediment mehr mobilisiert wurde. Voruntersuchungen zeigten, dass eine Versuchsdauer von 180 Minuten pro Durchfluss ausreicht, um stationäre Bedingungen zu erreichen (Gebhardt et al. 2018).



Bild 4: Rampenförmige Sedimentablagerung zu Beginn der Versuche, Spitzentaster zur Aufnahme der Sedimentoberkante, Sedimentschicht vor dem Inlet-Key als Referenz für den Bewegungsbeginn des Sediments im Oberwasser

5 Ergebnisse

5.1 Treibholz

Bild 5 zeigt die Zustände nach der letzten Holzzugabe bei einem spezifischen Modellabfluss von $0,04 \text{ m}^2/\text{s}$. Dabei ist zu erkennen, dass sich im Oberwasser sowohl beim trapezförmigen als auch beim rechteckförmigen Labyrinth-Wehr ein Treibholzteppich gebildet hat, der sich über die gesamte Breite der Rinne erstreckt. Das Verhältnis der Überfallenergiehöhen mit und ohne Treibholz, H_u^* und H_u , ist in Bild 6 dargestellt. Im Vergleich zeigt sich, dass der Anstieg beim trapezförmigen Labyrinth-Wehr mit $H_u^*/H_u = 1,37$ etwas höher ist als beim rechteckförmigen mit $H_u^*/H_u = 1,19$.

Allerdings ist dieser Aufstau nur bei relativ geringen Abflüssen zu beobachten. Für spezifische Abflüsse größer als $0,12 \text{ m}^2/\text{s}$ bzw. $0,08 \text{ m}^2/\text{s}$ kommt das Treibholz nicht zum Stillstand, sondern wird direkt über das Wehr ins Unterwasser abgeführt. Das Verhältnis aus Stammdurchmesser D_H und Überfallhöhe h_u beträgt beim trapezförmigen Labyrinth-Wehr $D_H/h_u = 0,53$ und beim rechteckförmigen Labyrinth-Wehr $D_H/h_u = 0,67$. Das bedeutet, wenn die Überfallhöhe 50 % bis 60 % des Stammdurchmessers überschreitet, reicht der Strömungsdruck aus, um die Stämme über das Wehr hinweg ins Unterwasser zu befördern.

Bei den Versuchen fiel auf, dass das schwimmende Holz durch den Strömungsdruck auf die Wehrkrone geschoben wird und dort zum Stillstand kommt. Daraus ergab

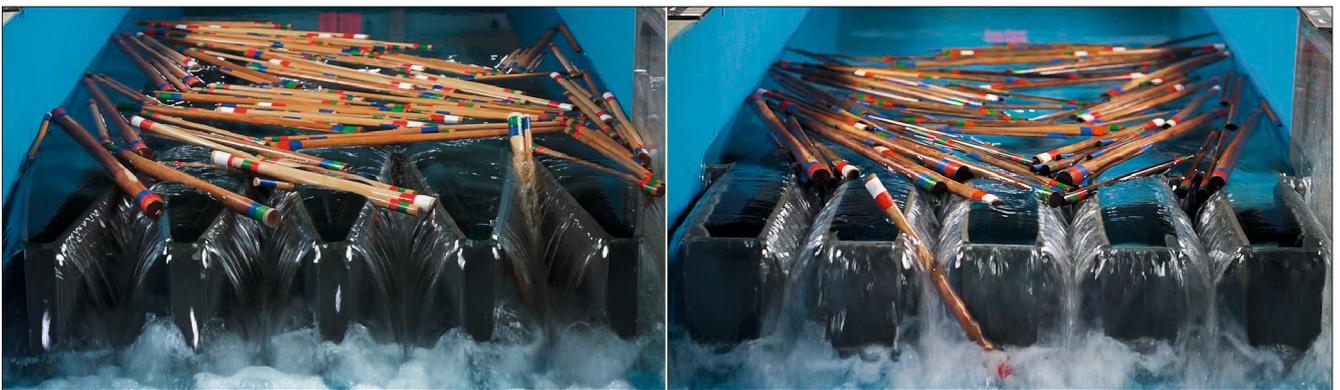


Bild 5: Treibholzteppich vor dem trapezförmigen (links) und vor dem rechteckförmigen (rechts) Labyrinth-Wehr bei Versuchsende bei einem spezifischen Abfluss von $q = 0,04 \text{ m}^2/\text{s}$

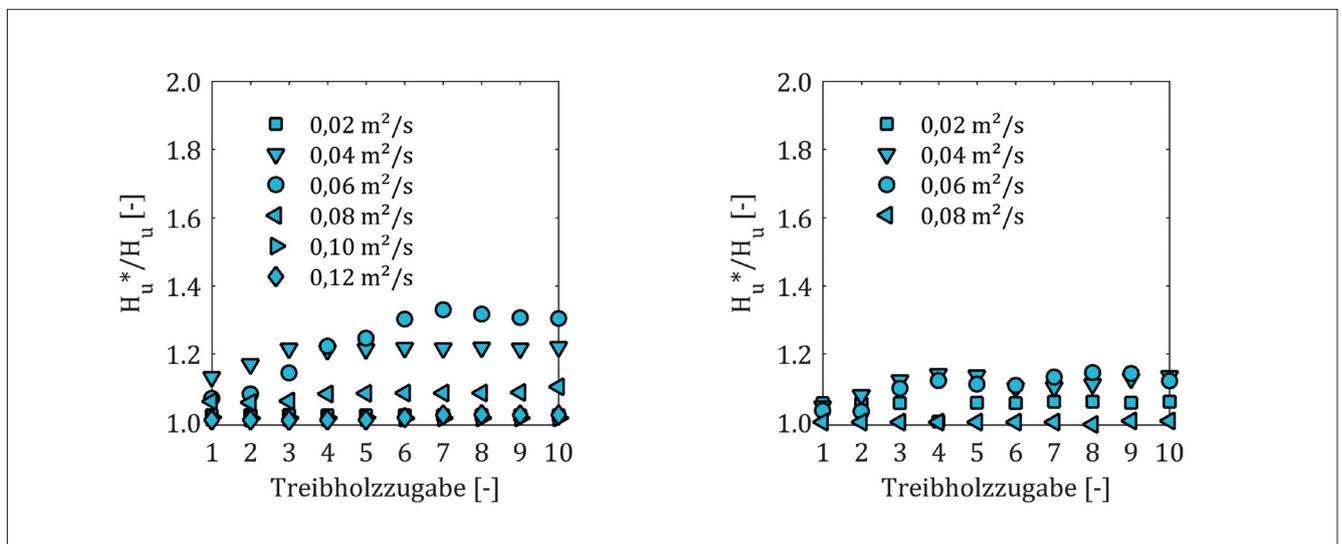


Bild 6: Energiehöhenanstieg im Oberwasser nach Treibholzzugaben für das trapezförmige (links) und das rechteckförmige (rechts) Labyrinth-Wehr in Abhängigkeit vom spezifischen Abfluss $q \text{ [m}^2/\text{s]}$



Bild 7: Verkläusungsbilder: Ablegen auf der Wehrkrone (links), Ablagern im Wehr (Mitte) und Querstellen vor dem Wehr (rechts)

sich die Frage, inwieweit die Holzfeuchte und damit die Dichte das Verkläusungsbild beeinflussen. Daher wurde in weiteren Versuchen die Holz sättigung durch die Lagerung in Wasser gezielt verändert. In Abhängigkeit von der Holzfeuchte bewegten sich die Treibhölzer schwimmend ($\rho_H \approx 0,8 \text{ g/cm}^3$), schwebend ($\rho_H \approx 1,0 \text{ g/cm}^3$) oder an der Gerinnesohle gleitend ($\rho_H \approx 1,3 \text{ g/cm}^3$). Die Hölzer wurden wiederholt nacheinander im Oberwasser zugegeben und das Verhalten am Wehr analysiert. Dabei konnten drei unterschiedliche Verkläusungsbilder beobachtet werden: das Ablegen auf der Wehrkrone, das Ablagern im Inlet-Key und das Querlegen vor dem Wehr (Bild 7). Eine Auszählung der am Wehr zurückgehaltenen Hölzer ergab die in Bild 8 dargestellten Auftretenswahrscheinlichkeiten der Verkläusungstypen in Abhängigkeit von der Holz dichte.

Es zeigte sich, dass an der Wasseroberfläche schwimmendes Treibholz ausschließlich durch das Ablegen auf dem Wehr zurückgehalten wird. Schwerere und daher im Wasser schwebende Hölzer werden teilweise unter

Wasser in die Inlet-Keys transportiert, wo sie sich verkanten. Die an der Gerinnesohle gleitenden Hölzer richten sich in der Regel quer zur Strömungsrichtung aus, rollen auf das Wehr zu, wobei sich insbesondere die längeren Hölzer vor die Stirnseiten des Wehres legen. Kürzere Hölzer werden teilweise in die Inlet-Keys transportiert und bleiben dort liegen.

5.2 Treibeis

In Bild 9 und Bild 10 ist zu erkennen, wie die im Oberwasser zugegebenen Kunststoffschollen auf die beiden Labyrinth-Wehre zudriften und es zum Eisstau kommt. Nach der Zugabe (erstes Bild von links) treiben die Schollen auf das Wehr zu (zweites Bild von links). Einige Eisschollen werden direkt über das Wehr ins Unterwasser abgeführt, während ein Teil davon am Wehr zurückgehalten wird (drittes Bild von links). Das letzte Bild (viertes Bild von links) zeigt den Zustand, für den der Eisrückhalt dokumentiert und der Oberwasserstand gemessen wurde.

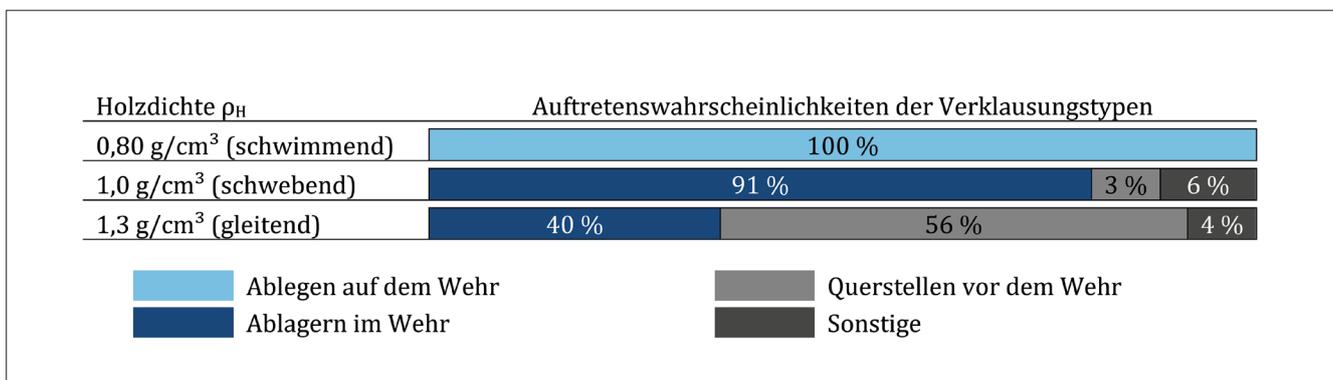


Bild 8: Auftretenswahrscheinlichkeiten der Verkläusungsbilder in Abhängigkeit von der Holz dichte

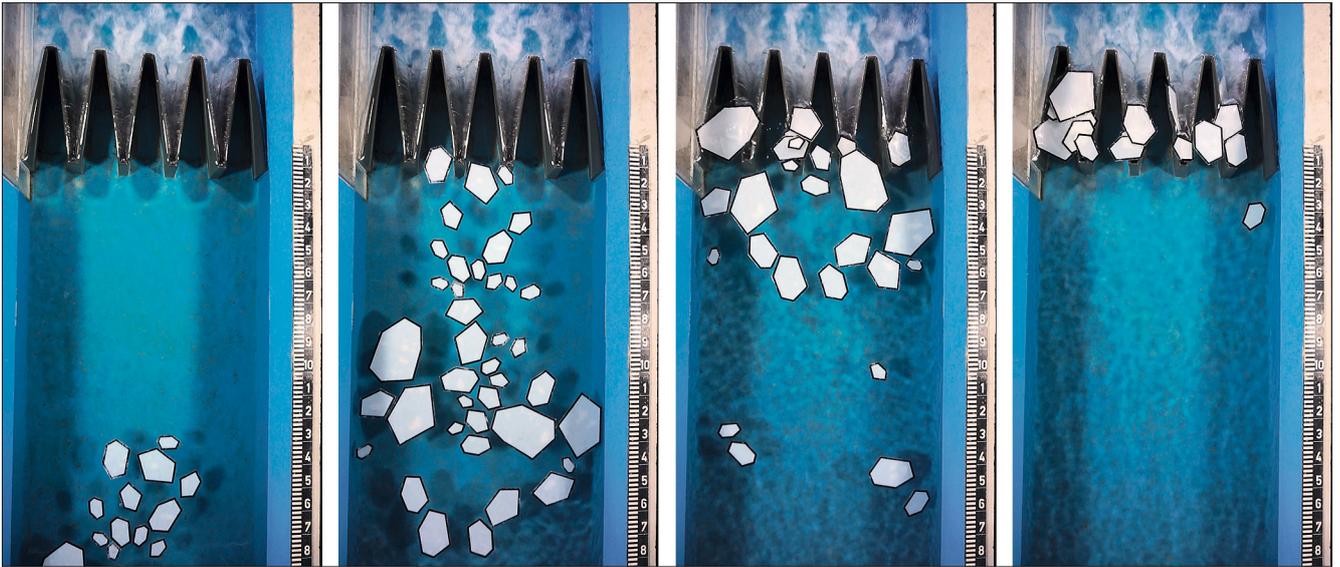


Bild 9: Zeitlicher Verlauf der Treibeisversuche bei einem spezifischen Abfluss von $0,048 \text{ m}^2/\text{s}$ beim trapezförmigen Labyrinth-Wehr



Bild 10: Zeitlicher Verlauf der Treibeisversuche bei einem spezifischen Abfluss von $0,048 \text{ m}^2/\text{s}$ beim rechteckförmigen Labyrinth-Wehr

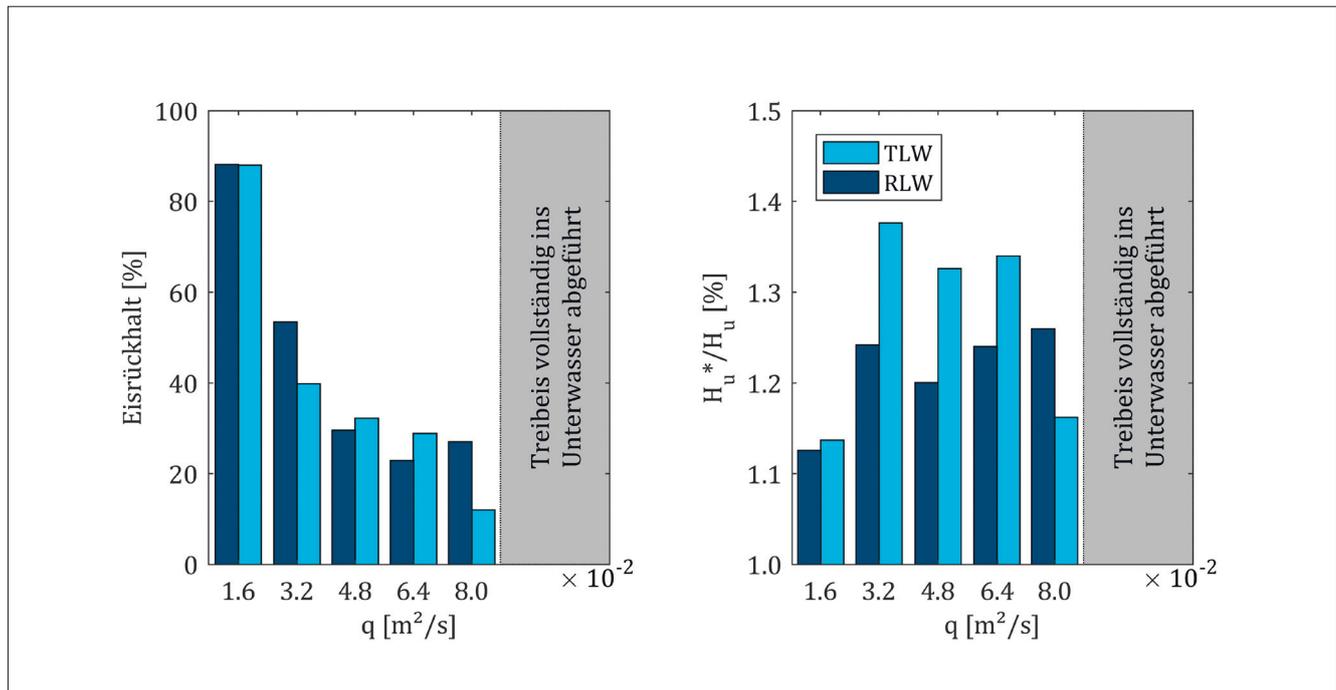


Bild 11: Eisrückhalt (links) und Energiehöhenanstieg (rechts) im Oberwasser nach Treibeiszugabe für das trapezförmige (TLW) und das rechteckförmige Labyrinth-Wehr (RLW)

Der Eisrückhalt (Verhältnis aus zurückgehaltenem Eis und im Oberwasser zugegebener Eismenge) für beide Wehrgeometrien ist in Bild 11 (links) dargestellt. Im Vergleich ist zwischen den beiden Wehren kein signifikanter Unterschied zu erkennen. Bei geringen Abflüssen werden bis zu 90 % des Eises zurückgehalten. Allerdings wird bereits bei spezifischen Abflüssen größer als $0,08 \text{ m}^2/\text{s}$ jegliches Eis ins Unterwasser abtransportiert. In Bild 11 (rechts) ist der Energiehöhenanstieg H_u^*/H_u im Oberwasser in Abhängigkeit des spezifischen Durchflusses dargestellt. Hier zeigt sich, dass es beim trapezförmigen Labyrinth-Wehr tendenziell zu einem etwas höheren Anstieg kommt als beim rechteckförmigen Labyrinth-Wehr.

5.3 Sedimentuntersuchungen

Im Allgemeinen vollzieht sich der Kolkprozess am Eintritt in den Inlet-Key ähnlich wie an einem Brückenpfeiler, wie beispielsweise von Breusers und Raudkivi (1991) beschrieben: Die Strömung wird an der Stirnseite der Outlet-Keys beschleunigt und der Geschwindigkeitsgradient in vertikaler Richtung wird in einen Druckgradienten umgewandelt. Dies führt zu einem

abwärts gerichteten Volumenstrom, der beim Erreichen der Sohle vertikale Wirbel bildet, deren Enden bis in die Inlet-Keys reichen. Dieses Wirbelsystem wird auch als Hufeisenwirbel (horseshoe vortex) bezeichnet und ist sehr effektiv im Hinblick auf den Sedimenttransport (Bild 12).

Die Erosion beginnt am Eintritt in den Inlet-Key und das erodierte Material wird mit der Strömung stromabwärts transportiert. Bild 13 zeigt beispielhaft das verbleibende Sedimentbett im rechteckförmigen Labyrinth-Wehr für den Feinkies.



Bild 12: Strömungsvisualisierung des Hufeisenwirbels mit einem Tracer: Blick aus dem Inlet-Key entgegen der Strömungsrichtung (links) und in Strömungsrichtung auf die Stirnseite des Outlet-Keys (rechts)

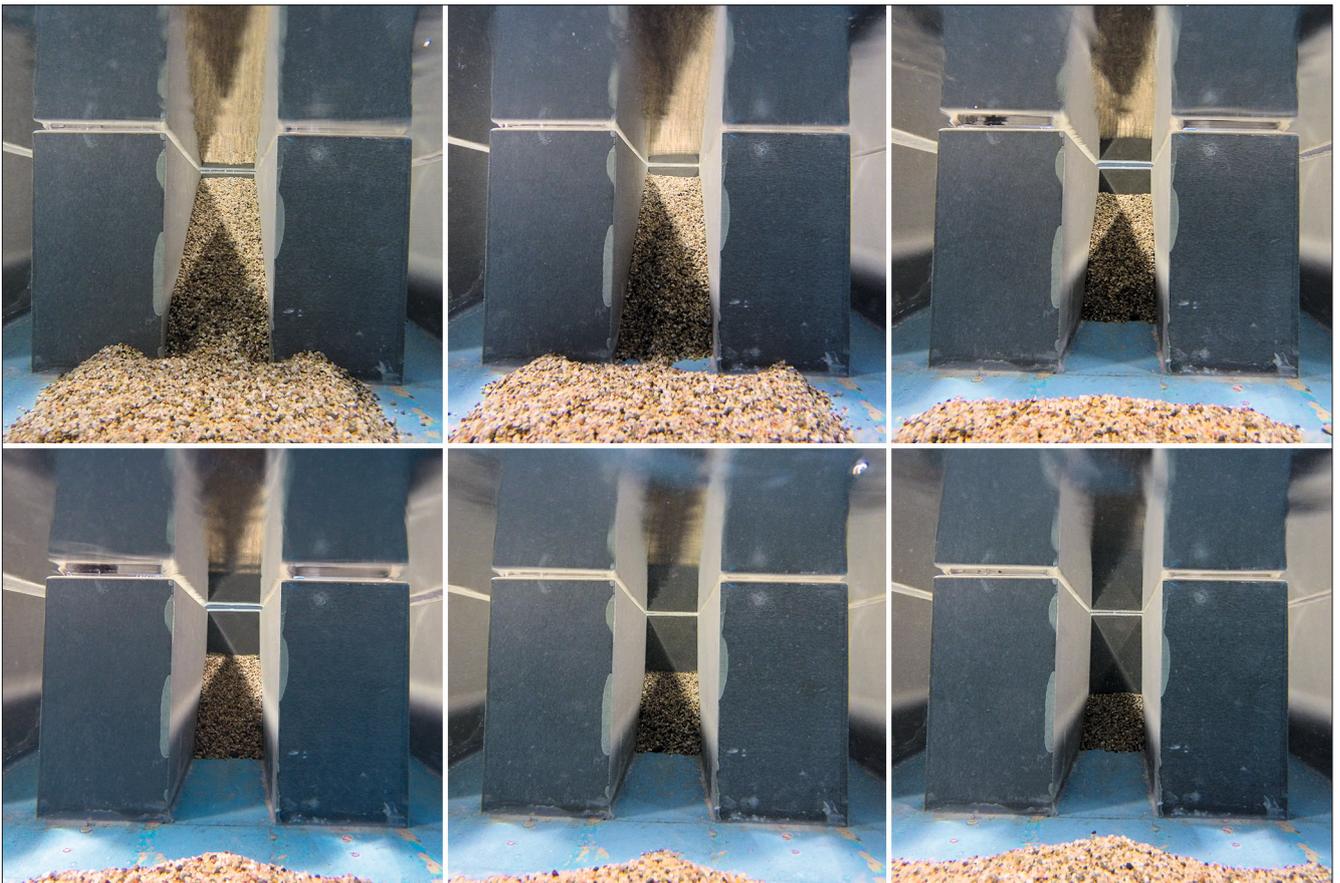


Bild 13: Verbleibendes Sedimentvolumen (Feinkies) im Inlet-Key eines rechteckförmigen Labyrinth-Wehres bei $Q = 70$ l/s, 110 l/s, 140 l/s, 190 l/s, 230 l/s und 270 l/s (von oben links nach rechts unten)

In Bild 14 ist das verbleibende Sedimentvolumen bei der Versuchsreihe mit Polystyrolgranulat bei $Q = 20$ l/s, 30 l/s und 40 l/s zu sehen. Im Vergleich ist zu beobachten, dass im rechteckförmigen Labyrinth-Wehr der Sedimenttransport schon bei niedrigeren Abflüssen einsetzt, was durch die horizontale Einschnürung der Strömung erklärt werden kann. Während die Ablösezeiten für beide Wehrtypen etwa gleich sind, ist die verbleibende effektive Breite beim rechteckförmigen Labyrinth-Wehr aufgrund der kleineren Abmessung deutlich kleiner. Dies führt zu höheren Geschwindigkeiten, die den Selbsträumeffekt im Inlet-Key verstärken.

Im Gegensatz zu anderen Autoren, die Kolkuntersuchungen durchgeführt haben, wird die Ausbildung des Kolkes im Modell durch den festen Boden der Versuchsrinne limitiert. Daher ist es naheliegend, anstelle der Geometrie des Kolkes das verbleibende Sedimentvolumen im Inlet-Key zu beschreiben. Hierzu wurde ein Längsprofil aufgenommen und daraus das verbleibende Sedimentvolumen ermittelt. Obwohl lokale Auskolkungen durch

die Strömungseinschnürung vorhanden sind, kann diese Vorgehensweise als ausreichend genau angesehen werden. Vergleicht man die betrachteten Modellsedimente, dann ist der Schwellenwert, ab dem die Erosion im Inlet-Key einsetzt, bei kleineren und leichteren Körnern niedriger. Im Vergleich zum trapezförmigen Labyrinth-Wehr beginnt die Erosion beim rechteckförmigen Labyrinth-Wehr bereits bei niedrigeren Abflüssen, was auch durch die unterschiedlichen Geschwindigkeitsprofile erklärt werden kann. Während hier die horizontale Einschnürung dominiert, wird das Geschwindigkeitsprofil beim trapezförmigen Labyrinth-Wehr stärker von der Rauheit der Sohle beeinflusst (Gebhardt et al. 2018).

Das verbleibende Sedimentvolumen V kann durch das Ausgangsvolumen V_0 normalisiert und in Abhängigkeit von der densimetrischen Froude-Zahl Fr_d dargestellt werden (Bild 15). Dabei ist zu erkennen, dass die densimetrische Froude-Zahl Fr_d die dominante Einflussgröße ist. Der Selbsträumeffekt beginnt bei $Fr_d = 1,6 - 1,8$ (trapezförmig) bzw. $F_d = 1,1 - 1,4$ (rechteckförmig). Bei

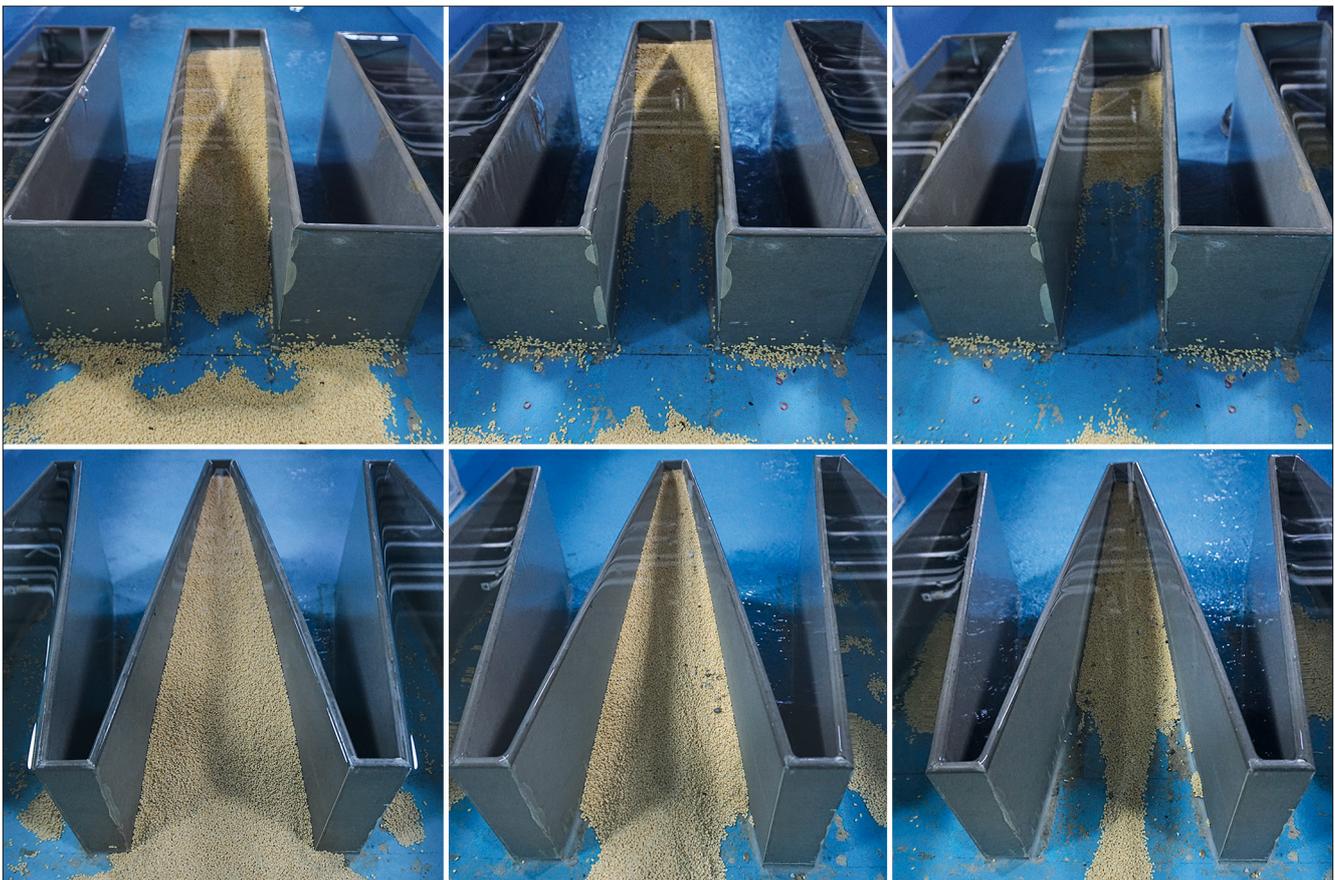


Bild 14: Verbleibendes Sedimentvolumen (Polystyrolgranulat) im Inlet-Key bei $Q = 20$ l/s, 30 l/s und 40 l/s (von links nach rechts) für das rechteckförmige Labyrinth-Wehr (oben) und das trapezförmige Labyrinth-Wehr (unten)

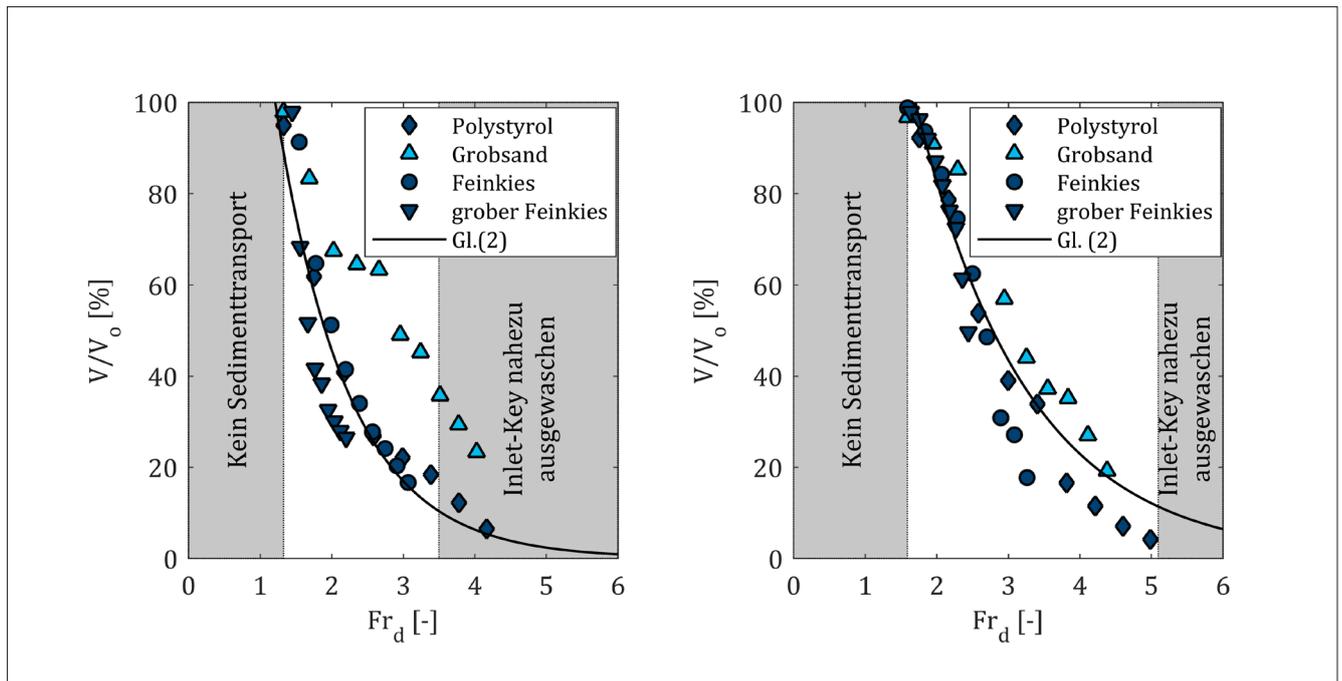


Bild 15: Verbleibendes Sedimentvolumen V/V_0 in Abhängigkeit von der densimetrischen Froude-Zahl Fr_d für das trapezförmige Labyrinth-Wehr (links) und das rechteckförmige Labyrinth-Wehr (rechts)

$Fr_d > 5$ ist der Inlet-Key nahezu vollständig ausgewaschen ($V/V_0 < 10\%$) und die Sedimente wurden über das Wehr ins Unterwasser abtransportiert. Lediglich die Versuche mit Grobsand weichen davon ab. Die Kurve zeigt zwischen $Fr_d = 2,0 - 3,0$ eine signifikante Abweichung von 20 %, was dadurch erklärt werden kann, dass das Sediment aus dem Referenzbett mobilisiert wird und sich ein Transportgleichgewicht im Inlet-Key einstellt (live-bed conditions). Das verbleibende Sedimentvolumen V/V_0 kann mit Gleichung (2) beschrieben werden:

$$V/V_0 = a \cdot e^{-b \cdot Fr_d} \quad (2)$$

Mit: $a = 2,967$ und $b = -0,642$ (trapezförmig)
 $a = 3,308$ und $b = -0,997$ (rechteckförmig)

6 Zusammenfassung

Ziel dieser Untersuchung war es, die Durchgängigkeit von Feststoffen an Labyrinth-Wehren zu untersuchen. Dazu wurden zwei unterschiedliche Geometrien betrachtet und vergleichend gegenübergestellt. Zusammenfassend kann dabei Folgendes festgestellt werden:

Treibholz wird an beiden Geometrien bei geringen Abflüssen zurückgehalten, wodurch es zu einem Anstieg der Überfallenergiehöhe von bis zu 37 % kommt. Für die Praxis ist das aber weniger relevant, da es sich zum einen um einen relativen Wert handelt, der im Wesentlichen dem Ergebnisvergleich dient. Zum anderen wirkt sich der Anstieg bei kleinen Überfallenergiehöhen stärker aus als bei großen. Zum Vergleich: Der absolute Wert beträgt im Modell 12 mm, bei einer ungestörten Überfallenergiehöhe von 36 mm. Das Treibholz wird bei höheren Abflüssen plötzlich und vollständig ins Unterwasser abgeführt. Vergleicht man die beiden Geometrien, scheint das trapezförmige Labyrinth-Wehr etwas anfälliger für Verklausung zu sein. Die Art der Verklausung wird jedoch wesentlich stärker von der Holzdicke beeinflusst. Gesättigte Hölzer verlegen den Eintrittsquerschnitt oder bleiben im Inlet-Key liegen und werden auch bei höheren Abflüssen nicht remobilisiert. Diese müssen in der Praxis aus dem Gewässer entfernt werden.

Treibeis wird ebenfalls bei geringen Abflüssen zurückgehalten, wodurch es zu einem Anstieg der Überfallenergiehöhe von bis zu 40 % kommt. Bei höheren Abflüssen wird dieses ebenso plötzlich ins Unterwasser abtransportiert. Der Eisrückhalt ist bei beiden Geometrien etwa gleich, beim trapezförmigen Labyrinth-Wehr ist der

Energiehöhenanstieg im Oberwasser etwas größer. Bei den Ergebnissen ist allerdings zu berücksichtigen, dass ein Abschmelzen oder Brechen der Eisschollen in der Praxis zu einem geringeren Eisstau und einem früheren Abtransport ins Unterwasser führen würde.

Die Ergebnisse der Untersuchungen zur Sedimentdurchgängigkeit bestätigen den Selbststräumeffekt bei gefalteten Wehren, was einerseits durch die horizontale Einschnürung der Strömung im Inlet-Key erklärt werden kann, wodurch die Strömung beschleunigt wird. Andererseits bilden sich, wie bei einem Brückenpfeiler, an der Stirnseite der Outlet-Keys Hufeisenwirbel aus, die den Sedimenttransport begünstigen. Vergleicht man die beiden Geometrien, dann setzt der Selbstreinigungseffekt beim rechteckförmigen Labyrinth-Wehr bei geringeren Abflüssen als beim trapezförmigen Labyrinth-Wehr ein. Da der Einflussbereich eines Wehres im Verhältnis zur Stauhaltungslänge äußerst klein ist und nur Sedimente durch die Wehranlage transportiert werden, die auch bis in den Nahbereich der Wehranlage gelangen, hat die Wahl des Wehrtyps einen vernachlässigbaren Einfluss auf die (zeitweise) Unterbrechung des Sedimenttransports. Maßgeblich ist nicht die Gestaltung der Wehranlage, sondern die Stauregelung an sich.

7 Literatur

- Babb, A. F. (1976): Hydraulic Model Study of the Boardman Reservoir Spillway. Hg. v. R.L. Albrook Hydraulics Laboratory, Department of Civil and Environmental Engineering. Washington State University.
- Belzner, F. (2020): Labyrinth-Wehre. In: Bundesanstalt für Wasserbau (Hg.): BAWMitteilungen Nr. 105, Karlsruhe: BAW, S. 41–56.
- Breusers, H. N. C.; Raudkivi, A. J. (1991): Scouring. Rotterdam: A. A. Balkema (Hydraulic structures design manual, 2).
- Crookston, B. M.; Mortensen, D.; Stanard, T.; Tullis, B. P.; Vasquez, V. M. (2015): Debris and Maintenance of Labyrinth Spillways. USSD 2015 Annual Conference, S. 501–522.
- Falvey, H. T. (2003): Hydraulic Design of Labyrinth Weirs. Reston, Va: ASCE Press (American Society of Civil Engineers).
- Gebhardt, M.; Herbst, J.; Merkel, J.; Belzner, F. (2018): Sedimentation at labyrinth weirs – an experimental study of the self-cleaning process. In: Journal of Hydraulic Research 90, S. 1–12. DOI: 10.1080/00221686.2018.1494053.
- Hager, W. H. (2007): Scour in hydraulic engineering. In: Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Water Management 160 (3), S. 159–168.
- Herbst, J. (2016): Hydraulische Untersuchungen an Labyrinth-Wehren zur Durchgängigkeit von Treibgut, Geschiebe und Eis. Master-Thesis. Karlsruhe Institute of Technology, Karlsruhe. Institute for Hydromechanics.
- Leitz, A. (2017): Sedimenttransport bei Labyrinth-Wehren. Bachelor-Thesis. Karlsruhe Institute of Technology, Karlsruhe. Institute for Hydromechanics.
- Merkel, J. (2015): Hydraulische Untersuchungen am Piano-Key-Wehr. Master-Thesis. Karlsruhe Institute of Technology, Karlsruhe. Institute for Hydromechanics.
- Pfister, M.; Schleiss, A. J.; Tullis, B. P. (2013): Effect of driftwood on hydraulic head of Piano Key weirs. In: Sébastien Erpicum, Frédéric Laugier, Michael Pfister, Michel Piroton, Guy-Michel Cicero und Anton J. Schleiss (Hg.): Labyrinth and Piano Key Weirs II: CRC Press/Balkema, S. 255–264.
- Wilmore, C. M. (2004): Hydraulic Characteristics of Labyrinth Weirs. Master-Thesis. Utah State University.

Gestaltungskriterien und hydraulische Bemessungsgrundlagen für Streichwehre

Dr.-Ing. Michael Gebhardt, Jennifer Pfrommer M. Sc.,
Bundesanstalt für Wasserbau

Streichwehre sind aufgrund ihres geringen Unterhaltungsaufwandes eine mögliche Variante beim Ersatzneubau beweglicher Wehre an den Bundeswasserstraßen außerhalb des Kernnetzes, um den Unterhaltungs- und Betriebsaufwand zu reduzieren. Die längere Überfallkrone infolge der schrägen Ausrichtung im Gewässer erhöht die Abflussleistung und hat somit bei vollkommenem Überfall eine geringere Überfallhöhe zur Folge. Im vorliegenden Beitrag, der in wesentlichen Teilen auch im BAWiki (2017) veröffentlicht wurde, werden die hydraulischen Grundlagen zu Streichwehren zusammengefasst und Hinweise zum Querschnitt und zur Anordnung im Gewässer gegeben.

1 Einleitung

Streichwehre werden bereits seit dem Mittelalter genutzt, um Gewässer aufzustauen und die daraus resultierende Fallhöhe, beispielsweise zum Betrieb einer Mühle, zu nutzen. Nach Lueger (1910) hat die längere Krone beim vollkommenen Überfall eine geringere Überfallhöhe zur Folge, woraus sich zwei Vorteile ergeben: Die hydraulische Belastung auf den Wehrrücken ist geringer und die Schwankungen des Oberwasserspiegels sind kleiner, wenn der Ableitungskanal nicht mehr die ganze Abflussmenge aufnehmen kann oder darf, um z. B. Ausuferungen zu vermeiden. Die ersten beweglichen Stahlverschlüsse erlaubten größere Stauhöhen und gleichzeitig eine vollständige Freigabe des Abflussquerschnittes bei Hochwasser. Zum Vergleich beweglicher und fester

Wehre stellte bereits Aichel (1910) fest: *„Die beweglichen Wehre erfordern indessen eine ständige Überwachung, verursachen oft hohe Bau- und Ausbesserungskosten und sind nicht besonders widerstandsfähig. Ist daher eine so sorgfältige Regelung des Oberwassers nicht nötig und sprechen nicht andere gewichtige Gründe dagegen, so wird man zur Anlage eines durchweg festen Wehres schreiten, bei dem ein übermäßiger Stau bei Abgang des Hochwassers dadurch vermieden wird, dass man eine größere für den Abfluss des Wassers wirksame Länge wählt. Man erzielt diese Vermehrung der Wehrlänge durch Wahl eines entsprechenden Grundrisses.“*

In Deutschland gibt es zahlreiche Streichwehre, die ihre Aufgabe bis heute erfüllen. Bild 1 zeigt beispielhaft das aus dem 11. Jahrhundert stammende obere Streichwehr in Wetzlar an der Lahn. Geografisch befindet sich das Streichwehr westlich von Gießen. Das sogenannte Hausertorwehr wurde in einem flachen Winkel von etwa 25° zur Hauptströmungsrichtung angeordnet und hat eine Gesamtlänge von 290 m. Der Wehrkörper besteht aus einer Steinschüttung, zwei Holzpfahlreihen, die zur Stabilisierung der Wehrkrone und als Fußsicherung dienen, sowie einem Deckwerk aus gepflasterten Steinen. Der Querschnitt weist im Oberwasser eine Böschungseigung von etwa 1 : 2 und im Unterwasser eine Neigung von etwa 1 : 4 auf.

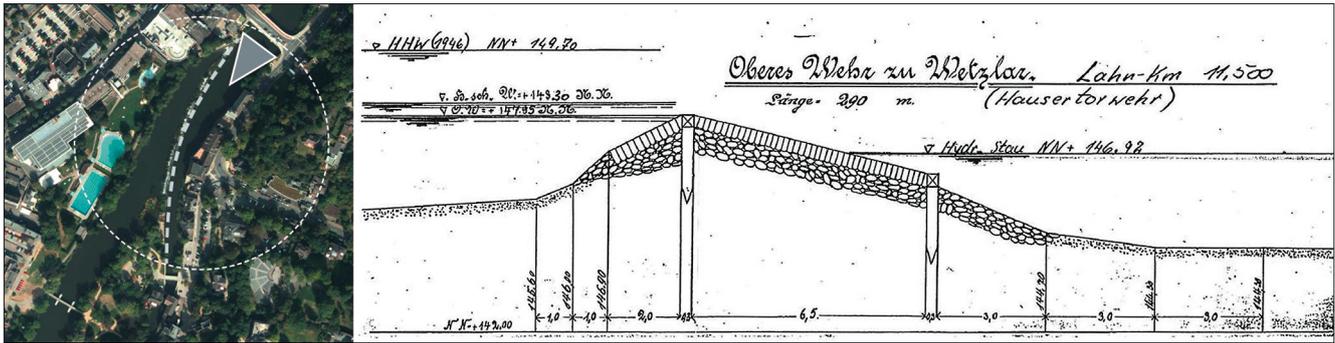


Bild 1: Hausertorwehr in Wetzlar an der Lahn (Bj. 1050): Draufsicht (links) und Querschnitt (rechts) des Streichwehrs (Quelle: WSA Koblenz, Grunddaten zur Wehranlage oberes Wehr Wetzlar)

2 Definition

Streichwehre stellen neben Schachtüberfällen und Heberwehren eine Sonderform der festen Wehre dar und werden unter anderem als Entnahme- oder Entlastungsbauwerke oder zur Hochwasserentlastung eingesetzt. In der Regel ist die Überfallkante parallel oder nahezu parallel zur Hauptströmungsrichtung in der Gerinneberandung angeordnet, über die ein Teil des Gesamtzuflusses abgeschlagen wird (Tabelle 1).

In der Literatur wird zwischen geraden und schiefen Streichwehren unterschieden: Bei den geraden Streichwehren ist die Breite des Gewässers vor und unmittelbar nach dem Streichwehr konstant, bei den schiefen Streichwehren nimmt die Breite in Fließrichtung ab (Schmidt 1954). Bild 2 zeigt Beispiele für ein gerades und für ein schiefes Streichwehr. In der Praxis ist das oft schwer zu unterscheiden. Naudascher (1987) bezeichnet den Sonderfall, dass der Gesamtzufluss über das Streichwehr ab-

Gerades Streichwehr	Schiefes Streichwehr
<p>a)</p> <p>Parallele Anströmung $Q = Q_u - Q_d$ $\alpha = 0^\circ$</p>	<p>b)</p> <p>Schräge Anströmung $Q = Q_u - Q_d$ $0^\circ < \alpha < 90^\circ$</p>

Tabelle 1: Definitionen zur Lage eines Streichwehres

geführt wird, als paralleles Wehr. Dies würde übertragen auf eine Wasserstraße einem Streichwehr entsprechen, welches oberstrom einer Schleuse liegt und über das der Gesamtabfluss Q abgeführt wird. Nach der Definition in Tabelle 1 wäre dann $Q_d = 0$ und $Q = Q_u$.



Bild 2: Beispiele für ein gerades Streichwehr (links: Kleines Wehr Böllberg an der Saale) und für ein schiefes Streichwehr (rechts: Villmar an der Lahn)

3 Relevante Literatur

Aichel (1910) war einer der ersten, der Laborversuche an Streichwehren durchgeführt hat und dabei auf Basis der Poleni-Formel die Überfallbeiwerte in Abhängigkeit von der Überfallhöhe und vom Neigungswinkel des Streichwehres ermittelte. Hinds (1926) befasste sich mit der Bemessung von Hangseitenentlastungen, insbesondere dem ungleichförmigen Abfluss im Sammeltrug mit seitlichem Zufluss. Über die Betrachtung der Impulserhaltung entwickelte er eine partielle Differenzialgleichung zur Berechnung der Wasserspiegellagen im Sammeltrug. De Marchi (1934) beschreibt den Überfallbeiwert eines scharfkantigen Streichwehrs in Abhängigkeit von der Froude-Zahl in der Anströmung, der Wehrhöhe und -länge sowie der Gewässerbreite.

Besonders hervorzuheben sind noch die Untersuchungen von Schmidt (1954), der die Poleni-Formel um einen Abminderungsfaktor ergänzt und damit die Anströmung des Streichwehres berücksichtigt. Hager (1987) erweitert die Poleni-Formel um die Anströmgeschwindigkeit, die Querschnittsverengung, die Sohlneigungsänderung und den Rückstaeinfluss. Die Hager-Formel deckt somit einen großen Anwendungsbereich ab, ist daher weit verbreitet und unter anderem Bestandteil der Software HEC-RAS (US Army Corps of Engineers 2010). Darüber hinaus sind noch zwei weitere Untersuchungen erwähnenswert: Borghei et al. (1999) geben ein Polynom erster Ordnung zur Beschreibung des Überfallbeiwertes nach der Definition von De Marchi (1934) an, in Abhängigkeit von der Froude-Zahl der Anströmung, dem Verhältnis Wehrhöhe zu Oberwassertiefe und dem Verhältnis von Wehrlänge zu Gerinnebreite. May et al. (2003) entwickelten ebenfalls eine empirische Gleichung für die Bestimmung des Überfallbeiwertes, hier aber auf Basis der Poleni-Formel. Im Gegensatz zu Borghei et al. (1999) werden hier nicht die Froude-Zahl der Anströmung, sondern der Wasserstand und die Froude-Zahl unterhalb des Streichwehres als Einflussgrößen betrachtet. Einen umfassenden geschichtlichen Überblick über die Forschungen an Streichwehren geben Hager und Pfister (2011).

Schließlich führten Parvaneh et al. (2012) Modelluntersuchungen an einer Kombination aus Streich- und Labyrinth-Wehr durch, um die Vorteile beider Wehrtypen zu

nutzen. Ein Vergleich von Streichwehren und Labyrinth-Wehren am Beispiel der Ilmenau erfolgt in Gebhardt et al. (2017) und Merkel et al. (2019).

4 Hydraulische Grundlagen

4.1 Berechnung der hydraulischen Leistungsfähigkeit

Die Ermittlung der Leistungsfähigkeit von Streichwehren basiert in den meisten Fällen auf der Poleni-Formel. Unterschiede ergeben sich u. a. bei der Verwendung der maßgebenden Überfallhöhe: Schmidt (1954) verwendet hier eine mittlere Überfallhöhe und einen Abminderungsfaktor, der die parallele Anströmung berücksichtigt (s. o.). Hager (1987) berücksichtigt zusätzlich die Anströmgeschwindigkeit, eine Querschnittsverengung und eine Sohlneigungsänderung, soweit vorhanden, und implizit den Rückstaeinfluss. Daraus ergibt sich allerdings eine sehr komplexe Abflussformel. Für die typischen Anwendungsfälle ist die Überfallformel nach Poleni aber am praktikabelsten, wenn diese zusätzlich um einen Abminderungskoeffizienten ψ erweitert wird, der den Rückstaeinfluss berücksichtigt. Diese einschlägig bekannte Form zur Berechnung des unvollkommenen Überfalls wird in den meisten Lehrbüchern verwendet und geht auf Schmidt (1954) zurück. Ganz allgemein ist bei der Verwendung von anderen als in diesem Beitrag aufgeführten Überfallbeiwerten sehr sorgfältig darauf zu achten, welche Überfallformel dabei zugrunde liegt. Unter der Voraussetzung dieser Kenntnis können die Überfallbeiwerte aber ggf. ineinander überführt werden.

$$Q = \frac{2}{3} \cdot C_d \cdot \psi \cdot L \cdot \sqrt{2g} \cdot H_u^{3/2} \quad (1)$$

Nach Gleichung (1) ist der Abfluss Q abhängig vom Überfallbeiwert C_d [-], der oberwasserseitigen Energiehöhe H_u [m], dem Abminderungskoeffizient ψ [-] und der Kronenlänge L [m]. Eine Prinzipskizze mit Angabe der verwendeten Bezeichnungen ist in Bild 3 dargestellt.

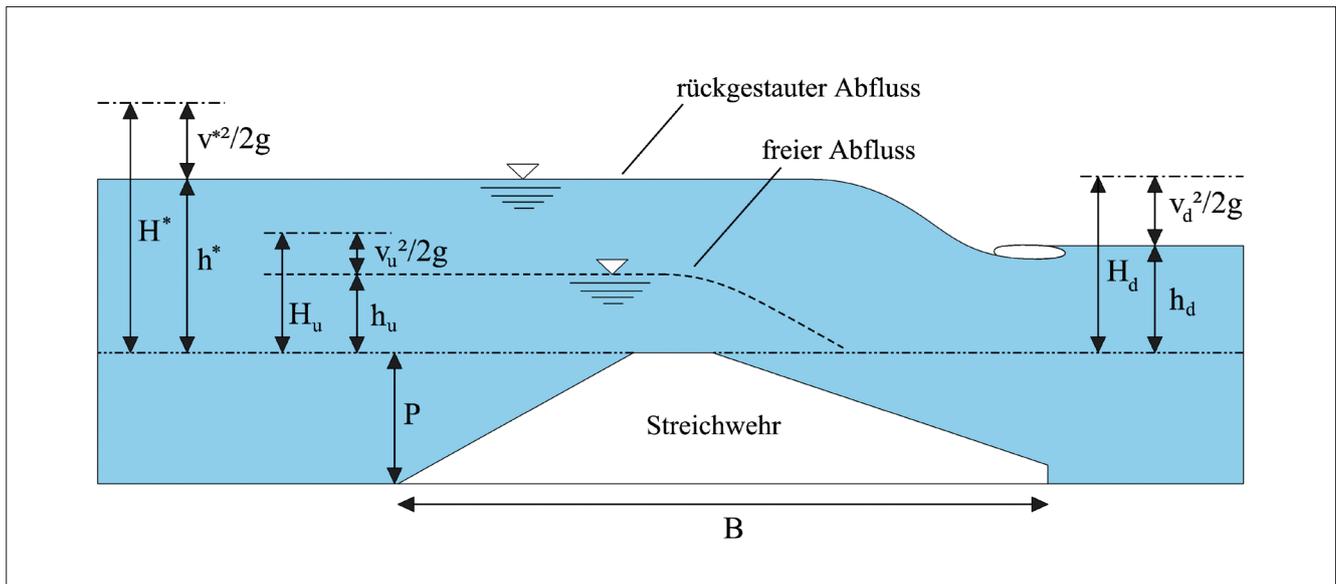


Bild 3: Prinzipskizze eines Streichwehres mit Angabe der verwendeten Bezeichnungen

4.2 Einfluss der Querschnittsform

Die hydraulische Leistungsfähigkeit eines Streichwehres wird neben seiner Überfalllänge maßgeblich durch seinen Querschnitt bestimmt. Dies zeigt ein Vergleich eines dachförmigen und eines dreieckförmigen Querschnittes. Beide Querschnitte haben eine Höhe von $P = 2,5$ m, eine $0,5$ m breite horizontale Wehrrückenskrone und eine negative Stufe am Ende des Wehrrückens, um den Wechselsprung zu stabilisieren. Mit Hilfe numerischer Berechnungen (OpenFOAM) wurden sechs Abflüsse betrachtet. Der Unterwasserstand wurde dabei so gewählt, dass stets vollkommener Überfall vorlag. Die $2,0$ m breiten Ausschnittsmodelle wurden dabei senkrecht ($\alpha = 90^\circ$) angeströmt. Die Überfallhöhe h_u wurde etwa 18 m oberhalb des oberwasserseitigen Wehrfußes ermittelt und daraus der Überfallbeiwert C_d unter Verwendung der Poleni-Formel bestimmt. Es zeigt sich, dass die Überfallhöhen bei allen untersuchten spezifischen Abflüssen ($q = Q/W$) beim dachförmigen Querschnitt zwischen $0,03$ m und $0,20$ m (3 bis 7 %) unter denen des dreieckförmigen Querschnitts liegen. Dementsprechend ist die hydraulische Leistungsfähigkeit des dachförmigen Querschnitts im Mittel um 8 % höher. Für die Querschnitte ergeben sich Überfallbeiwerte im Bereich $0,60 < C_d < 0,83$, die mit steigender Überfallhöhe zunehmen. Der Verzicht auf die oberwasserseitige Böschung und die Auswirkungen auf die Strömungsgeschwindigkeit sind sehr anschaulich in Bild 4 zu erken-

nen, in dem die Geschwindigkeitsverteilungen für spezifische Abflüsse von 2 und $15 \text{ m}^3/(\text{s m})$ dargestellt sind.

In Bild 4 ist deutlich zu sehen, dass sich beim dreieckförmigen Querschnitt an der vorderen Anströmfront die Strömung ablöst und die daraus resultierende Ablösezone mit steigendem Abfluss größer wird. Die Strömungablösung bedeutet einen örtlichen hydraulischen Verlust, der sich in dem geringeren Überfallbeiwert bemerkbar macht. Neben der geringeren Abflussleistung bedeuten die hochturbulenten Verwirbelungen im Bereich der Strömungablösung aber auch eine zusätzliche hydraulische Belastung für den Wehrrücken, die grundsätzlich vermieden werden sollte.

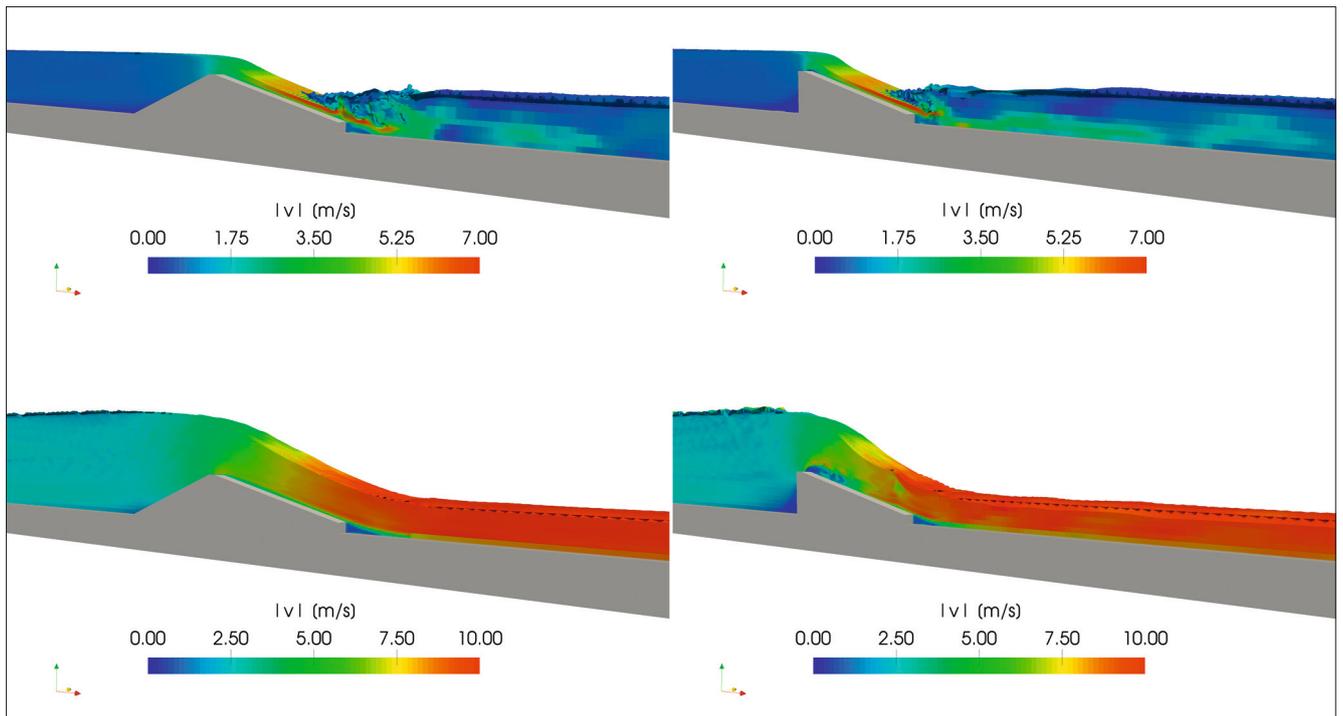


Bild 4: Geschwindigkeitsverteilung am dachförmigen und dreieckförmigen Streichwehr für: $q = 2 \text{ m}^3/(\text{sm})$ (oben) und $q = 15 \text{ m}^3/(\text{sm})$ (unten)

4.3 Einfluss des Anströmwinkels

Auf Basis der numerischen Voruntersuchungen wurden im Labor der BAW mit einer einfachen Geometrie Modelluntersuchungen durchgeführt, zunächst mit dem Ziel, den Einfluss des Anströmwinkels auf die hydraulische Leistungsfähigkeit zu ermitteln. Im zweiten Schritt wurde der eingangs beschriebene dachförmige Querschnitt eingebaut, zuerst mit glatter und dann mit rauer Oberfläche. Für die Untersuchungen stand dabei eine

Versuchsrinne mit einer Nutzlänge von etwa 20,0 m und einer Breite von 4,0 m zur Verfügung (Bild 5). Das Streichwehr hatte eine Höhe von etwa 0,20 m. Betrachtet wurden insgesamt 13 Unterwasserstände bis 0,44 m ($(h_d+P)/P = 2,15$), die mit acht Durchflüssen zwischen 25 l/s und 350 l/s kombiniert wurden, sodass sich am Ende etwa 100 Zustände pro untersuchter Geometrie ergaben.

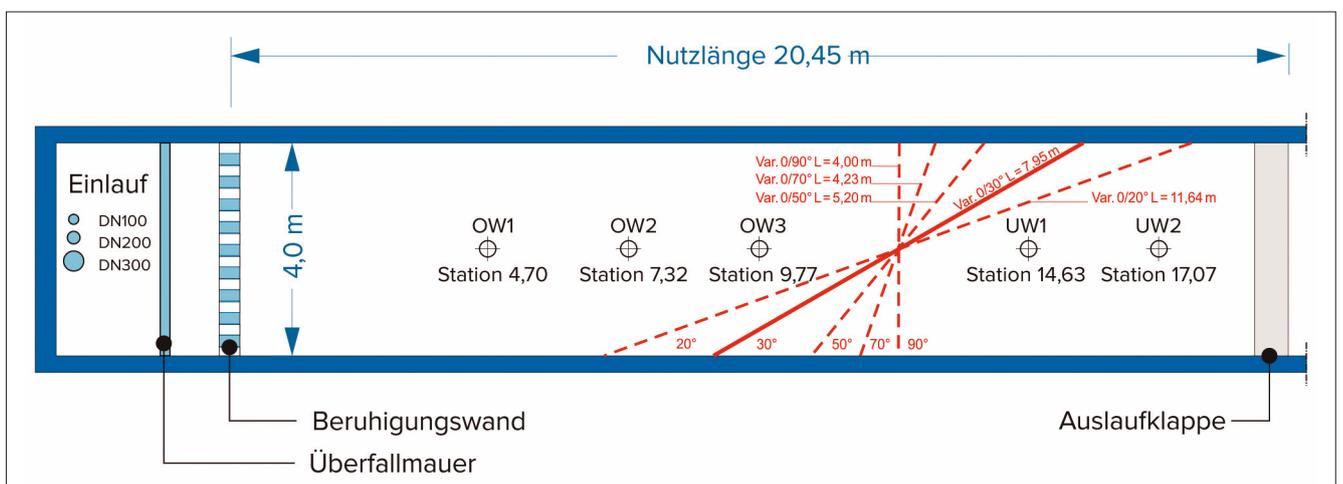


Bild 5: Übersichtsplan der Versuchsrinne mit Messpegeln und eingebauten Streichwehrvarianten

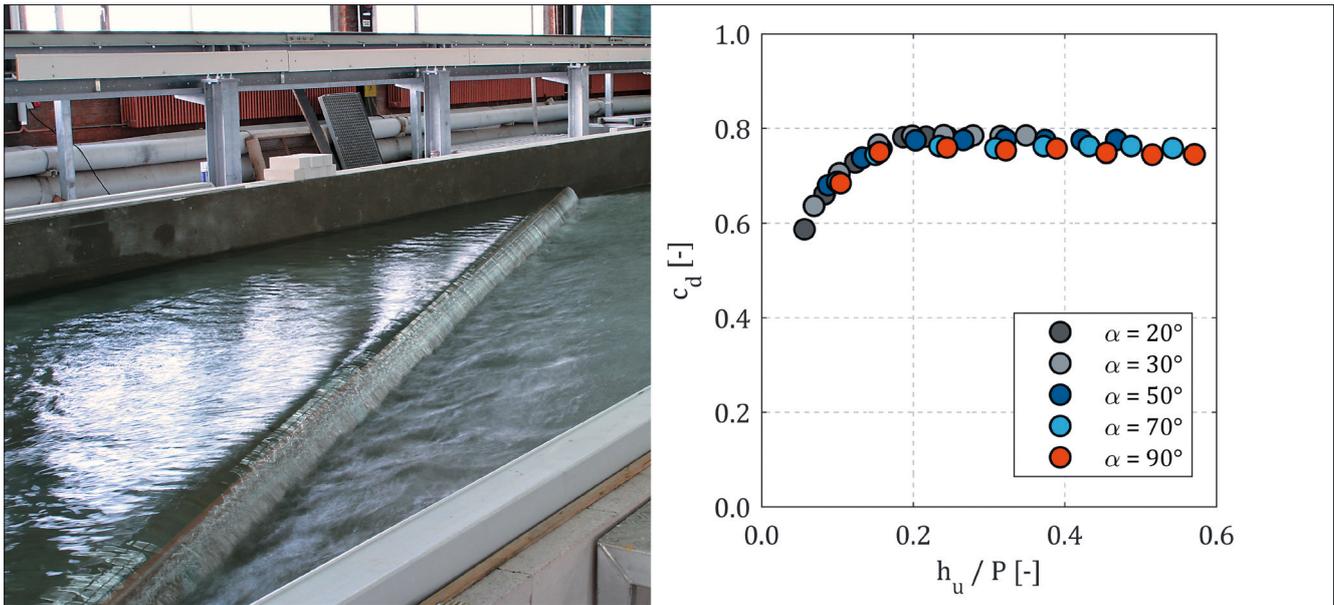


Bild 6: Labormodell (links) und Überfallbeiwert C_d eines schalkronigen Streichwehres bei vollkommenem Überfall in Abhängigkeit vom Anströmwinkel (rechts)

Der Querschnitt des Modells bestand dabei aus einem schalkronigen Streichwehr mit einer Wanddicke von $d = 2,5$ cm und einer ausgerundeten Wehrkrone mit $r = 1,25$ cm. Der Schnittpunkt von Wehrachse und Gerinneachse befand sich dabei ungefähr 12,0 m unterstrom des Einlaufs. Untersucht wurden Streichwehre mit einer Neigung von $\alpha = 20^\circ$, $\alpha = 30^\circ$, $\alpha = 50^\circ$, $\alpha = 70^\circ$ und $\alpha = 90^\circ$ (Bild 5). Die Untersuchungsergebnisse für den vollkommenen Überfall zeigen, dass der Überfallbeiwert mit steigender Überfallhöhe h_u zunimmt, der Einfluss des

Anströmwinkels aber so klein ist, dass er bei der hydraulischen Bemessung vernachlässigt und die volle Überfalllänge L angesetzt werden kann (Bild 6).

Steigt der Unterwasserstand an, so kommt es allmählich zu einer Beeinflussung des Oberwasserstandes. Der Abfluss über das Wehr ist rückstaubeinflusst und man spricht vom unvollkommenen Überfall. Bild 7 zeigt für die untersuchten spezifischen Abflüsse q am schalkronigen Streichwehr den Einfluss des Rückstaus auf

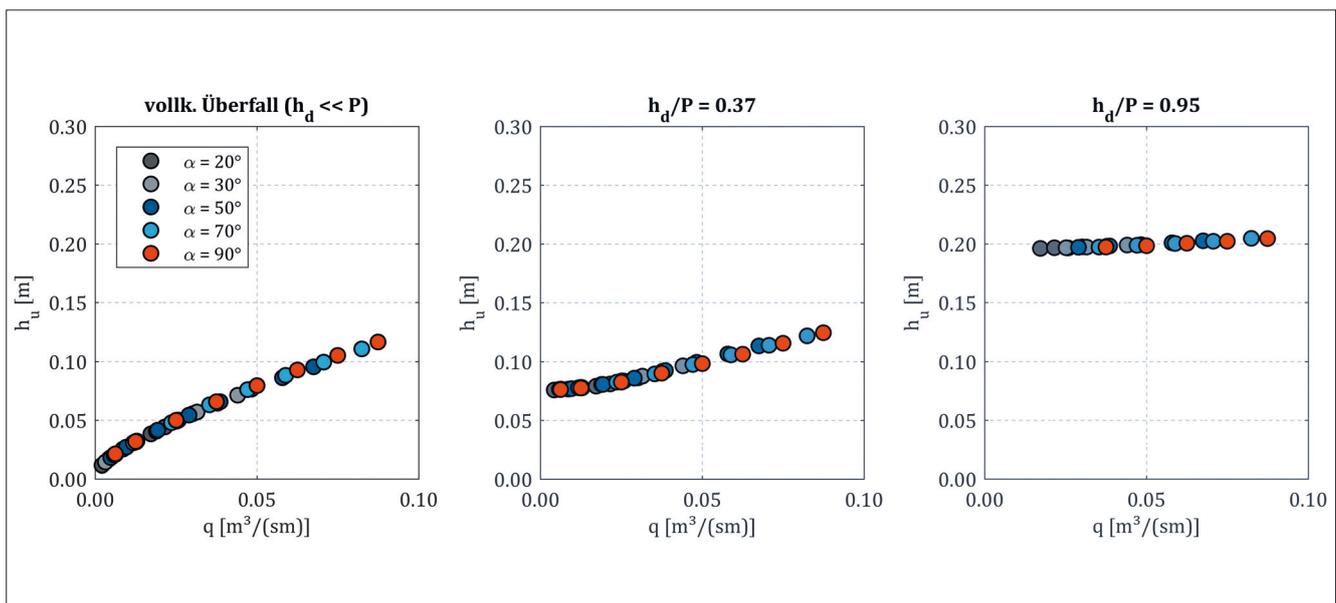


Bild 7: Darstellung der Überfallhöhe h_u in Abhängigkeit vom spezifischen Abfluss q für das schalkronige Streichwehr bei unterschiedlichen Anströmwinkeln α und Unterwasserständen h_d

die Überfallhöhe h_u im Modellmaßstab. Die Messwerte können sehr gut mit einer Regressionskurve beschrieben werden und zeigen nur eine geringe Streuung. Die Überfallhöhe h_u ist weitgehend unabhängig vom Anströmwinkel.

Bild 8 zeigt eine dimensionslose Darstellung des Rückstauinflusses beim schmalkronigen Streichwehr, dem die Abminderungskoeffizienten ψ für das scharfkantige und das breitkronige Wehr gegenübergestellt sind. Dabei ist im Vergleich zum breitkronigen Wehr ein deutlich stärkerer Rückstauinfluss festzustellen, vergleichbar mit dem des senkrecht angeströmten scharfkantigen Wehres. Es zeigt sich weiterhin, dass mit zunehmendem Anströmwinkel tendenziell ein geringerer Rückstauinfluss zu beobachten ist. Obwohl die Streuung in Bild 7 gering ist, ergibt sich bei der Überführung des Rückstauinflusses in eine dimensionslose Darstellung (Bild 8) ein vergleichsweise großer Streuungsbereich für die untersuchten Anströmwinkel. Abweichungen in der Überfallhöhe unter ± 1 mm wirken sich hier relativ stark auf den Abminderungskoeffizienten ψ aus. Zu berücksichtigen ist dabei, dass die Berechnung von ψ iterativ erfolgt: Unter Berücksichtigung der Streuung ergibt sich für den Oberwasserstand h_u bei gegebenem Abfluss Q eine Genauigkeit von ± 3 %. Umgekehrt ergibt sich für den Abfluss Q bei gegebener Überfallhöhe h_u eine Genauigkeit von ± 5 %.

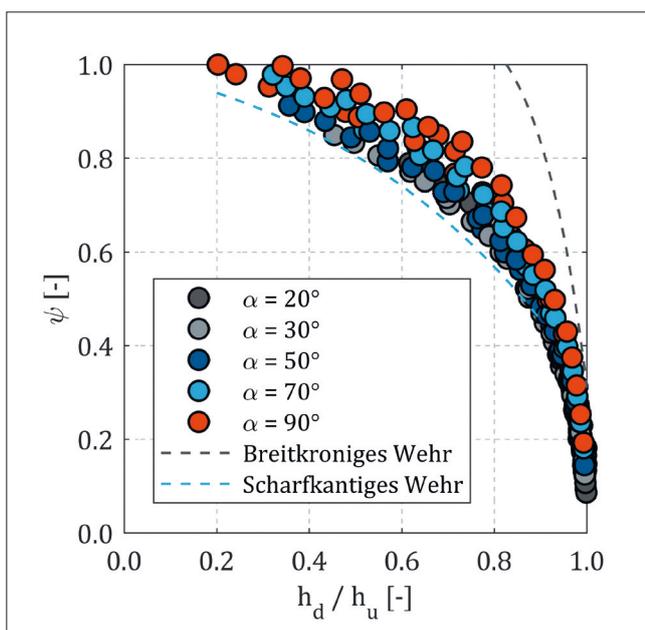


Bild 8: Dimensionslose Darstellung des Rückstauinflusses für das schmalkronige Streichwehr

4.4 Einfluss der Rauheit bei vollkommenem Überfall

Eine Möglichkeit für den Bau eines Streichwehres besteht darin, den Querschnitt als Schüttdamm oder Steinsatz aus Wasserbausteinen herzustellen. Die Wehrkrone bildet eine mittige Spundwand mit einem Kopfbalken aus Betonfertigteilen, die gleichzeitig der Abdichtung des Wehrkörpers dient (BAWiki 2017). Um den Einfluss der Rauheit auf dem Wehrrücken zu beurteilen, wurde im Modell ein Kies mit einer Körnung von 8 mm bis 16 mm aufgebracht, der in Natur der Größenklasse CP 90/250 entspricht. Diese Körnung wurde unter der Annahme eines Modellmaßstabes von etwa 1 : 12 ermittelt. Im Vergleich mit einer glatten Oberfläche zeigt sich, dass der Überfallbeiwert für das geschüttete Streichwehr im Mittel um 8 % unter dem Streichwehr mit glatter Oberfläche liegt. Der Einfluss der Reibung ist also vergleichsweise gering und nimmt mit zunehmender Überfallhöhe ab, da der Formwiderstand dominiert.

5 Konstruktiver Aufbau

An den staugeregelten Flüssen in Deutschland gibt es zahlreiche Streichwehre, die sich in Lage, Querschnitt und Aufbau unterscheiden. Bild 9 (links) zeigt beispielsweise das 210 m lange und nahezu parallel zur Fließrichtung angeordnete Streichwehr in Würzburg. Der Wehrrücken besteht in wesentlichen Teilen aus einer Mauer aus Stahlbeton und Steinen sowie einer Steinschüttung aus Wasserbausteinen im Unterwasser, die als Kolkschutz dient. Das Streichwehr in Weilburg (Bild 9, Mitte) besteht im Bereich der Wehrkrone aus geklammerten Kronensteinen und einem Wehrrücken aus Bruchsteinen, während das Streichwehr in Gochsen (Bild 9, rechts) einen Wehrrücken aus Stahlbeton besitzt.

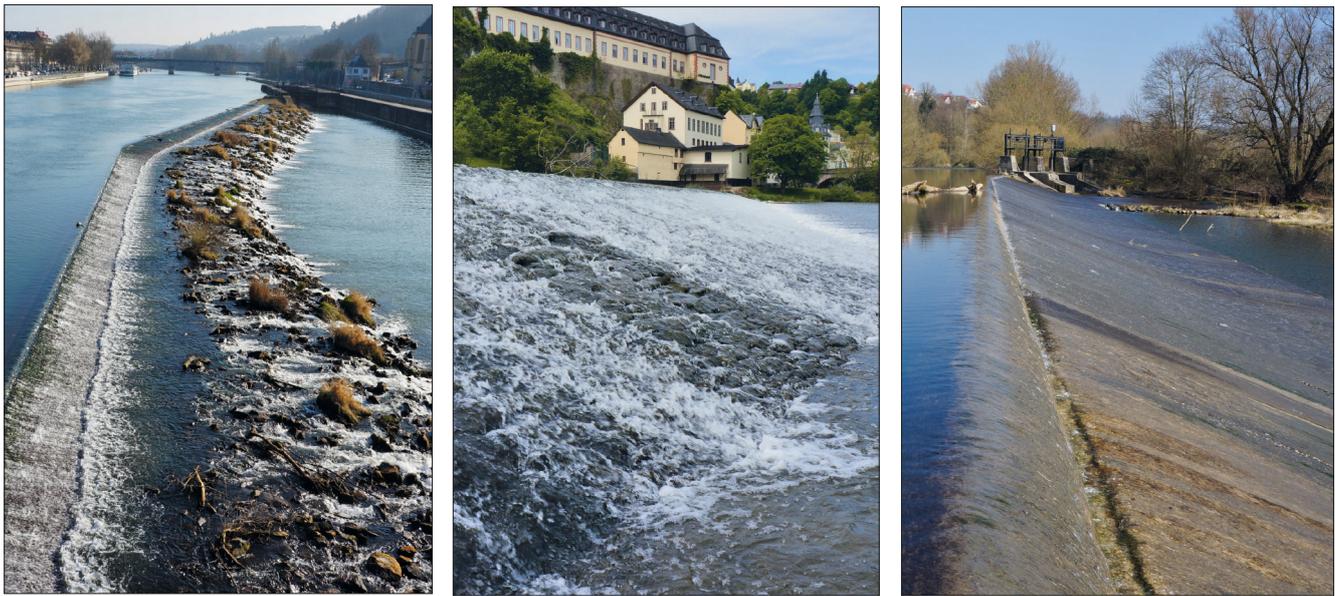


Bild 9: Streichwehre in Würzburg am Main (links), Weilburg an der Lahn (Mitte) und Gochsen am Kocher (rechts)

5.1 Anordnung im Gewässer

Im Hinblick auf die Anordnung eines Streichwehres im Gewässer wurden neben Lageplänen auch Luftbilder analysiert (Allgeier 2014). Hier zeigt sich, dass der Anströmwinkel α im Mittel etwa 30° beträgt, die Lage und damit die Überfalllänge aber wesentlich von den örtlichen Gegebenheiten bestimmt wird. Gerade Streichwehre mit einem Anströmwinkel von $\alpha = 0^\circ$ sind hauptsächlich bei engen Platzverhältnissen und vorwiegend bei Schlingenlösungen (mehrachsigen Staustufen) zu finden. Bild 10 zeigt zwei Standorte an der Saale. Beide Streichwehre dienen als Entlastung in den Gewässeraltarm. Während

das Meuschauer Wehr im Verlauf der Uferlinie liegt, ist das Streichwehr in Böllberg etwas zurückversetzt, was vermutlich darauf zurückzuführen ist, dass sich das Wehr noch im schiffbaren Gewässerabschnitt befindet. Die Strömung im Oberwasser erfährt durch ein Streichwehr eine Umlenkung, woraus eine Querströmung in der Fahrrinne resultiert, die die Navigation vorbeifahrender Schiffe erschweren kann. Durch das zurückversetzte Streichwehr und die damit veränderte Uferführung werden der Abstand zur Fahrrinne vergrößert und Querströmungen verringert. Modelluntersuchungen der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau (1963) zeigen, dass die Senkungslinie eines gera-



Bild 10: Streichwehr in Böllberg an der Saale (links) und Meuschauer Wehr an der Saale (rechts)

den Streichwehres bis zur Gewässermittle reichen kann, wenn das Streichwehr im Verlauf der Uferlinie angeordnet ist. Schiefe Streichwehre mit einem Anströmwinkel $0^\circ < \alpha < 90^\circ$ sind häufig an mehrachsigen Staustufen zu finden, wobei die Linienführung im Gewässer maßgeblich von der Lage von Kraftwerk und Schleuse abhängt. Im Folgenden werden einige Hinweise zur Anordnung eines Streichwehres gegeben, die bei der Streichwehranalyse als wesentlich angesehen werden.

5.2 Allgemeine Hinweise zur Anordnung

Befindet sich am betrachteten Standort ein Wasserkraftwerk, so wird das Streichwehr in der Regel zum Kraftwerk hin angeordnet (Bild 11, links). Das unterstromige Ende des Streichwehres grenzt dabei an den Zulaufbereich der Turbinen, sodass die Strömung kontinuierlich beschleunigt und eine gute Anströmung erzielt wird. Es gibt wenige Beispiele, bei denen das Streichwehr umgekehrt angeordnet ist, wie beispielsweise in Fürfurt an der Lahn (Bild 11, rechts). Hier befindet sich der Turbinenlauf parallel zum Ufer und das Streichwehr verläuft in Richtung des Schifffahrtskanals, vermutlich weil die Staustufe schrittweise ausgebaut wurde. Dabei fällt auf, dass das unterstromige Ende des Streichwehres nicht direkt, sondern stromab vom Molenkopf abgesetzt ist. Möglicherweise werden mit dieser Anordnung Querströmungen vermieden und die Einfahrtsbedingungen in den Schifffahrtskanal verbessert. Befinden sich Kraftwerk

und Schleuse nebeneinander, z. B. beim Durchstich einer Schlingenlösung, so ist das Streichwehr ebenfalls zur Schleuse bzw. zum Kraftwerk hin angeordnet.

5.3 Anordnung eines Streichwehres beim Neubau

Ein Streichwehr kann einachsiger ausgebildet werden, wie beispielsweise bei der Mainstaustufe Würzburg, bei der das Streichwehr nahezu parallel zur Hauptströmungsrichtung angeordnet ist und die Schleuse mit dem Klappenwehr und dem Kraftwerk verbindet. Wenn ein bestehendes, senkrecht angeströmtes Wehr in einer einachsigen Staustufe durch ein Streichwehr ersetzt wird, ergeben sich geometrische Zwangspunkte durch die Lage von Kraftwerk und Schleuse bzw. die dazwischen liegenden Trennmolen.

Unter diesen Randbedingungen sind grundsätzlich zwei Anordnungen denkbar, die in Bild 12 dargestellt sind. Bild 12 (links) zeigt eine hydraulisch günstige Anordnung für ein Streichwehr bei einem Ersatzneubau. Bei Abflüssen bis zur Ausbauwassermenge des Kraftwerkes wird die Strömung kontinuierlich beschleunigt und eine gute Anströmung im Einlaufbereich der Turbinen erzielt. Bild 12 (rechts) hingegen zeigt eine für das Kraftwerk hydraulisch ungünstigere Anordnung. Vorteile hat diese Linienführung nur, wenn es um die Auffindbarkeit einer am Kraftwerk angeordneten Fischaufstiegsanlage geht.

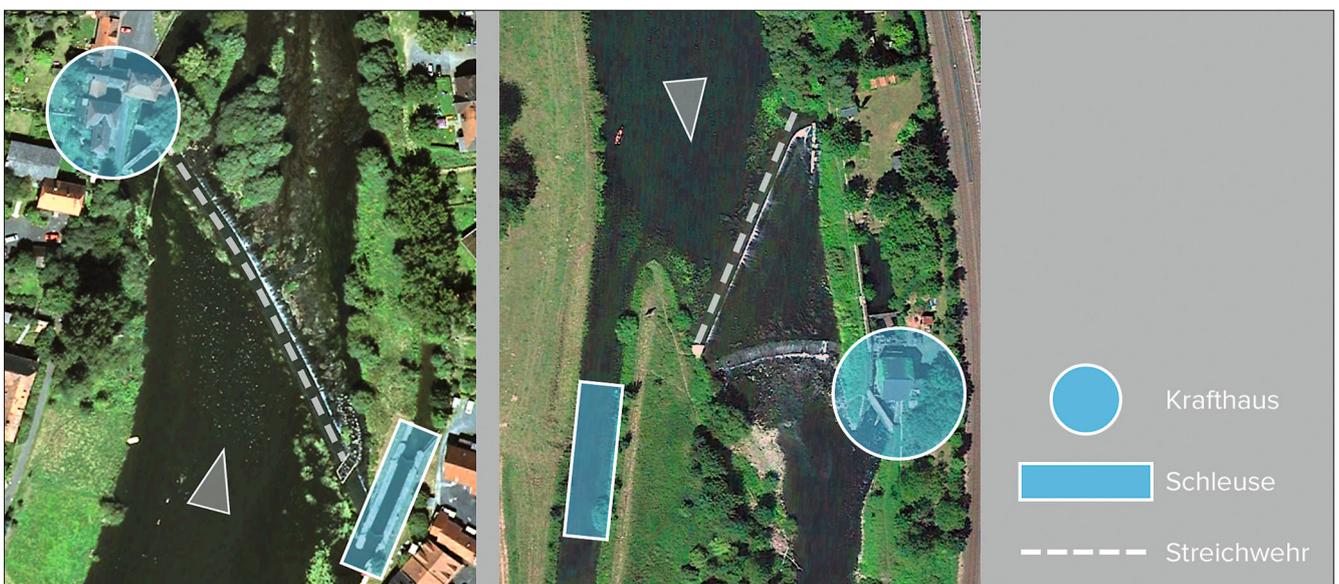


Bild 11: Streichwehr Guxhagen an der Fulda (links) und Streichwehr Fürfurt an der Lahn (rechts)

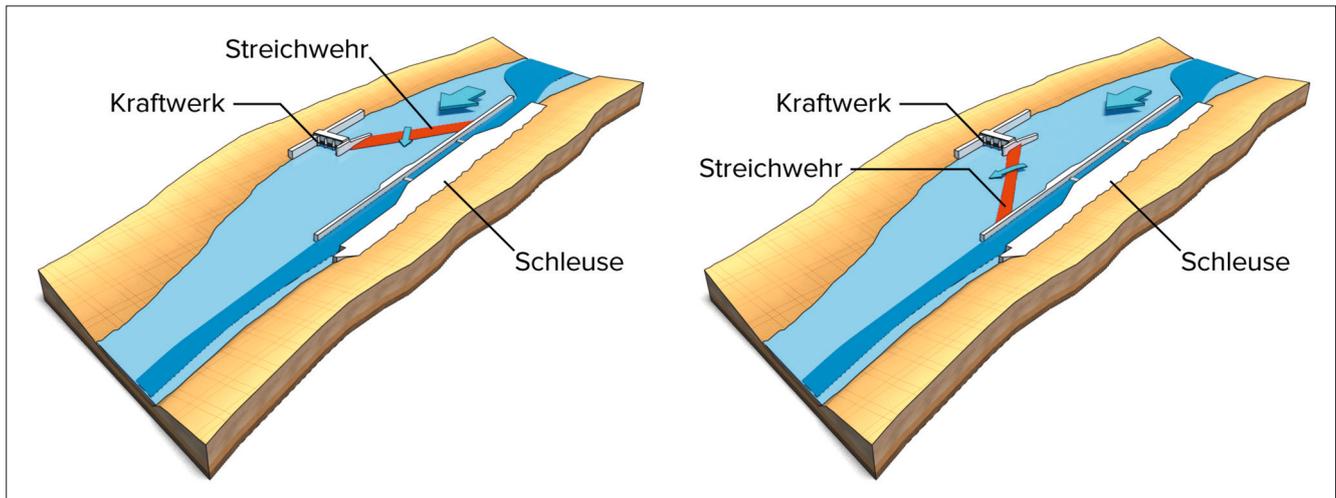


Bild 12: Hydraulisch günstige Anordnung (links) und hydraulisch ungünstigere Anordnung (rechts) eines Streichwehres an einer einachsigen Anlage

Bei beiden Anordnungsmöglichkeiten ist zu berücksichtigen, dass sich die Beanspruchung der Trennmole im oberen und unteren Vorhafen erheblich ändert (einseitig wirkender Wasserdruck), was umfangreiche bauliche Anpassungen zur Folge haben kann.

ternativ dazu kann das Streichwehr natürlich auch im Bereich der bestehenden Wehranlage angeordnet werden, wenn beispielsweise vorhandene Zufahrtswege für die Unterhaltung weiter genutzt werden sollen (Bild 13, Mitte).

Wenn bei einer mehrachsigen Staustufe (Schlingenlösung) keine Wasserkraftnutzung stattfindet, ist eine Anordnung des Streichwehres am Einlauf in den Altarm naheliegend. Findet zudem auf der Wasserstraße keine Schifffahrt mehr statt, da die Nutzung der Schleuse aufgegeben und die Kammer beispielsweise verfüllt wird, kann das Streichwehr im Verlauf der Uferlinie angeordnet werden (Bild 13, links). Bei Aufrechterhaltung der Schifffahrt ist eine abgesetzte Linienführung mit einer Trennmole zwischen Altarm und Einfahrt in den Schleusenkanal (nicht dargestellt) zu empfehlen. Hierfür sind ggf. fahrdynamische Untersuchungen erforderlich. Al-

Wenn sich im Altarm ein Wasserkraftwerk befindet, so bieten sich zur Anordnung des Streichwehres mehrere Möglichkeiten an: Soll die Wasserkraftnutzung am Standort erhalten werden, sollte das Streichwehr als schiefes Streichwehr an die vorhandene Wasserkraftanlage anschließen. Bild 13 (rechts) zeigt eine Variante, bei der das Streichwehr zur Wasserkraftanlage hin angeordnet ist. Die Länge und der sich daraus ergebende Anströmwinkel sind abhängig von den örtlichen Randbedingungen. Falls die Wasserkraftanlage aufgegeben wird, kann das Streichwehr als gerades Streichwehr am Einlauf in den Altarm vorgesehen werden (Bild 13, links).

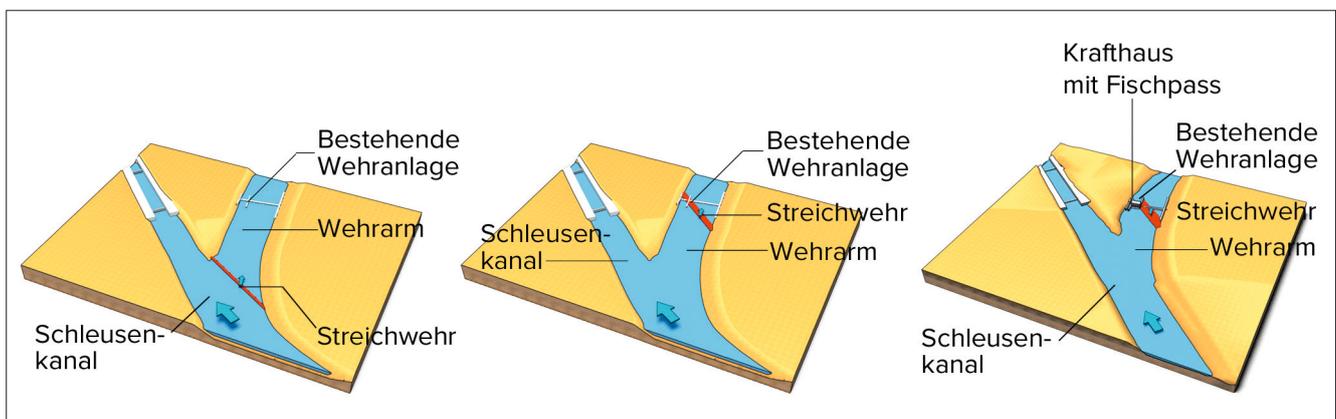


Bild 13: Streichwehr im Verlauf der Uferlinie (links), Streichwehr im Bereich der bestehenden Wehranlage (Mitte), Staustufe mit Wasserkraftwerk (rechts)

6 Konstruktive Gestaltung

6.1 Querschnitte

Die Analyse bestehender Streichwehre zeigt, dass in der Vergangenheit unterschiedliche Querschnitte realisiert wurden, bei denen im Prinzip zwischen fünf Geometrien (Tabelle 2) unterschieden werden kann. Unter den aufgeführten Querschnitten ist am häufigsten der dachförmige Querschnitt zu finden.

6.2 Deckwerkstypen

Bei historischen Streichwehren mit dachförmigem Querschnitt sind die Neigungen im Ober- und Unterwasser meist ungleich und weisen mittlere Böschungsneigungen von 1 : 2,5 bzw. 1 : 4,0 auf. Die Wehrkrone besteht oft aus geklammerten Kronensteinen und die Böschung aus einem gesetzten Steindeckwerk, das von Holzpfähnreihen im Ober- und Unterwasser abgeschlossen wird. Am Fußpunkt des Streichwehres im Unterwasser befindet sich in der Regel eine Steinschüttung, die der Kollsicherung dient. Eine weitere Holzpfähnreihe dient der Gründung der Wehrkrone (Bild 14).

Bei Steindeckwerken kommt es vor, dass bei Hochwasserereignissen Steine aus dem Deckwerk gelöst und mit der Strömung ins Unterwasser transportiert werden. Aufgrund des geringen Aufwands und der geringen Kosten wurden in der Folge immer mehr Deckwerke bei Streichwehren durch Betonoberflächen ersetzt (BAWiki 2017). Aufbauend auf dem Bestand wurde dabei in Ortbetonbauweise eine Stahlbetonplatte hergestellt, die sich aber oft nicht über den gesamten Querschnitt erstreckt, wenn sie nur zur Ausbesserung dient. Im Vergleich zum teilweise durchlässigen Deckwerk kann sich unter der Betonoberfläche ein Sohlwasserdruck aufbauen, sodass eine Spundwandabdichtung im Oberwasser erforderlich wird, um ein Auftreiben der Platte zu vermeiden. Um die Fußpunktsicherung zu erneuern und rückschreitende Erosion zu verhindern, wurde teilweise eine zweite kürzere Spundwand am unterwasserseitigen Ende vorgesehen.

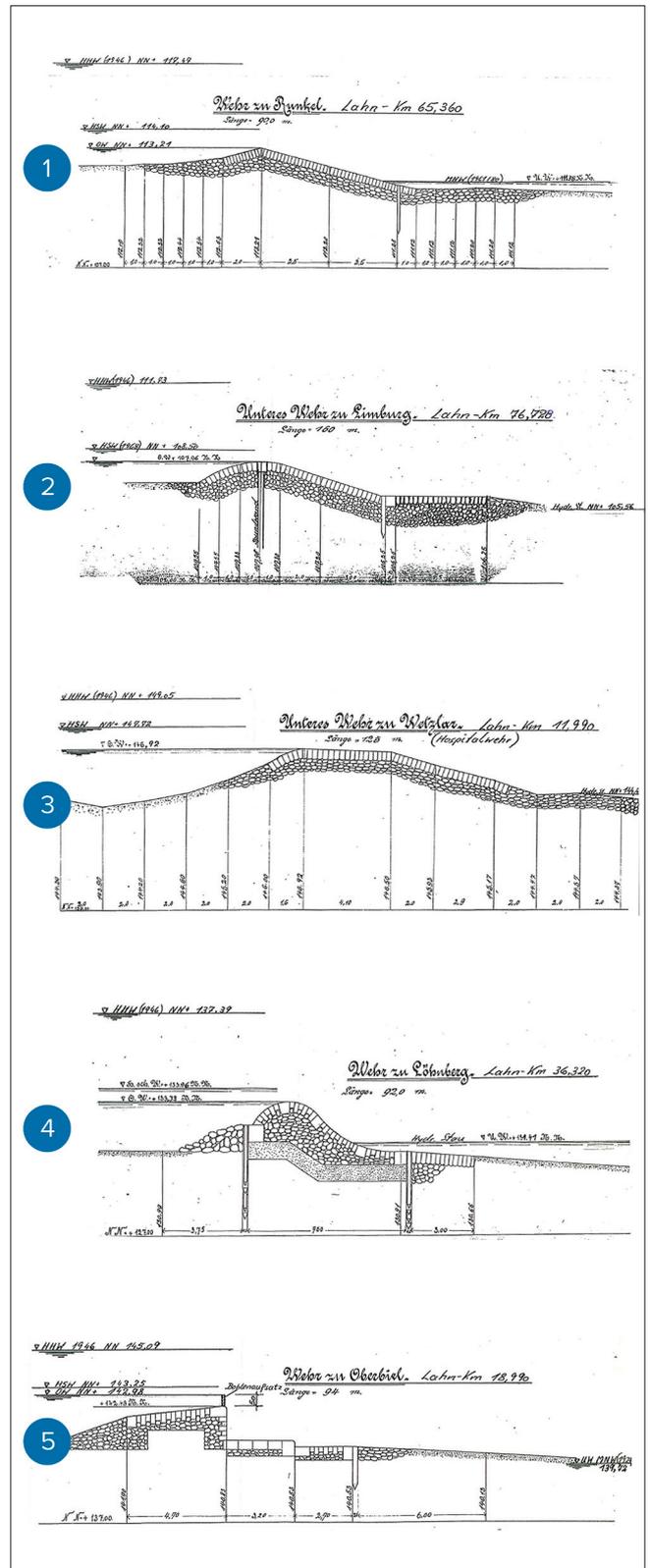


Tabelle 2: Querschnitte von Streichwehren (Quelle: WSA Koblenz)

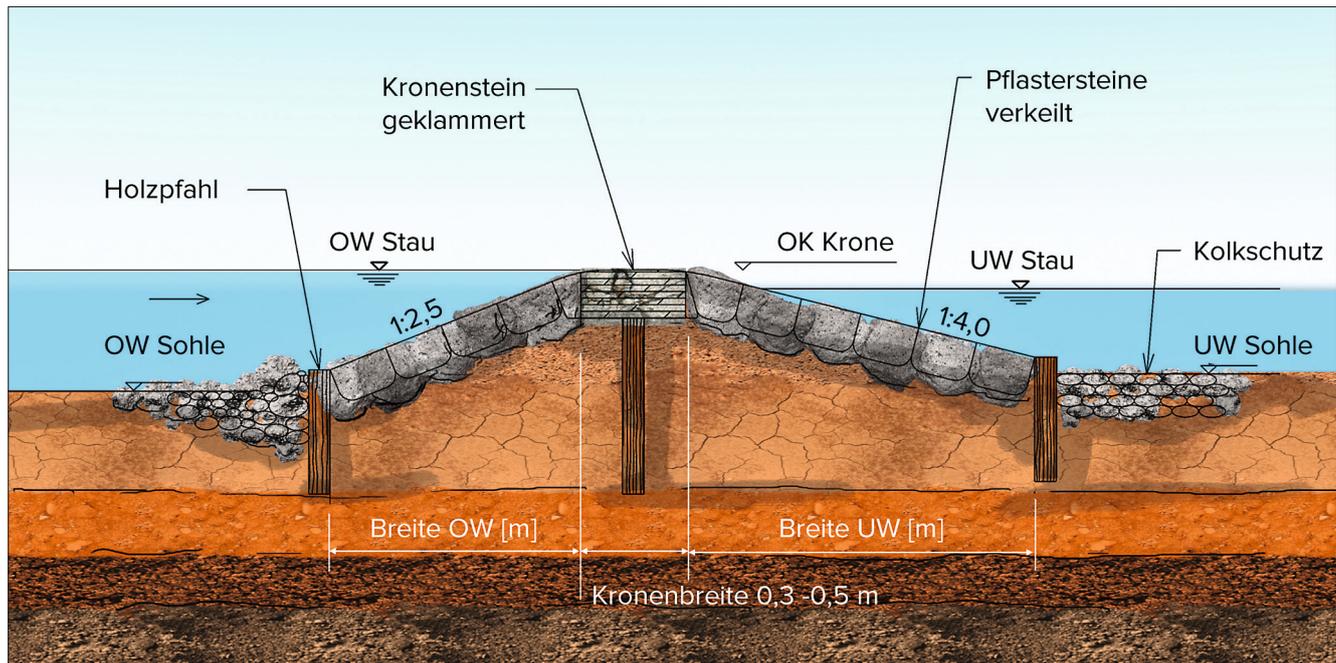


Bild 14: Dachförmiger Querschnitt mit gesetztem Steindeckwerk

7 Hinweise zur ökologischen Durchgängigkeit

Streichwehre weisen wie alle Querbauwerke aufgrund ihrer hydraulischen Kontrollfunktion keine bzw. eine stark eingeschränkte ökologische Durchgängigkeit im Hinblick auf den Fischaufstieg auf. Da Streichwehre bei kleinen Abflüssen zu geringe Wassertiefen und zu hohe Fließgeschwindigkeiten aufweisen, wird in den meisten Fällen auf eine Fischauf- bzw. Fischabstiegsanlage nicht verzichtet werden können. Einige allgemeine Hinweise zur Erreichung der ökologischen Durchgängigkeit und zur Anordnung einer Fischaufstiegsanlage finden sich zwar im BAWiki (2017) und in DWA (2014). Auf eine tiefere und standortspezifische Analyse wird aber in den meisten Fällen nicht verzichtet werden können.

8 Zusammenfassung

Aufgrund ihres geringen Unterhaltungsaufwandes sind Streichwehre eine mögliche Variante beim Ersatzneubau beweglicher Wehre an den Bundeswasserstraßen außerhalb des Kernnetzes, um den Unterhaltungs- und

Betriebsaufwand zu reduzieren. In diesem Beitrag werden die hydraulischen Grundlagen zu Streichwehren zusammengefasst und Hinweise zum Querschnitt und zur Anordnung im Gewässer gegeben. Dem planenden Ingenieur werden Formeln und Beiwerte zur Berechnung des vollkommenen und unvollkommenen Überfalls zur Verfügung gestellt und Hinweise zur Herstellung gegeben.

Der Abfluss über ein Streichwehr ist nahezu proportional zur Länge der Überfallkrone. Daher weisen Streichwehre eine höhere Leistungsfähigkeit als senkrecht angeströmte feste Wehre auf, sodass sich bei Abflussschwankungen geringere Schwankungen im Oberwasser ergeben. Zur Ermittlung der Abflussmenge über ein Streichwehr finden sich in der Literatur mehrere Berechnungsformeln; die erweiterte Überfallformel nach Poleni hat sich dabei als die praktikabelste herausgestellt. Die Lage im Gewässer wird maßgeblich durch die örtlichen Randbedingungen einer Staustufe bestimmt. Streichwehre kommen hauptsächlich an mehrachsigen Staustufen als Entlastungsbauwerk in den Altarm in Betracht, in Form sogenannter gerader Streichwehre. Die Anströmung erfolgt hier parallel zur Überfallkrone, während der Anströmwinkel bei schiefen Streichwehren zwischen 0° und 90° liegt, typischerweise bei etwa 30° . Bei einachsigen Staustufen sollte sich die Linienführung am Kraftwerk orientieren. Durch das Streichwehr wird der Fließquerschnitt

stetig verjüngt, sodass die Strömung kontinuierlich beschleunigt und eine gute Anströmung am Turbineneinlauf erzielt wird.

Der dachförmige Querschnitt ist die am häufigsten vorkommende Geometrie und hat den hydraulischen Vorteil eines breitkronigen Wehres, bei dem sich der Rückstau einfluss später bemerkbar macht als beispielsweise bei scharfkantigen Wehren. Weiterhin ist der Querschnitt einfach und kostengünstig herzustellen, wie eine Studie des NBA Hannover zeigt (BAWiki 2017). Anhand der Ergebnisse von Modelluntersuchungen wird gezeigt, dass der Anströmwinkel nur einen untergeordneten Einfluss auf die Leistungsfähigkeit hat. Aus diesem Grund wird empfohlen, bei der hydraulischen Bemessung die volle Überfalllänge anzusetzen.

9 Literatur

Aichel, G. (1910): Experimentelle Untersuchungen über den Abfluß des Wassers bei vollkommenen schiefen Überfallwehren. Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg (Mitteilungen über Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, 80).

Allgeier, P. (2014): Streichwehre – Stand der Technik, Gestaltungskriterien, hydraulische Berechnung und exemplarische Untersuchung an Pilotstandorten der WSV. Bachelorarbeit. Karlsruher Institut für Technologie, Karlsruhe. Institut für Wasser- und Gewässerentwicklung.

BAWiki (2017): Gestaltungskriterien und hydraulische Bemessungsgrundlagen für Streichwehre. Hg. v. BAWiki. Online verfügbar unter http://wiki.baw.de/de/index.php/Gestaltungskriterien_und_hydraulische_Bemessungsgrundlagen_f%C3%BCr_Streichwehre.

Borghei, S. M.; Jalili, M. R.; Ghodsian, M. (1999): Discharge Coefficient for Sharp-Crested Side Weir in Subcritical Flow. In: J. Hydraul. Eng. 125 (10), S. 1051-1056. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9429(1999)125:10(1051).

De Marchi, G. (1934): Sagio di teoria di fuzionamento degli stramazzi laterali. In: L'Elettrica, Millano, Italy, S. 849-860.

DWA (2014): Fischauftstiegsanlagen und fischpassierbare Bauwerke. Gestaltung, Bemessung, Qualitätssicherung; Merkblatt DWA -M. Mai 2014. Hennef: DWA (DWA-Regelwerk, M 509).

Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser- und Grundbau (1963): Die Untersuchung der Abhängigkeit der Streichwehrlänge von der Flußbreite und die Messung der Wasserspiegelabsenkung und der Querströmung. Berlin.

Gebhardt, M.; Merkel, J.; Belzner, F.; Thorenz, C. (2017): A comparison of side weirs and labyrinth weirs at Ilmenau river. In: Ho Ta Khanh, M.; Pfister, M.; Laugier, F. und Erpicum, S. (Hg.): Labyrinth and Piano Key Weirs III. Proceedings of the 3rd International Workshop on Labyrinth and Piano Key Weirs (PKW 2017), February 22-24, 2017, Qui Nhon, Vietnam: CRC Press, S. 221-228.

Hager, W. H.; Pfister, M. I. (2011): Historical development of side-channel spillway in hydraulic engineering. In: Valentine, E. M. und Apelt, C. J. (Hg.): Proceedings of the 34th IAHR World Congress. 33rd Hydrology and Water Resources Symposium, 10th Conference on Hydraulics in Water Engineering : balance and uncertainty – water in a changing world, 26 June – 1 July 2011, Brisbane Australia. Barton, A.C.T.: Engineers Australia, S. 3907-3913.

Hager, W. H. (1987): Lateral Outflow Over Side Weirs. In: J. Hydraul. Eng. 113 (4), S. 491-504. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9429(1987)113:4(491).

Hinds, J. (1926): Side channel spillways: Hydraulic theory, economic factors, and experimental determination of losses. In: Trans. ASCE (89), S. 881-939.

Lueger, O. (Hg.) (1910): Lexikon der gesamten Technik und ihre Hilfswissenschaften. 2. Aufl. 8 Bände. Stuttgart und Leipzig: Deutsche Verlags-Anstalt.

May, R. W.; Bromwich, B. C.; Gasowksi, Y; Rickard, C. E. (2003): Hydraulic design of side weirs.

Merkel, J.; Herbst, J.; Gebhardt, M. (2019): Feste Wehre: Ein geeigneter Wehrtyp für Nebenwasserstraßen? In: Bundesanstalt für Wasserbau (Hg.): Kolloquium Hydraulik der Wasserbauwerke – Neues aus Praxis und Forschung, 20. und 21. Februar 2019, S. 103-109.

Naudascher, E. (1987): *Hydraulik der Gerinne und Gerinnebauwerke*. Wien, New York: Springer.

Parvaneh, A.; Borghei, S. M.; Jalili Ghazizadeh, M. R. (2012): Hydraulic Performance of Asymmetric Labyrinth Side Weirs Located on a Straight Channel. In: *J. Irrig. Drain Eng.* 138 (8), S. 766–772. DOI: 10.1061/(ASCE)IR.1943-4774.0000455.

Schmidt, M. (1954): Zur Frage des Abflusses über Streichwehre. Eine kritische Betrachtung der bekanntesten Berechnungsverfahren und Versuche im Zusammenhang mit eigenen Versuchen. Hg. v. *Mitteilungen aus dem Institut für Wasserbau*. Technische Universität Charlottenburg. Berlin (41).

US Army Corps of Engineers (2010): *HEC-RAS River Analysis System. Hydraulic Reference Manual. Version 4.1*. Unter Mitarbeit von Brunner, G. W.

Fallstudie am Beispiel der Bundeswasserstraße Ilmenau

Jennifer Pfrommer M. Sc., Dr.-Ing. Michael Gebhardt,
Bundesanstalt für Wasserbau

Im vorliegenden Beitrag werden die hydraulischen Eigenschaften von Sohlgleiten, Streichwehren und Labyrinth-Wehren gegenübergestellt. Am Beispiel der Bundeswasserstraße Ilmenau werden die Umgestaltungsmöglichkeiten von drei Staustufen aufgezeigt mit dem Ziel, die bestehenden Stauziele weitgehend beizubehalten und gleichzeitig die Hochwasserneutralität zu gewährleisten. Die Schiffbarkeit soll dabei aufgegeben werden.

1 Untersuchungsgebiet Untere Ilmenau

Die Ilmenau ist mit einem mittleren Abfluss von etwa $18 \text{ m}^3/\text{s}$ der größte Fluss in der Lüneburger Heide. Sie ist ein südlicher Nebenfluss der Elbe und zwischen Lüneburg und Hoopste als Bundeswasserstraße klassifiziert. Im Mittelalter war die Ilmenau eine wichtige Wasserstraße für den Salztransport von Lüneburg nach Lübeck. Heute hat sie die Bedeutung für den Transport verloren und wird hauptsächlich für Wanderfahrten mit dem Kanu genutzt. Das Landschaftsbild entlang der Ilmenau ist geprägt von landwirtschaftlichen Nutz- und Ackerflächen sowie Grünland. Parallel zum Ufer befinden sich abschnittsweise Verwallungen zum Hochwasserschutz. Der Wasserstand entlang der Ilmenau wird im unteren Bereich mit den drei Staustufen Bardowick, Wittorf und Fahrenholz geregelt, die jeweils über eine Schleuse, ein Nadelwehr und einen integrierten Beckenfischpass verfügen. Die über 80 Jahre alten Bauwerke sind sowohl

von der Bausubstanz als auch vom technischen Standard her sanierungsbedürftig. Perspektivisch soll die Ilmenau ihre Eigenschaft als Bundeswasserstraße verlieren, sodass mit der Aufgabe der Schiffbarkeit gerechnet werden kann. Die Schleusen wurden bereits außer Betrieb genommen und mittelfristig ist mit umfangreichen Instandsetzungs- oder Umbaumaßnahmen an allen drei Standorten zu rechnen. Mit dem Ziel, die Ressourcen für Bau, Betrieb und Unterhaltung künftig zu reduzieren, führt dies zur Überlegung, die beweglichen Nadelwehre durch feste Wehre zu ersetzen.

2 Vergleich der gewählten Wehrtypen

Ein festes Wehr ist eine einfache Möglichkeit, einen Fluss aufzustauen. Im Vergleich zu beweglichen Wehren ist der Oberwasserstand damit immer eine Funktion vom Abfluss und der Geometrie des Wehres. Unter den festen Wehren sind an den Wasserstraßen am häufigsten Streichwehre zu finden. Aufgrund ihrer schrägen Ausrichtung im Gewässer kann mit Streichwehren (Bild 1) eine deutlich höhere Überfalllänge im Vergleich zu senkrecht angeströmten Wehren bei gleicher Gewässerbreite erzielt werden (siehe Beitrag von Gebhardt und Pfrommer „Gestaltungskriterien und hydraulische Bemessungsgrundlagen für Streichwehre“ in diesem Heft). Ein weiterer hier betrachteter Wehrtyp ist das Labyrinth-Wehr (siehe Beitrag von Belzner „Labyrinth-Wehre“ in diesem Heft). Durch die im Grundriss gefaltete Wehrkrone lässt

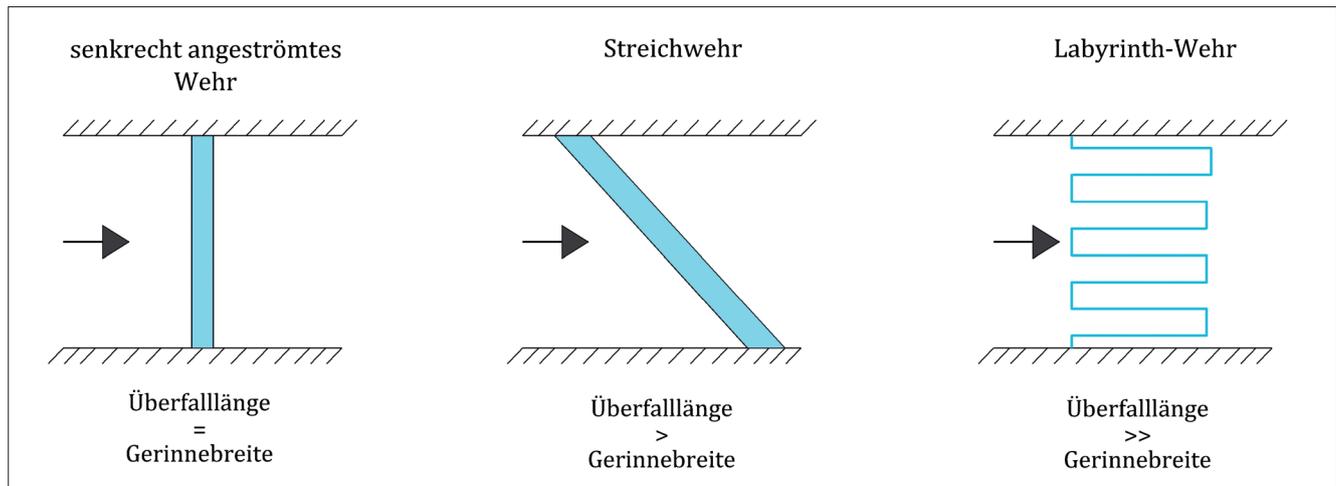


Bild 1: Vergleich der Überfalllängen von festen Wehren

sich die Überfalllänge auf ein Vielfaches der lichten Weite erhöhen (Bild 1, rechts).

Weitere Alternativen bilden Sohlenrampen und Sohlengleiten, welche sich quer zur Fließrichtung über die gesamte Gewässerbreite erstrecken. Aufgrund des geringen Höhenunterschieds und der Bauweise ermöglichen Sohlengleiten am ehesten eine ungehinderte Passage für Fische und wirbellose Tiere. Daneben erhöhen sie die Strukturvielfalt im Gewässer und stellen selbst einen Lebensraum dar. Nach DIN 4047 zählen sie zwar zu den Sohlenbauwerken und nicht zu den festen Wehren, allerdings ist der Übergang hier fließend und die hydraulische Wirkung letztendlich mit einem festen Wehr vergleichbar. Die hydraulische Leistungsfähigkeit einer Sohlenrampe entspricht etwa der eines breitkronigen Wehres.

Auf Basis von Modelluntersuchungen werden im Folgenden die hydraulischen Eigenschaften der drei Wehrtypen (Bild 2) für einen ausgewählten Standort an der Ilmenau gegenübergestellt. Betrachtet wird dabei ein Fluss-schlauch mit einer Breite von 27 m. Infolge des geometrischen Aufbaus und der Ausrichtung im Gewässer ergeben sich für die Wehrtypen unterschiedliche Überfalllängen: Für die senkrecht angeströmte Sohlengleite ergibt sich eine abflusswirksame Breite von 27 m, für das 30 Grad geneigte Streichwehr eine Kronenlänge von 60 m und für das Labyrinth-Wehr eine Kronenlänge von 135 m, was dem Fünffachen der lichten Einbaubreite entspricht.

Die gestrichelte Linie in Bild 2 zeigt exemplarisch eine Unterwasserstands-Abfluss-Beziehung, die als Grund-

lage für die weiteren Berechnungen dient. Um die hydraulische Leistungsfähigkeit der Wehrtypen miteinander vergleichen zu können, muss neben dem freien auch der rückgestaute Abfluss berücksichtigt werden. Hierzu wurden drei verschiedene Wehrhöhen (1,50 m, 2,00 m und 2,50 m) untersucht. Bei einer Wehrhöhe von 1,50 m (Bild 2a) ist bereits bei vergleichsweise niedrigen Unterwasserständen Rückstau einfluss festzustellen, welcher in einem Abflussbereich von $20 \text{ m}^3/\text{s}$ bis $30 \text{ m}^3/\text{s}$ beginnt. Bei höheren Abflüssen verlaufen die Oberwasserstände der drei Wehrtypen ähnlich und folgen schließlich dem Unterwasserstand, wobei das Labyrinth-Wehr bei freiem Abfluss die niedrigsten Oberwasserstände aufweist.

Bei einer Wehrhöhe von 2,00 m (Bild 2b) werden die Unterschiede deutlicher. Hier unterscheidet sich die hydraulische Leistungsfähigkeit der Sohlengleite deutlich von der des Streichwehres und des Labyrinth-Wehres. Die Oberwasserstände liegen im betrachteten Abflussspektrum um etwa 0,20 m über den Oberwasserständen der beiden anderen Wehrtypen. Die Überfallhöhen werden in diesem Bereich weitgehend von der Kronenlänge bestimmt. Bei größeren Abflüssen und Rückstau einfluss nimmt jedoch der hydraulische Vorteil des Labyrinth-Wehres ab und das Streichwehr zeigt geringere Oberwasserstände.

Mit zunehmender Wehrhöhe werden die Vorteile des Labyrinth-Wehres aufgrund der großen Überfalllänge immer deutlicher (Bild 2c). Die Oberwasserstände liegen im betrachteten Abflussspektrum im Mittel um etwa 0,40 m unter den Oberwasserständen der Sohlengleite.

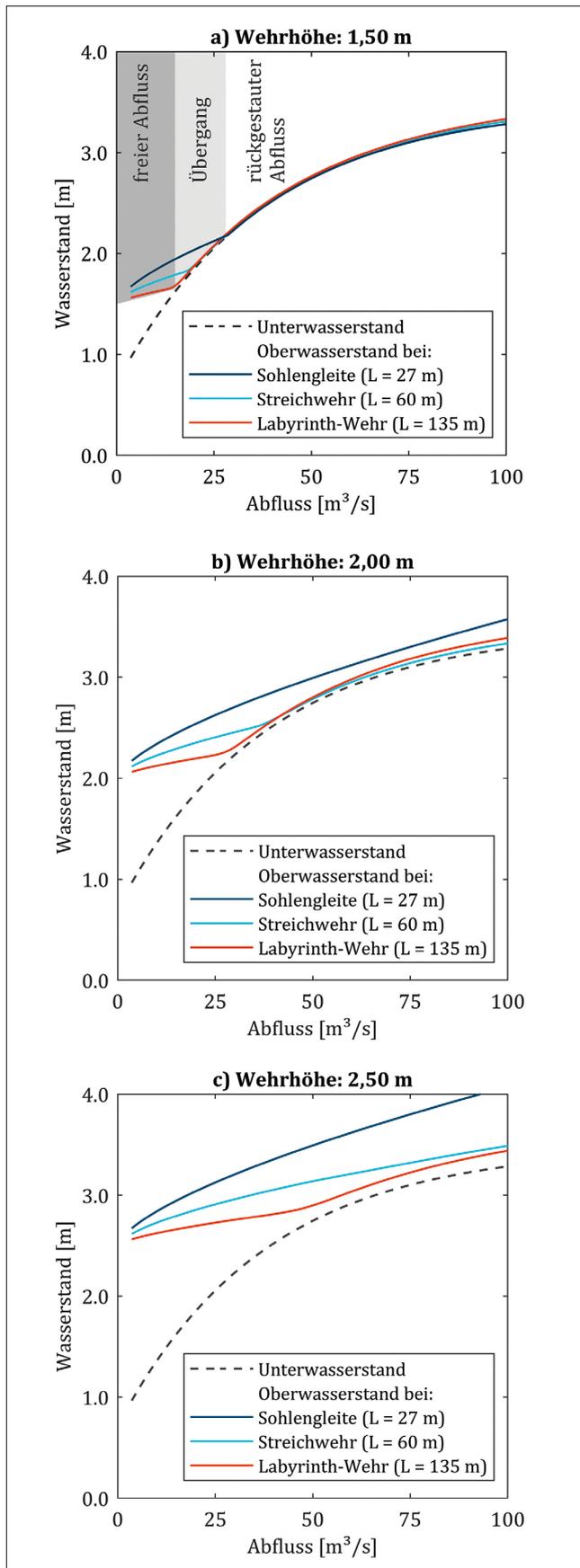


Bild 2: Vergleich der hydraulischen Leistungsfähigkeit von Sohlgleite, Streichwehr und Labyrinth-Wehr

Welcher Wehrtyp sich am besten eignet, ist jedoch nicht nur von den hydraulischen Eigenschaften, sondern auch von den hydrologischen, örtlichen und wasserwirtschaftlichen Randbedingungen des Standorts abhängig. Somit wäre beispielsweise auch eine Kombination aus festem Wehr und Sohlgleite denkbar.

3 Untersuchungsgebiet

Die drei Staustufen an der Ilmenau zeigen einen ähnlichen Aufbau (Bild 3). Die Staustufen Bardowick und Wittorf sind mehrachsige Anlagen, bei denen sich die Schleuse im Durchstich einer Schlinge und das Nadelwehr im alten Gewässerbett der Ilmenau befindet. Die Staustufe Fahrenholz ist hingegen eine einachsige Anlage, da Schleuse und Nadelwehr baulich aneinander angrenzen und im selben Flussarm liegen. Die Betriebsweise ist bei allen drei Standorten ähnlich: Das Stauziel kann durch das Setzen und Ziehen der Nadeln über große Teile des Jahres eingehalten werden. Bei Lufttemperaturen unter -5°C oder bei auflaufendem Hochwasser werden die Nadeln der Wehre durch das Betriebspersonal gezogen. Im Unterschied zu den beiden anderen Standorten ist die Staustufe Fahrenholz durch den Einfluss der Elbe stark tidebeeinflusst.

4 Hydrologische Daten

Die drei Staustufen sind im Aufbau ähnlich, weisen jedoch sehr unterschiedliche hydrologische Randbedingungen auf. Anhand der Pegelmessstellen im Ober- und Unterwasser der jeweiligen Staustufe wurden Tagesmittelwerte erfasst. Für den zugehörigen Abfluss wurde der etwa 20 km oberhalb der ersten Staustufe liegende hydrologische Pegel Bienenbüttel verwendet. Die Ermittlung der Abflüsse für die jeweiligen Standorte erfolgte auf Basis des Hochwasserlängsschnittes „Hochwasserbemessungswerte für die Fließgewässer in Niedersachsen (NLÖ, 2003)“. Für die Bewertung der ökologischen Durchgängigkeit wurden die Abflüsse Q_{30} und Q_{330} ermittelt, die zusammen mit den wasserwirtschaftlichen Hauptwerten in Tabelle 1 aufgeführt sind.



Bild 3: Oben links: Nadelwehr an der Staustufe Bardowick; oben rechts: Schleuse an der Staustufe Bardowick; unten: Draufsicht auf die Staustufen Bardowick, Wittorf und Fahrenholz (Ilmenau) (Quelle der unteren Bilder: GeoViewer)

Standort	Beobachtungszeitraum [Jahre]	Stauziel [m+NHN]	MNQ [m ³ /s]	MQ [m ³ /s]	HQ ₂₀ [m ³ /s]	Q ₃₀ [m ³ /s]	Q ₃₃₀ [m ³ /s]
Bardowick	60	6,50	5,8	10,7	96,6	6,3	15,8
Wittorf	35	5,00	5,8	10,7	96,6	6,3	15,8
Fahrenholz	25	2,80	6,4	11,7	105,8	6,8	17,2

Tabelle 1: Überblick über die wasserwirtschaftlichen Hauptwerte für die Standorte Bardowick, Wittorf und Fahrenholz

Bild 4 zeigt die Häufigkeitsverteilungen sowie die zugehörigen Verteilungsfunktionen für die Ober- und Unterwasserstände der drei betrachteten Staustufen. Dabei ist zu erkennen, dass mit Hilfe der Nadeln in großen Teilen des Jahres die Stauziele gehalten werden können. Höhere Oberwasserstände ergeben sich durch größere Abflüsse und steigende Unterwasserstände. Niedrigere Oberwasserstände treten vor allem in den Wintermonaten auf, wenn die Nadeln aufgrund von Vereisungsgefahr gezogen werden und das Stauziel aufgehoben wird. Der Winterbetrieb tritt jedoch nur an wenigen Tagen im Jahr auf.

In Bardowick liegen beispielsweise die Oberwasserstände an 20 % der Tage im Jahr unter 6,45 m+NHN und an 10 % unter 6,00 m+NHN.

Die Betrachtung der Unterwasserstände in Bardowick und Wittorf zeigt für diese einen ähnlichen Verlauf. Lediglich der Standort Fahrenholz weist eine flachere Verteilungsfunktion für den Unterwasserstand auf, die relativ nahe bei der Verteilungsfunktion des Oberwasserstandes liegt. Dies ist auf den Tideinfluss zurückzuführen.

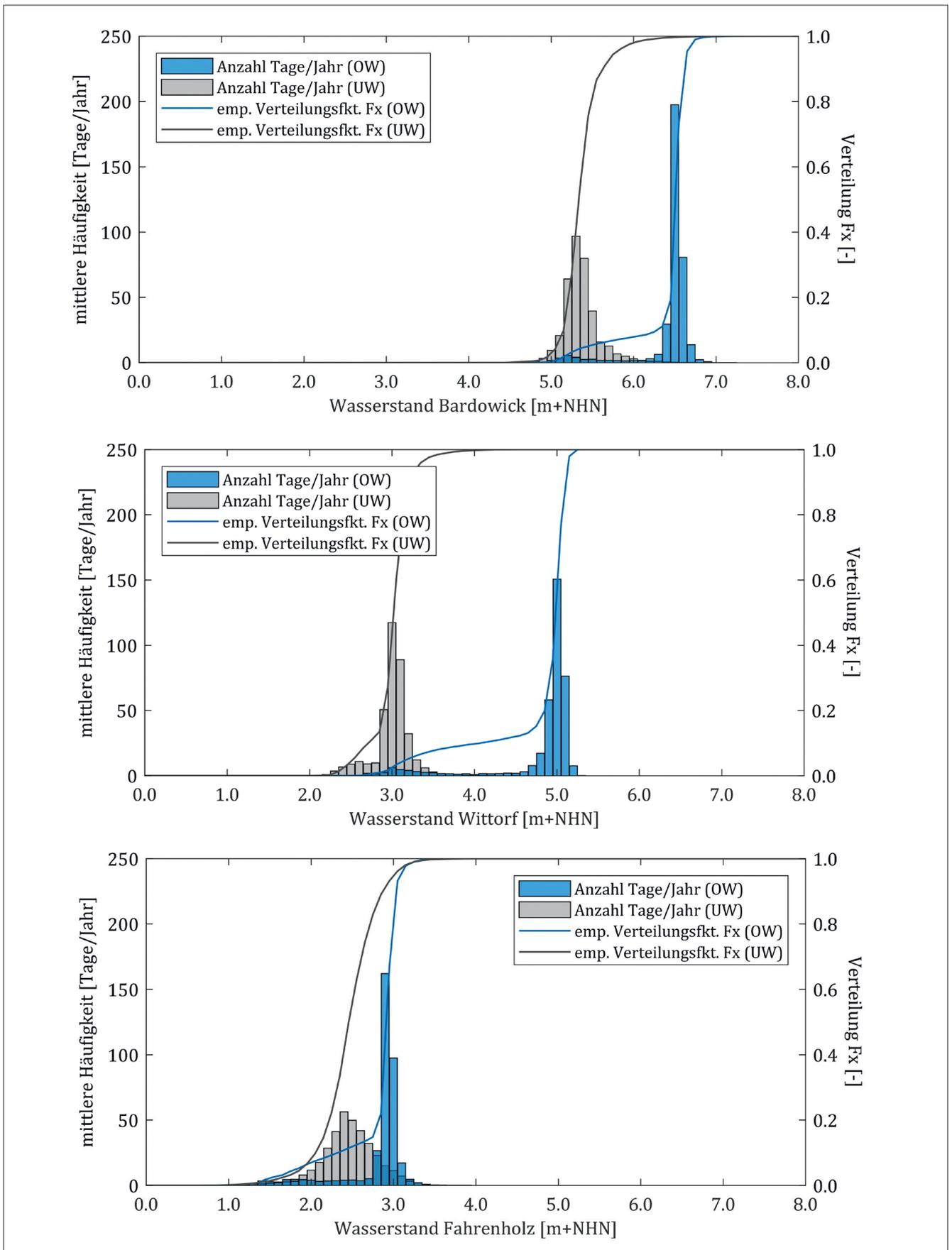


Bild 4: Häufigkeitsverteilung und Verteilungsfunktion der Ober- und Unterwasserstände (OW/UW) durch den Einsatz des Nadelwehres

5 Vorgehensweise bei der Prognose der Oberwasserstände

Die Berechnung und Auswertung der Oberwasserstände für die festen Wehrtypen erfolgte mit Hilfe der Software MATLAB®. Grundlagen für die Berechnung sind die erweiterte Poleni-Formel sowie die aus vorangegangenen Laboruntersuchungen ermittelten Abfluss- und Rückstaubeiwerte für Streichwehre und Labyrinth-Wehre. Für den Einsatz von Sohlgleiten wurden die in der Literatur bekannten Abflussbeiwerte für breitkronige Wehre herangezogen.

Im ersten Schritt wurden für die drei Staustufen die Schlüsselkurven im Unterwasser ermittelt. Bild 5 zeigt beispielhaft die Unterwasserstände der Staustufe Bardowick. Es ist zu erkennen, dass aufgrund der großen Variabilität kein eindeutiger Zusammenhang zwischen Abfluss und Wasserstand besteht, was vermutlich auf den Rückstau des Unterliegers oder auf Verkrautung zurückzuführen ist. Daher wurden zwei Regressionskurven für die untere und obere Einhüllende ermittelt, die zusammen eine Fläche beschreiben, in der alle in diesem Zeitraum aufgezeichneten Werte liegen.

Für die Ermittlung der Oberwasserstände wurde ein rechteckförmiger Gewässerquerschnitt im Oberwasser angenommen, wobei der Ausuferungsbeginn nicht berücksich-

tigt wurde. Die berechneten Wasserstände liegen somit tendenziell über den realen Wasserständen im Oberwasser.

6 Wasserwirtschaftliche Randbedingungen

Die zukünftigen wasserwirtschaftlichen Randbedingungen für die Staustufen an der Ilmenau sind sehr unterschiedlich: An der Staustufe Bardowick ist geplant, die derzeitigen Wasserstände möglichst wenig zu verändern, um Grundwasserabsenkungen zu vermeiden und somit Diskussionen über mutmaßliche Schäden an historischen Gebäuden der Stadt Lüneburg vorzubeugen. Gleichzeitig wurden von Seiten der Landwirtschaft Bedenken geäußert, dass sich durch mögliche Veränderungen der Grundwasserverhältnisse Einschränkungen für die landwirtschaftliche Nutzung ergeben. Für die Staustufen Wittorf und Fahrenholz wäre hingegen eine deutliche Absenkung des Oberwasserstandes möglich, da sich die Stauhaltungen teilweise in Dammstrecken befinden und der Wasserspiegel bisher über dem anstehenden Gelände liegt. In Absprache mit dem Wasserstraßen- und Schifffahrtsamt (WSA) Lauenburg wurden verschiedene Varianten entwickelt. In Betracht gezogen wurden Streichwehre und Labyrinth-Wehre in Kombination mit Sohlgleiten und Fischaufstiegsanlagen.

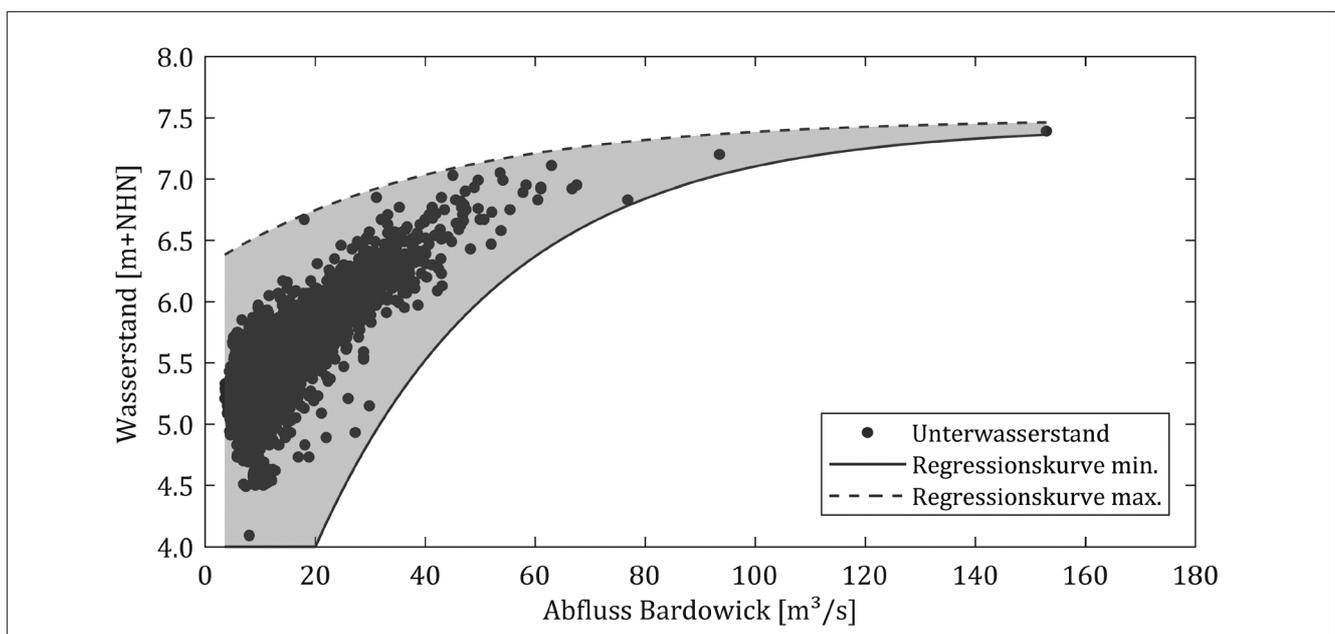


Bild 5: Ermittlung der Unterwasserstandskurve am Beispiel Bardowick

Die möglichen Überfalllängen der Wehre wurden überschlägig auf Basis der Digitalen Bundeswasserstraßenkarte (DBWK) ermittelt und können sich daher im Planungsfortschritt noch geringfügig ändern.

7 Untersuchte Varianten

Für jede Staustufe wurden mehrere Varianten betrachtet, im Folgenden werden aber nur die Varianten vorgestellt, die aus hydraulischer Sicht vorteilhaft waren. Bei der Untersuchung wurde die Wehrhöhe so variiert, dass der Oberwasserstand mit dem festen Wehr im Vergleich zum Ist-Zustand einerseits bei Hochwasser nicht überschritten und andererseits bei Niedrigwasser möglichst wenig unterschritten wird. Daher sind alle Varianten hochwasserneutral, die Unterschiede in der hydraulischen Bewertung ergeben sich bei Niedrigwasser. Da für kleine Überfallhöhen die Abflussleistung eines festen Wehres linear von dessen Überfalllänge abhängt, sind aus hydraulischer Sicht vor allem die Varianten mit großer Wehrkronenlänge weiterzuerfolgen, da die Wehrkronenlinien flacher sind.

8 Staustufe Bardowick

Nachfolgend werden zwei Varianten vorgestellt und im Hinblick auf die Veränderung der Oberwasserstände diskutiert. Die Oberkante des festen Wehres wurde dabei so gewählt, dass der neue Oberwasserstand den höchsten Wasserstand aus der 60-Jahresreihe nicht überschreitet. Dieser beträgt $H(\max) = 7,73 \text{ m} + \text{NHN}$ und wurde bei einem Abfluss von $152,94 \text{ m}^3/\text{s}$ gemessen.

8.1 Variante mit Streichwehr und Umgehungsgerinne

Diese Variante sieht sowohl den Rückbau des Nadelwehres als auch die Verfüllung der Schleusenkammer vor (Bild 6). Am Ende des Wehrrarms befindet sich ein 78 m langes Streichwehr. Ein Umgehungsgerinne entlang des rechten Ufers im Wehrrarm dient zur Wiederherstellung der ökologischen Durchgängigkeit.

Infolge der größeren Überfalllänge ist es bei dieser Variante möglich, die Wehrkrone des Streichwehres auf die Höhe des jetzigen Stauziels von $6,50 \text{ m} + \text{NHN}$ zu legen, so dass die Wasserstände bei Niedrigwasser nicht verändert werden. Die Berechnungen zeigen auch, dass die Hoch-

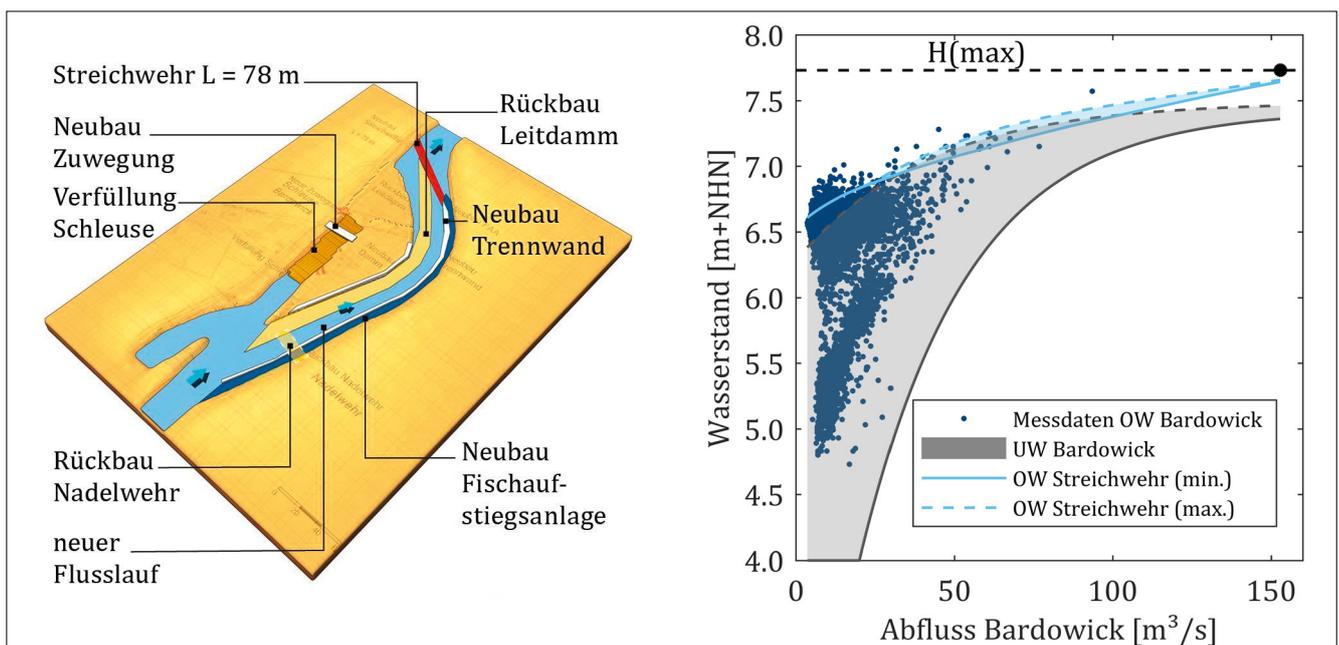


Bild 6: Grafische Darstellung der Variante mit Streichwehr und Umgehungsgerinne am Standort Bardowick (links) und Wasserstands-Abfluss-Beziehung beim Einsatz eines Streichwehres mit $L = 78 \text{ m}$ (rechts)

wasserneutralität gegeben ist. Der Unterwasserstand hat einen geringen Einfluss auf die hydraulische Leistungsfähigkeit des Streichwehres, was sich durch eine geringe Variabilität des Oberwasserstandes (hellblaue Fläche in Bild 6, rechts) bemerkbar macht. Bei MNQ = 5,8 m³/s liegt der Oberwasserstand somit bei etwa 6,65 m+NHN, bei MQ = 10,7 m³/s bei etwa 6,73 m+NHN und bei HQ₁₀ = 69,6 m³/s im Mittel bei etwa 7,26 m+NHN.

8.2 Variante mit Labyrinth-Wehr und Sohlengleite

Diese Variante sieht den Rückbau des Nadelwehres und der Schleuse vor (Bild 7, links). Über eine 11 m breite Sohlengleite im Durchstich erfolgt die Wiederherstellung der ökologischen Durchgängigkeit. Das Nadelwehr wird durch ein trapezförmiges Labyrinth-Wehr (LW) ersetzt, das eine Überfalllänge von etwa 135,5 m besitzt, welches dem Fünffachen der lichten Weite des Nadelwehres entspricht. Das Labyrinth-Wehr springt erst an, wenn der Bemessungsabfluss der Sohlengleite überschritten wird.

Für die Berechnung der Wasserspiegellagen wurde angenommen, dass Abflüsse bis zu Q₃₃₀ = 15,8 m³/s über die Sohlengleite abfließen (Bild 7, rechts). Bei Abflüs-

sen größer als Q₃₃₀ wird zusätzlich das feste Wehr beaufschlagt und der Abfluss teilt sich dann auf beide Gewässerarme auf. Bei einem HQ₁₀ würden demnach etwa 46 m³/s über das Labyrinth-Wehr und etwa 24 m³/s über die Sohlengleite abfließen. Um die Hochwasserneutralität zu gewährleisten, ist es durch die größere Überfalllänge des Labyrinth-Wehres möglich, die Höhe der Sohlengleite auf 6,10 m+NHN zu legen. Diese würde 0,40 m unter dem jetzigen Stauziel liegen. Die Oberkante des Labyrinth-Wehres liegt dabei auf 7,0 m+NHN. Die Variabilität des Oberwasserstandes ist dabei relativ gering, da nur ein geringer Einfluss des Unterwassers vorhanden ist.

Die Untersuchungen zeigen, dass beide Varianten hochwasserneutral sind und sich Unterschiede ausschließlich in der hydraulischen Bewertung bei Niedrigwasser ergeben. Da bei der Variante mit Streichwehr und Umgehungsgerinne die Wehroberkante des Streichwehres dem heutigen Stauziel entspricht, werden die Wasserstände auch bei Niedrigwasser nicht verändert. Die Variante mit Labyrinth-Wehr und Sohlengleite hat zwar einen Verfall des Wasserspiegels um 0,40 m zur Folge, liegt jedoch in der ökologischen Bewertung aufgrund der besseren Fischpassierbarkeit vor der Variante mit Streichwehr und Umgehungsgerinne.

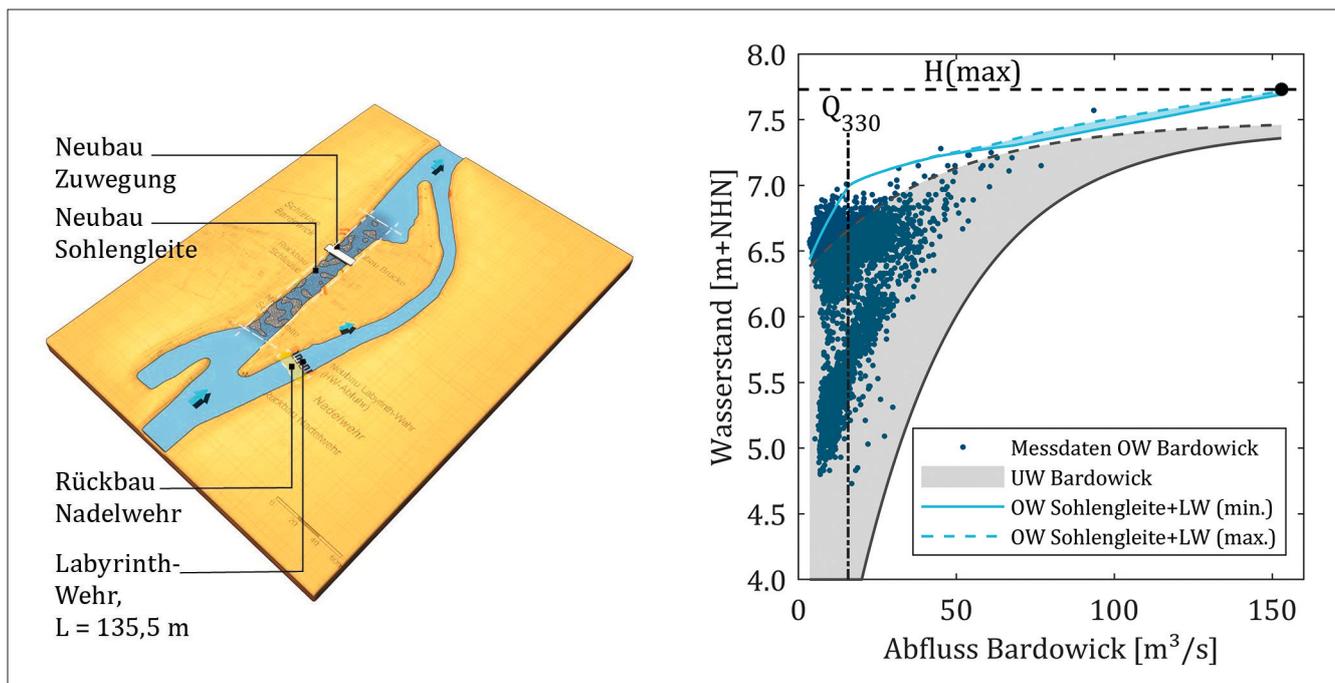


Bild 7: Grafische Darstellung der Variante mit Labyrinth-Wehr und Sohlengleite am Standort Bardowick (links) und Wasserstands-Abfluss-Beziehung beim Einsatz einer Sohlengleite im Durchstich mit B = 11 m und eines Labyrinth-Wehres mit L = 135,5 m (rechts)

9 Staustufe Wittorf

Für die Beurteilung der Hochwasserneutralität an der Staustufe Wittorf wurde der höchste in einem Zeitraum von 35 Jahren beobachtete Abfluss von $67,6 \text{ m}^3/\text{s}$ zugrunde gelegt. Das Hochwasser hat in etwa eine Jährlichkeit von $T_n = 10$. Dabei fällt auf, dass der entsprechende Oberwasserstand mit $4,75 \text{ m}+\text{NHN}$ unter dem Stauziel von $5,00 \text{ m}+\text{NHN}$ lag. Das heißt, in Wittorf können Abflüsse auch über dem 10-jährlichen Hochwasser unter Einhaltung des Stauziels abgeführt werden. Für die Betrachtung der Hochwasserneutralität wurde aufgrund fehlender Daten das Stauziel als höchster Wasserspiegel betrachtet, der mit den untersuchten festen Wehren nicht überschritten werden darf. Diese Betrachtung ist zwar sehr konservativ, liegt aber auf der sicheren Seite, da mit der Einhaltung der Hochwasserneutralität bei HQ_{10} auch die Hochwasserneutralität für größere Hochwasserabflüsse gewährleistet ist.

9.1 Variante mit Streichwehr und Sohlengleite

Die Variante sieht vor, dass die Schleuse zurückgebaut und am Beginn des Durchstichs ein 40 m langes Streichwehr-

wehr angeordnet wird. Der ehemalige Wehrraum wird zu einer Sohlengleite mit einer Breite von 22 m umgestaltet (Bild 8). Abflüsse bis $Q_{330} = 15,8 \text{ m}^3/\text{s}$ werden ausschließlich über die Sohlengleite abgeführt, bei größeren Abflüssen springt das Streichwehr an.

Durch die relativ große Breite kann die Oberkante der Sohlengleite auf $3,50 \text{ m}+\text{NHN}$ gelegt werden. Bei Q_{330} stellt sich oberhalb der Sohlengleite eine Wassertiefe von etwa $0,6 \text{ m}$ ein, sodass sich für das Streichwehr eine Oberkante von $4,10 \text{ m}+\text{NHN}$ ergibt (Bild 8, rechts). Aufgrund der geringeren Wehrhöhe ergeben sich ein deutlich früherer Rückstau einfluss und eine damit verbundene Abnahme der hydraulischen Leistungsfähigkeit.

Die Ausuferung der Ilmenau beginnt erst ab einem Wasserstand von $5,50 \text{ m}+\text{NHN}$, während der Wasserstand beim betrachteten Abfluss von $67,6 \text{ m}^3/\text{s}$ mit $4,75 \text{ m}+\text{NHN}$ deutlich darunter liegt. Aufgrund der fehlenden Daten sind Aussagen zu größeren Abflüssen, wie in Bardowick, nur schwer möglich. Extrapoliert man die Unterwasserstände bis zu einem Abfluss von $152,94 \text{ m}^3/\text{s}$, dann würde der Oberwasserstand etwa $0,50 \text{ m}$ über jetzigem Stauziel von $5,00 \text{ m}+\text{NHN}$ liegen, was gerade noch bordvollen Abfluss bedeutet.

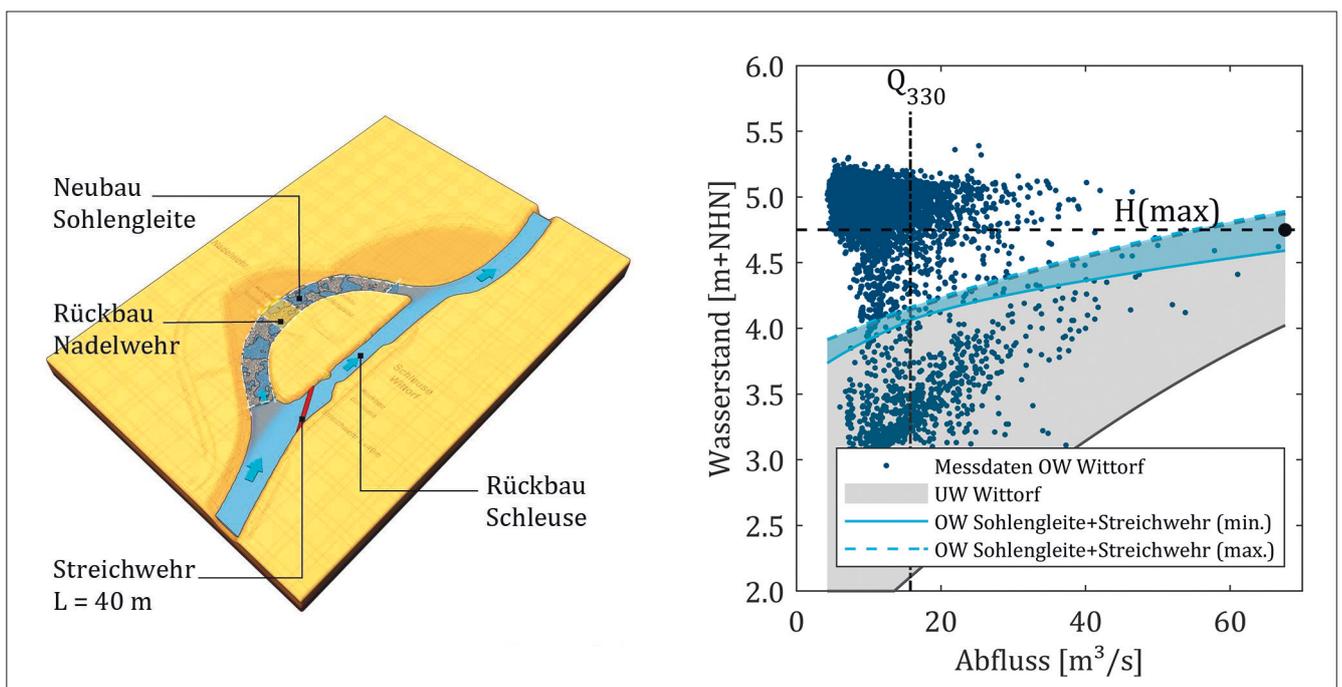


Bild 8: Grafische Darstellung der Variante mit Streichwehr und Sohlengleite am Standort Wittorf (links) und Wasserstands-Abfluss-Beziehung beim Einsatz einer Sohlengleite im ehemaligen Wehrraum mit $B = 22 \text{ m}$ und eines Streichwehres mit $L = 40 \text{ m}$ (rechts)

9.2 Variante mit Labyrinth-Wehr und Sohlengleite

Diese Variante sieht im ehemaligen oberen Vorhafen der Schleuse ein trapezförmiges Labyrinth-Wehr mit einer Überfalllänge von 95 m vor (Bild 9). Die Schleuse wird zurückgebaut und das Nadelwehr durch eine Sohlengleite ersetzt. Im Vergleich zur Variante mit Streichwehr und Sohlengleite liegt die Oberkante der Sohlengleite um 0,2 m höher. Dementsprechend kann die Oberkante des Labyrinth-Wehres auf 4,3 m+NHN gelegt werden, sodass sich im Vergleich bei kleinen Abflüssen höhere Wasserstände sowie insgesamt geringere Wasserstandsschwankungen ergeben. Bis zu einem Abfluss von 30 m³/s erfolgt der Abfluss rückstaufrei. Für größere Abflüsse wird die hydraulische Leistungsfähigkeit der Wehranlage, ähnlich wie bei der Variante mit Streichwehr und Sohlengleite, vom Rückstau beeinflusst. Extrapoliert man die Unterwasserkurve, liegt der Ausuferungsbeginn bei etwa 150 m³/s.

Im Gegensatz zur Staustufe Bardowick macht sich der Rückstau einfluss am Standort Wittorf deutlich später bemerkbar. Vor diesem Hintergrund erweisen sich an diesem Standort vor allem die Varianten mit Labyrinth-Wehr als vorteilhaft, da diese bei vollkommenem Überfall

eine deutlich größere Leistungsfähigkeit besitzen. Dies zeigt sich bereits beim Vergleich der beiden betrachteten Varianten. Aufgrund der höheren Leistungsfähigkeit des Labyrinth-Wehres kann die Oberkante um 20 cm höher gesetzt werden.

10 Staustufe Fahrenholz

Die Staustufe Fahrenholz ist eine einachsige Staustufe, bei der sich Nadelwehr und Schleuse im selben Flussarm befinden und baulich aneinandergrenzen. Ein weiteres Merkmal ist der Tideeinfluss der Elbe, der sich insbesondere am Unterwasserpegel, aber auch am Oberwasserpegel bemerkbar macht. Für die Analyse standen täglich je zwei Werte für das Tidehoch- und zwei Werte für das Tideniedrigwasser aus einer Zeitreihe von 25 Jahren zur Verfügung. Zur Ermittlung der oberen und der unteren Einhüllenden der Unterwasserstände wurden diese für das Tideniedrig- und Tidehochwasser getrennt gemittelt. Für den Oberwasserstand lagen Tagesmittelwerte vor. Infolge des Tideeinflusses sind die Wasserstände sowohl im Ober- als auch im Unterwasser breit gefächert. Daher ist der Bereich, den die Einhüllenden der Unterwasser-

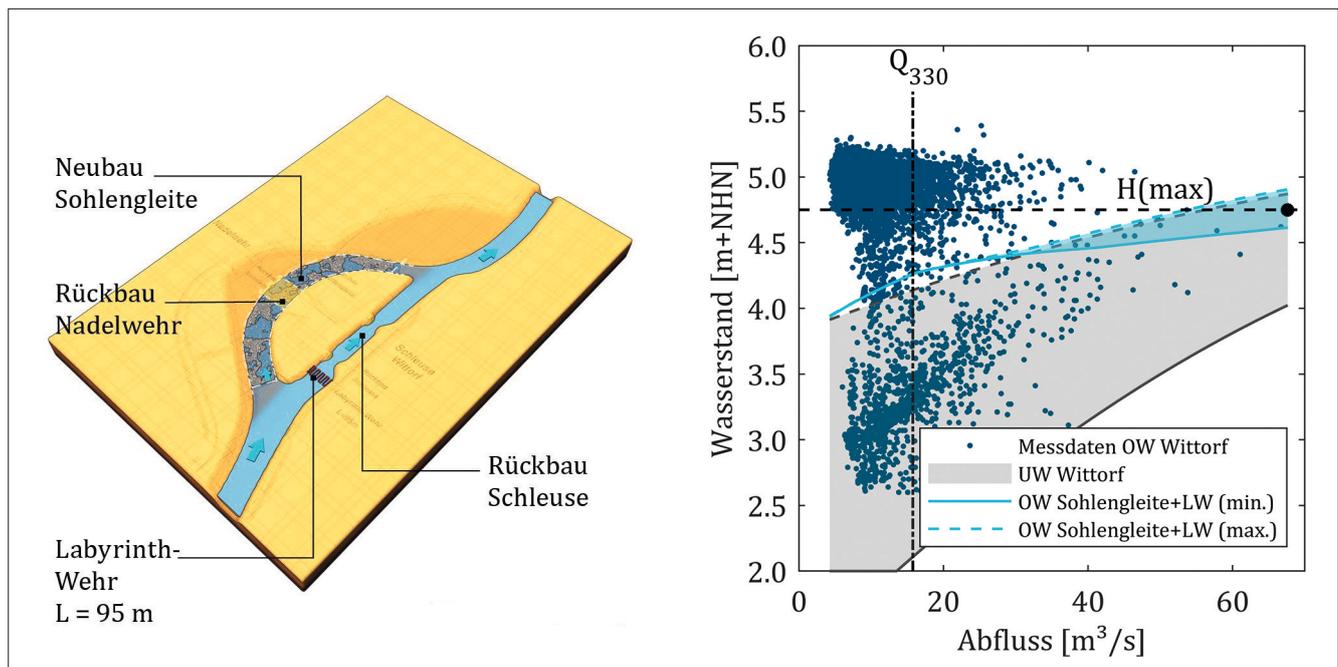


Bild 9: Grafische Darstellung der Variante mit Labyrinth-Wehr und Sohlengleite am Standort Wittorf (links) und Wasserstands-Abfluss-Beziehung beim Einsatz einer Sohlengleite im ehemaligen Wehrarm mit $B = 22$ m und eines Labyrinth-Wehres mit $L = 95$ m (rechts)

stände begrenzen, relativ groß und reicht bis zu 1,0 m über das bisherige Stauziel von 2,80 m+NHN.

Für die Betrachtung der Hochwasserneutralität wurde der bisher höchste gemessene Wasserstand $H(\max)$ von 3,95 m+NHN bei einem Abfluss von 72,7 m³/s als Referenzwert angenommen, der mit den zu untersuchenden festen Wehren nicht überschritten werden darf.

10.1 Variante mit Labyrinth-Wehr und Umgehungsgerinne

Die erste Variante sieht anstelle des Nadelwehres und der Schleuse ein trapezförmiges Labyrinth-Wehr mit einer Überfalllänge von 190 m vor. Am linken Flussufer, im Bereich der ehemaligen Schleuse, dient ein Umgehungsgerinne zur Wiederherstellung der ökologischen Durchgängigkeit (Bild 10, links). Durch den dominanten Tideinfluss könnte die Wehrkrone des Labyrinth-Wehres auch unter Beibehaltung der Hochwasserneutralität auf das bestehende Stauziel von 2,80 m+NHN gelegt werden. Aus Vorgesprächen mit Vertretern des Bundeslandes Niedersachsen wurde aber deutlich, dass aus Sicht der Landwirtschaft eine teilweise Staulegung von Vorteil wäre, da die landwirtschaftlich genutzten Flächen

nördlich des Ilmenaukanals (unterhalb von Wittorf) stark vernässt sind. Eine Wehrhöhe von 1,40 m und eine damit verbundene Absenkung des bisherigen mittleren Oberwasserstandes um etwa 1,40 m wären demnach akzeptabel.

Im untersuchten Abflussspektrum ergeben sich bei Tideniedrigwasser Oberwasserstände, die auch im derzeitigen Betrieb mit dem Nadelwehr auftreten. Im Vergleich zum Ist-Zustand wird im Winter ein Oberwasserstand von 1,40 m+NHN nicht unterschritten (Bild 10, rechts).

Aufgrund der fehlenden Daten in Fahrenholz sind genaue Aussagen für größere Abflüsse nicht möglich. Zudem liegt eine starke Überlagerung der Wasserstände in der Elbe vor. Eine gedankliche Extrapolation der Unterwasserstände würde bei einem Abfluss von 150 m³/s Oberwasserstände zwischen 3,0 m+NHN und 3,9 m+NHN erwarten lassen, sodass mit Ausuferungen (ab 3,20 m+NHN) zu rechnen ist. Zu beachten ist jedoch, dass dieses im Wesentlichen durch die hohen Elbwasserstände verursacht wird.

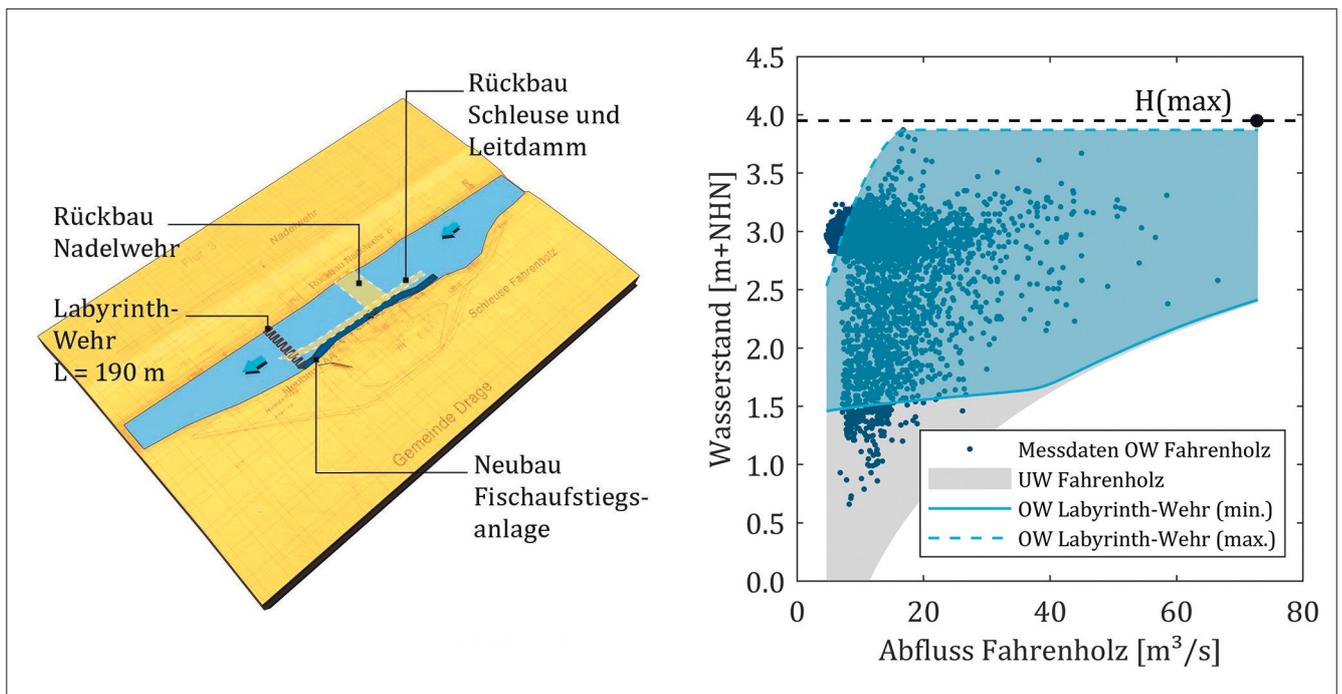


Bild 10: Grafische Darstellung der Variante am Standort Fahrenholz (links) und Wasserstands-Abfluss-Beziehung beim Einsatz eines trapezförmigen Labyrinth-Wehres mit $L = 190$ m

10.2 Variante mit Sohlengleite

Bei dieser Variante ist anstelle des Nadelwehres und der Schleuse eine Sohlengleite über die gesamte Gewässerbreite von 42 m vorgesehen (Bild 11, links). Die Höhe der Sohlengleite wird aus o. g. Gründen ebenfalls auf 1,40 m+NHN gelegt. Anders als beim Labyrinth-Wehr ergibt sich hier bei Tideniedrigwasser eine steilere Wehrekennlinie. Der Oberwasserstand liegt auch in diesem Fall ganzjährig über 1,40 m+NHN (Bild 11, rechts).

Unter hydraulischen Gesichtspunkten unterscheiden sich die beiden Varianten nur unwesentlich. Mit dem Ziel, das bisherige Stauziel möglichst wenig zu ändern, wäre das Labyrinth-Wehr von Vorteil, da hiermit bei der gegebenen lichten Weite die größte Überfalllänge erzielt werden kann. Da jedoch auf einen Teil des Staus verzichtet werden kann, könnte mit einer Sohlengleite die ökologische Durchgängigkeit am einfachsten wieder hergestellt werden.

11 Visualisierung

Zur Veranschaulichung wurde für den Standort Bardowick eine Visualisierung der Variante mit Labyrinth-Wehr angefertigt. Bild 12 zeigt das überströmte trapezförmige Labyrinth-Wehr im Bereich der bestehenden Wehranlage.

12 Schlussfolgerung und Empfehlung

Feste Wehre können eine wirtschaftliche Alternative zu beweglichen Wehren sein, insbesondere dort, wo die Anforderungen an Mindestwasserstände gesenkt werden können und eine gewisse Variabilität der Wasserstände in Kauf genommen werden kann. Anhand der Untersuchungen konnte gezeigt werden, dass bei geringen Abflüssen und freiem Überfall Labyrinth-Wehre am leistungsfähigsten sind. Je nach gewählter Wehrhöhe können jedoch Streichwehre bei großen Abflüssen und unvollkommenem Überfall ihren hydraulischen

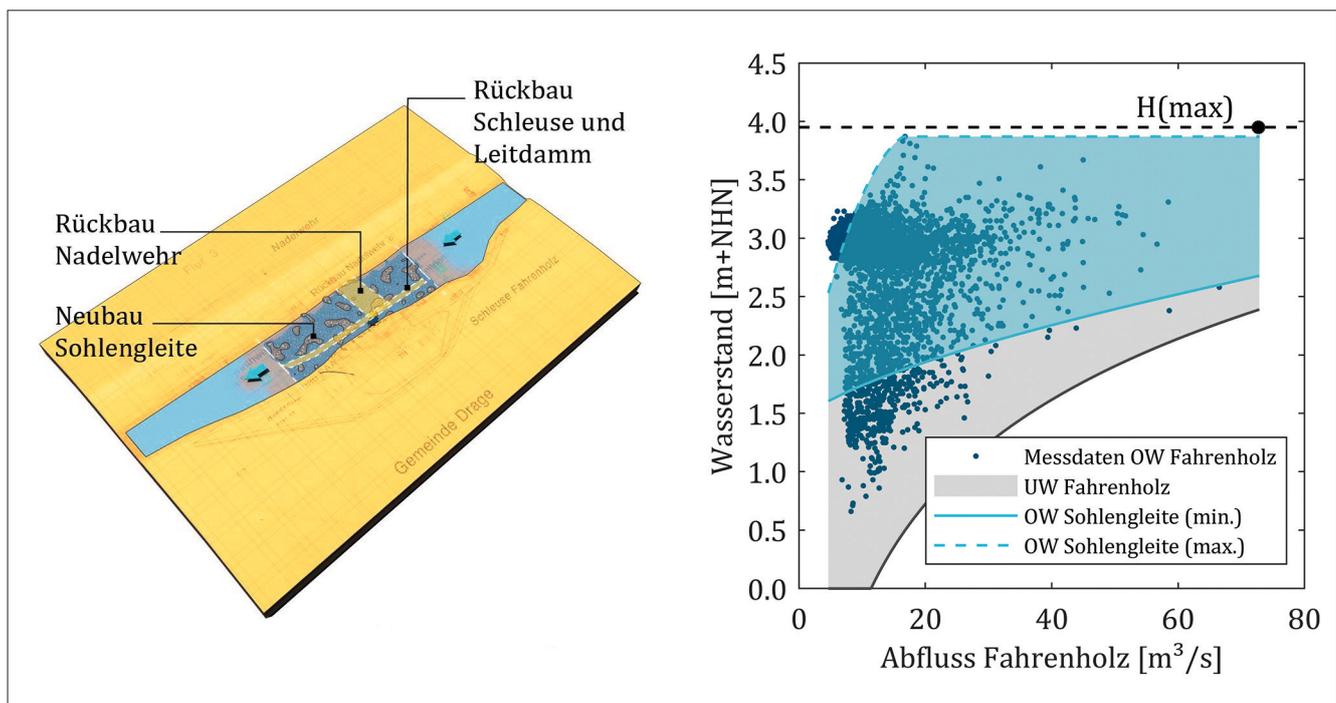


Bild 11: Grafische Darstellung der Variante am Standort Fahrenholz (links) und Wasserstands-Abfluss-Beziehung beim Einsatz einer Sohlengleite mit $B = 42 \text{ m}$



Bild 12: Visualisierung des Labyrinth-Wehres am Standort Bardowick: Ist-Zustand (oben), Planungszustand (unten)

Vorteil zeigen. Die Bewertungen der im Rahmen dieser Untersuchung betrachteten Varianten unterscheiden sich je nach hydraulischer und ökologischer Sichtweise. Aufgrund der Vorgaben und der unterschiedlichen Zielsetzungen ist das nicht weiter überraschend, da aus hydraulischer Sicht eine teilweise Erhaltung der Stauziele vorgegeben war und aus ökologischer Sicht die ökologische Durchgängigkeit idealerweise mit einer Staulegung und dem kompletten Rückbau der Querbauwerke erreicht werden könnte. In weiteren Abstimmungsprozessen muss nun auf Basis der vorliegenden Erkenntnisse die Variante ausgewählt werden, welche aus Sicht der ökologischen Durchgängigkeit und der hydraulischen Bewertung den bestmöglichen Kompromiss darstellt.

13 Literatur

Belzner, F. (2020): Labyrinth-Wehre. In: Bundesanstalt für Wasserbau (Hg.): BAWMitteilungen Nr. 105, Karlsruhe: BAW, S. 41-56.

DIN 4047-5, Landwirtschaftlicher Wasserbau; Begriffe; Ausbau und Unterhaltung von Gewässern, März 1989.

Gebhardt, M.; Pfrommer, J. (2020): Gestaltungskriterien und hydraulische Bemessungsgrundlagen für Streichwehre. In: Bundesanstalt für Wasserbau (Hg.): BAWMitteilungen Nr. 105, Karlsruhe: BAW, S. 99-112.

NLÖ, Niedersächsisches Landesamt für Ökologie (2003): Hochwasserbemessungswerte für die Fließgewässer in Niedersachsen. Abflüsse in Hydrologischen Landschaften über Regionalisierungsansätze. Oberirdische Gewässer 18/2003, April 2003.



Bundesministerium
für Verkehr und
digitale Infrastruktur

Bundesanstalt für Wasserbau (BAW)

Kußmaulstraße 17 · 76187 Karlsruhe

Tel. +49 (0) 721 9726-0

Fax +49 (0) 721 9726-4540

Wedeler Landstraße 157 · 22559 Hamburg

Tel. +49 (0) 40 81908-0

Fax +49 (0) 40 81908-373

www.baw.de