

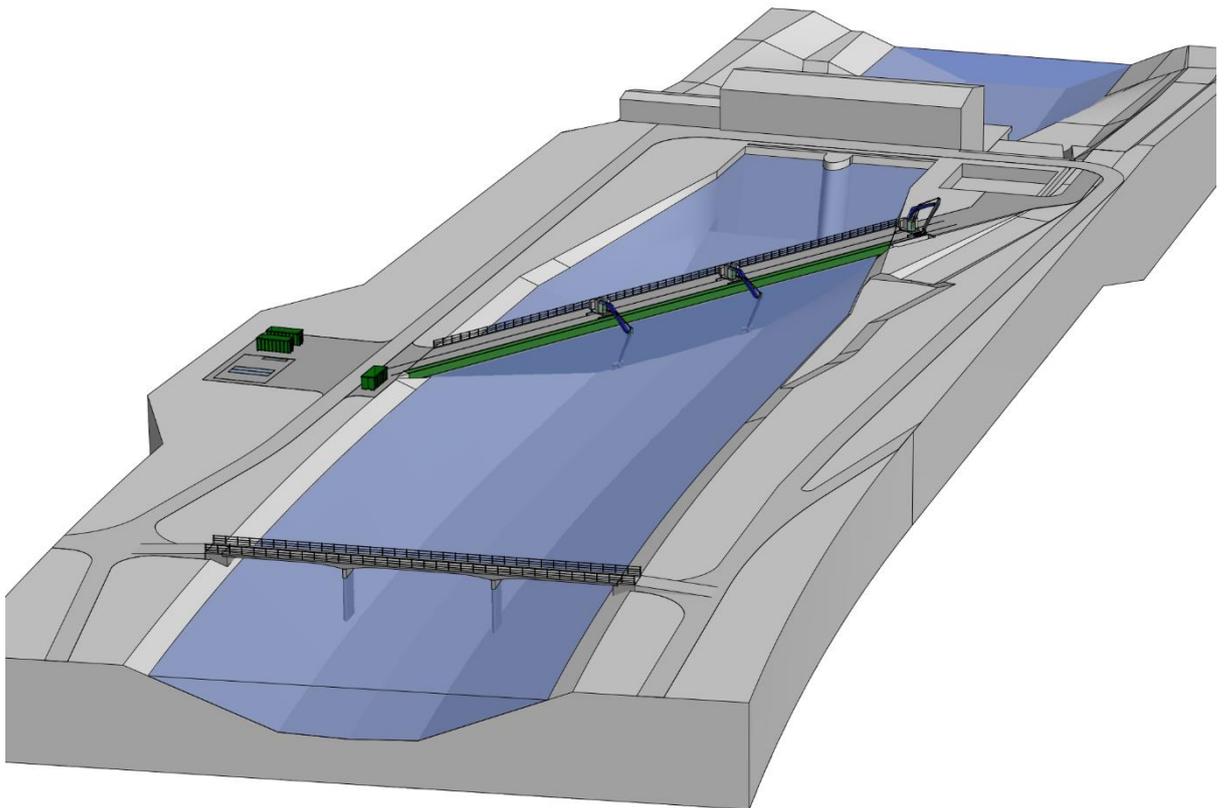
Bericht

KWWB Villnachern AG

Kraftwerk Wildegg-Brugg
Sanierung Geschiebehaushalt und Wiederherstellung
Fischwanderung

Teilprojekt F: Fischabstieg am Maschinenhaus

Technisches Vorprojekt eines Leitrechen-Bypass-Systems
mit einem *Bar Rack*



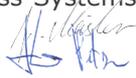
Meister Julian Axpo Umwelt
Augustin Peter Axpo Bau
Sigg Hansjürg Axpo Bau

27. März 2024

Ref.-Nr. H 17748

Axpo Power AG, Hydroenergie & Biomasse
Parkstrasse 23, 5401 Baden, Switzerland
T +41 56 200 31 11, www.axpo.com

Details zum Dokument

Titelbild	3D-Modell des geplanten Leitrechen-Bypass-Systems	
Dokumentart/ -klasse	Bericht	
Nummer	H 17748	
Auftraggeber	KWVB Villnachern AG Kraftwerk Wildegg-Brugg	
Anlage/Objekt	Sanierung Geschiebehauhalt und Wiederherstellung Fischwanderung	
Titel	Teilprojekt F: Fischabstieg am Maschinenhaus	
Betreff	Technisches Vorprojekt eines Leitrechen-Bypass-Systems mit einem Bar Rack Meister Julian Axpo Umwelt Augustin Peter Axpo Bau	
Erstellt	27.03.2024	Sigg Hansjürg Axpo Bau 
Geprüft	27.03.2024	Mendez Ricardo Axpo Umwelt Schmid Erich Axpo Bau  
Freigegeben	27.03.2024	Müller Philippe Axpo Bau 
Datei	KWVB 2024.03.27 H-17748 Technisches Vorprojekt TPF FAbH Hauptkraftwerk.docx	
Attribute	Bericht KWVB --- Ökologie Fischeauf-, -Abstieg	

Verteiler

Name	STKZ
Oliver Steiger	Leiter Kraftwerksgruppe Aare-Reuss-Rhein
Manuel Häfeli	Betriebsleiter Kraftwerk Wildegg-Brugg
Andreas Stettler	Geschäftsführer SWV/VAR
Maja Kevic	Kanton Aargau
Martin Huber Gysi	Bundesamt für Umwelt
Ablage Axpo	Axpo

Inhaltsverzeichnis

Inhaltsverzeichnis	3
Zusammenfassung	4
1. Einleitung und Veranlassung	5
2. Grundlagen und Randbedingungen	6
2.1 Anlagenbeschreibung	6
2.2 Verfügungen und Teilprojekte	7
2.3 Hydrologie	8
2.4 Ist-Situation Fischabstieg	8
2.5 Überlebenswahrscheinlichkeit Turbinenpassage	9
2.6 Fischbiologie und Leitfischart	13
2.7 Mögliche Sanierungsmassnahmen	13
2.8 Geometrische und hydraulische Anforderungen	14
2.9 Wirkungskontrolle	16
3. Technisches Vorprojekt des Leitreechen-Bypass-Systems	17
3.1 Vorgehen	17
3.2 Optimale Linienführung aus fischbiologischer Sicht	17
3.3 Ganglinie und Beurteilung der Anströmgeschwindigkeit	21
3.4 Untersuchte Stabformen	22
3.5 Einfluss auf die Turbinenanströmung	28
3.6 Lichter Stababstand	28
3.7 Leitwände	28
3.8 Bypass	29
3.9 Geschwemmsel	32
3.10 Rechenbrücke mit Rechenkonstruktion	51
3.11 Bauverfahren	52
3.12 Rechenreinigungsmaschinen	56
3.13 Plandarstellung des geplanten Leitreechen-Bypass-Systems	58
3.14 Bauprogramm	59
3.15 Betriebserfahrungen mit mechanischen Verhaltensbarrieren	59
4. Grobkostenschätzung	59
5. Zusammenfassende Empfehlung	62
6. Schlussfolgerungen und weiteres Vorgehen	62
Literaturverzeichnis	63
Abbildungsverzeichnis	65
Tabellenverzeichnis	68
Anhangsverzeichnis	69
Beilagenverzeichnis	69

Zusammenfassung

Das Kraftwerk Wildegg-Brugg (das KWWB) der KWWB Villnachern AG (die KWWB) ist nach den Bestimmungen des Gewässerschutzgesetzes (GSchG) und Bundesgesetzes über die Fischerei (BGF) hinsichtlich Fischwanderung (Art. 9 und 10 BGF) sanierungspflichtig. Die Sanierung der Fischwanderung wurde mittels Regierungsratsbeschluss des Kantons Aargau vom 29. April 2015 verfügt. Die KWWB hat die Axpo Power AG am 5. November 2018 mit der Projektierung und der Ausarbeitung eines technischen Vorprojekts beauftragt.

Das im vorliegenden Bericht beschriebene technische Vorprojekt ist Teil eines vom Verband Aare-Rheinwerke (VAR) initiierten Pilotprojekts zum Fischabstieg an grossen Wasserkraftanlagen. Die meisten Kraftwerke an der Aare und am Rhein haben eine Verfügung für die Sanierung des Fischabstiegs gemäss BGF erhalten, obwohl heute noch keine praktikable Lösung für Rechensysteme bei Kraftwerken mit einer Ausbaumassermenge grösser 100 m³/s vorliegt. Aus diesem Grund sah der VAR vor, an zwei repräsentativen Kraftwerken (Kraftwerk Bannwil der BKW Energie AG (BKW) und KWWB) je ein technisches Vorprojekt für den Einsatz der Variante „Abstieg mittels Bar Racks“ durchzuführen, welches Klarheit über die Machbarkeit und die zu erwartenden Kosten bringt. Die Resultate dieser Pilotstudien werden den restlichen 31 Kraftwerken des VAR zur Verfügung gestellt.

Beim KWWB müssen mehrere Massnahmen zur Sicherstellung des Fischeinfuhr- und -abstiegs umgesetzt werden, welche in unterschiedlichen Teilprojekten bearbeitet werden. Das vorliegende technische Vorprojekt beschäftigt sich mit der Planung des Fischabstiegs am Maschinenhaus des Hauptkraftwerks (Teilprojekt F).

Der Fischabstieg beim Maschinenhaus des KWWB soll mit einem Leitreechen-Bypass-System verbessert werden. Das vorliegende technische Vorprojekt hat ergeben, dass sich dafür ein als mechanische Verhaltensbarriere ausgestalteter Fischleitreechen mit gekrümmten bzw. abgewinkelten Stäben am besten eignet. Der Rechen soll mit einem lichten Stababstand von 50 mm und einem horizontalen Winkel von 31° zur Hauptströmungsrichtung über die gesamte Breite und Höhe des Oberwasserkanals angeordnet werden. Eine Analyse des Geschwemmselaufkommens hat ergeben, dass bei ausreichender Auslegung der Rechenreinigungsmaschinen kein dem Fischleitreechen vorgelagerter Grobrechen erforderlich ist. Der Fischabstieg wird über einen am stromabwärts liegenden Rechenende anschliessenden Bypass sichergestellt.

Für die Planung, den Bau und den Betrieb des Leitreechen-Bypass-Systems über 40 Jahre wird mit Gesamtkosten von CHF 72.3 exkl. MWST gerechnet. Die Kostengenauigkeit beträgt generell +/- 30%, wobei die Erlöseinbussen zusätzlich noch vom effektiven Strompreis und Wechselkurs CHF/EUR abhängig sind (Preisannahme 56 CHF/MWh).

1. Einleitung und Veranlassung

Das vom VAR im Jahr 2011 initiierte Forschungsprojekt «Gewährleistung eines schonenden Fischabstiegs an grösseren mitteleuropäischen Flusskraftwerken» konnte Anfang 2015 mit der Publikation der Dissertation einer möglichen Variante mittels «Leitrechen an Fischabstiegsanlagen – Hydraulik und fischbiologische Effizienz» (VAW-Mitteilung Nr. 230) und des zusammenfassenden Fachartikels «Massnahmen zur Gewährleistung eines schonenden Fischabstiegs» (Wasser Energie Luft, 107. Jahrgang, 2015, Heft 1, Seiten 17–28) abgeschlossen werden.

Das vom VAR gemeinsam mit den Bundesämtern BAFU und BFE sowie swisslectric research finanzierte Projekt hat interessante Resultate zu Leitrechen als mechanische Verhaltensbarrieren auf Stufe Labor hervorgebracht. Gleichzeitig sind aber viele neue Fragen aufgetaucht: einerseits zur technischen Umsetzbarkeit einer solchen Lösung bei grossen Flusskraftwerken und andererseits zum grossräumigen Wanderverhalten der Fische in unseren Gewässern. Eventuell gibt es noch weitere Fischabstiegsvarianten, die zielführender und kostengünstiger sind, wie z.B. das partielle Öffnen der Wehre, Drosselung der Turbinen oder eine Kombination davon. Die Grundlage für die Entwicklung von solchen Varianten bildet das Wissen zum Verhalten der Fische beim Abstieg.

Die meisten Kraftwerke an der Aare haben eine Verfügung für die Sanierung des Fischabstiegs gemäss BGF erhalten, obwohl heute noch keine ausreichende Lösung für Rechensysteme bei Kraftwerken mit einer Ausbauwassermenge grösser $100 \text{ m}^3/\text{s}$ vorliegt. Aus diesem Grund sah der VAR vor, an zwei repräsentativen Kraftwerken (Kraftwerk Bannwil der BKW Energie AG (BKW) und KWWB) je ein technisches Vorprojekt für den Einsatz der Variante „Abstieg mittels Bar Racks“ durchzuführen, welches Klarheit über die Machbarkeit und die zu erwartenden Kosten bringt. Die Resultate daraus werden den restlichen 31 Kraftwerken des VAR zur Verfügung gestellt.

Mit dem Regierungsratsbeschluss (RRB) vom 29. April 2015 wurde die KWWB gestützt auf Art. 10 des BGF verpflichtet, den Fischabstieg beim KWWB zu sanieren. Auch weitere Anlagenteile sind gemäss RRB zu sanieren. Weitere Informationen zur Gesamtanierung beim KWWB finden sich in Kapitel 2.2.

Im Dezember 2016 reichten die KWWB und die BKW je eine Pflichtenheftskizze für die technischen Vorprojekte und beim KWWB zusätzlich eine Pflichtenheftskizze für die Untersuchung des Wanderverhaltens der Fische im Flusssystem beim BAFU ein. Anschliessend wurden die Pflichtenheftskizzen in der Begleitgruppe aus kantonalen Fachbehörden, Umweltschutzorganisationen und Forschungsanstalten verteilt sowie an einer gemeinsamen Sitzung am 28. Februar 2017 vorgestellt und besprochen. Grundsätzlich unterstützten alle Mitglieder der Begleitgruppe das skizzierte Vorgehen.

Mit Schreiben vom 21. Dezember 2017 reichte Axpo für das KWWB je ein separates Pflichtenheft zum technischen Vorprojekt inkl. eines Syntheseberichts zu Alternativmassnahmen und zur verhaltensbiologischen Studie mittels akustischer Telemetrie inkl. Antrag für Entschädigung nach Art. 34 Energiegesetz (EnG) beim Departement Bau, Verkehr und Umwelt, Abteilung Landschaft und Gewässer des Kantons Aargau (BVUALG) ein. Mit Schreiben vom 14. Februar 2018 beurteilte das BVUALG die Pflichtenhefte der KWWB als zweckmässig für das Vorhaben und stellte den Antrag auf Gutheissung der Pflichtenhefte durch das BAFU. Schliesslich hat das BAFU am 31. Oktober 2018 eine Verfügung erlassen, welche auch die Kostenübernahme zusicherte.

Am 5. November 2018 beauftragte die KWWB die Axpo Power AG mit der Projektierung und der Ausarbeitung eines technischen Vorprojekts. Der Projektstand und die entsprechenden Zwischenresultate wurden der Begleitgruppe an den Sitzungen vom 14. November 2019, 3. März 2021, 6. April 2022 und 27. Juni 2023 vorgestellt.

Der vorliegende Bericht umfasst das technische Vorprojekt eines Leitrechen-Bypass-Systems mit einem *Bar Rack* beim KWWB. Nach Mitteilung des BAFU wurde die Planung für das technische Vorprojekt punktuell nicht mehr weiter detailliert, da die im vorliegenden Bericht dokumentierte Bearbeitungstiefe für die weiteren Entscheidungsschritte ausreichend ist.

2. Grundlagen und Randbedingungen

Dieses Kapitel beschreibt das KWWB und fasst die wichtigsten aktuell verfügbaren Grundlagen zur Situation und zur Sanierung der Fischwanderung und bestehender Fischwanderhilfen zusammen.

2.1 Anlagenbeschreibung

Das KWWB ist ein Ausleitkraftwerk mit einem 4.5 km langen Ausleitkanal und einer Restwasserstrecke (Abb. 2.1). Die Kraftwerksstufe beginnt an der unteren Konzessionsgrenze des Kraftwerks Rapperswil-Auenstein bei Wildegg und reicht über eine 9.36 km lange Flusstrecke bis zur Eisenbahnbrücke bei Umiken oberhalb von Brugg. Bei einem Aareabfluss von 430 m³/s steht beim Maschinenhaus ein Bruttogefälle von rund 13.8 m zur Verfügung. Beim Hauptkraftwerk sind zwei frontal angeströmte, vertikalachsige Kaplan-turbinen mit einer Ausbauwassermenge von je 210 m³/s installiert. Beide Turbinen haben 5 Laufradschaufeln, eine Drehzahl von 115.4 Umdrehungen pro Minute, einen minimalen Laufraddurchmesser (Nabendurchmesser) von 2.257 m und einen maximalen Laufraddurchmesser von 5.125 m.

In der Konzession vom 30. März 1948 wurde die Konzessionärin dazu verpflichtet, zwei Hilfsstauhaltungen in der Restwasserstrecke zu errichten, welche den damaligen Wasserspiegel im Bereich des Bads Schinznach konstant halten.

Die im RRB Nr. 2013-000222 vom 6. März 2013 festgelegte Restwassermenge beträgt in Abhängigkeit der Jahreszeit 19–23 m³/s. Die Ausbauwassermenge des Doltierkraftwerks beträgt 11.5 m³/s.

Aktuell verfügt das Kraftwerk über vier Fischaufstiegshilfen, verteilt über das Hauptkraftwerk und die Restwasserstrecke, in welcher jedes Wehr mit je einer Fischaufstiegshilfe ausgestattet ist. Fischabstiegshilfen sind aktuell keine vorhanden.

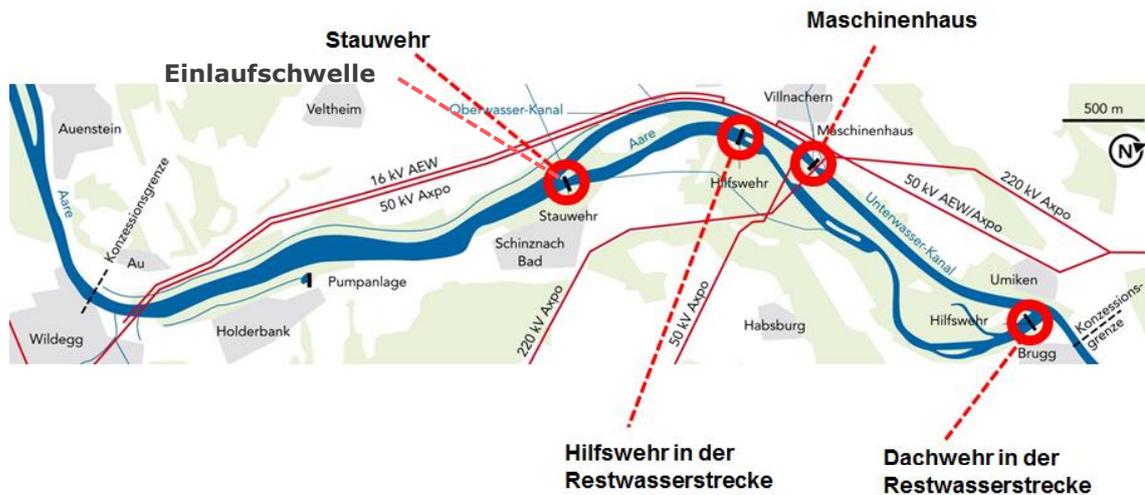


Abb. 2.1 Situation beim KWWB, Fließrichtung der Aare von links nach rechts (Quelle: Axpo).

Beim Kanaleinlauf wurde eine 5 m hohe Einlaufschwelle gebaut, damit das Geschiebe und das bodennah transportierte Geschwemmsel in Richtung des Stauwehrs transportiert wird (Abb. 2.2). Dadurch reduziert sich die Wassertiefe über der Einlaufschwelle auf 3 m.

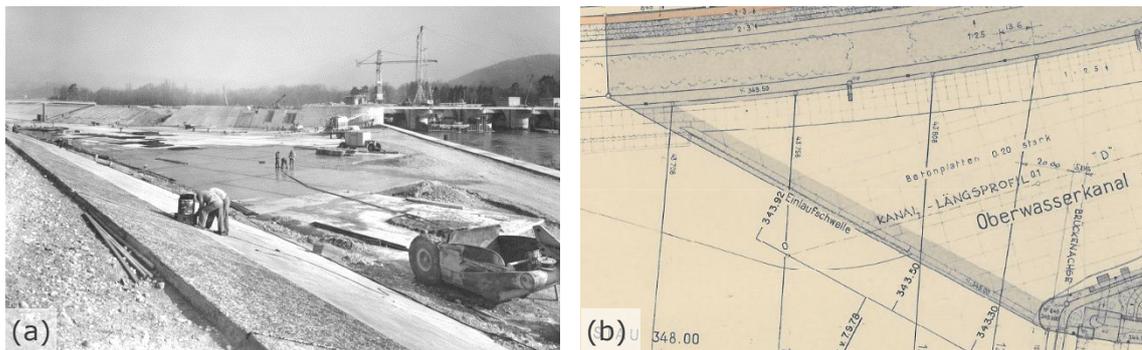


Abb. 2.2 Kanaleinlauf mit der 5 m hohen Einlaufschwelle (a) während der Bauzeit (Blick in Fließrichtung) und (b) im Grundriss (Fließrichtung von links nach rechts; Plananschnitt Nr. KWWB4153).

2.2 Verfügungen und Teilprojekte

Die strategische Planung des Kantons Aargau hat ergeben, dass keine der Fischaufstiegsanlagen des KWWB dem Stand der Technik entspricht. Zudem wurde festgestellt, dass weder beim Dotierkraftwerk noch beim Hauptkraftwerk eine Fischaufstiegsmöglichkeit ausserhalb der Zeit mit Wehrüberfall vorhanden ist, ohne dass die Fische die Turbinen passieren müssen [1]. Die Stababstände am Rechen des Maschinenhauses des Hauptkraftwerks betragen 15 cm, was die Fische nicht vor dem Eindringen in den Maschinenbereich schützt. Aufgrund der übergeordneten ökologischen Bedeutung der Aare für die diverse Fischfauna (über 30 Fischarten, einzelne vom Aussterben bedroht), wurden alle Anlagenteile, welche mit der Fischwanderung zu tun haben, im RRB Nr. 2015-000429 vom 29. April 2015 als sanierungsbedürftig eingestuft.

Zur Umsetzung des RRB wurden die folgenden Teilprojekte gebildet:

- Teilprojekt A: Zur Sicherstellung der freien Fischwanderung sowie der Sanierung des Geschiebetriebs in der Restwasserstrecke soll die Möglichkeit einer dauerhaften Entfernung der beiden Hilfsstauhaltungen untersucht werden, anschliessend wird über die definitive Entfernung der beiden Hilfsstauhaltungen resp. über alternative Massnahmen entschieden.
- Teilprojekt B: Untersuchung und Sanierung des Tosbeckens des Hauptwehrs hinsichtlich Fischabstieg
- Teilprojekt C: Planung und Realisierung Fischaufstieg beim Maschinenhaus
- Teilprojekt D: Planung und Realisierung von Fischschutzmassnahmen beim Dotierkraftwerk
- Teilprojekt E: Planung und Realisierung Fischaufstieg am Hauptwehr
- Teilprojekt F: Planung von Fischabstiegsmassnahmen am Maschinenhaus

Das im vorliegenden Bericht beschriebene technische Vorprojekt umfasst ausschliesslich das Teilprojekt F: Planung von Fischabstiegsmassnahmen am Maschinenhaus.

2.3 Hydrologie

Für die Auslegung der Fischabstiegsanlage ist die Dauerkurve der Aare beim KWWB massgebend. In Abb. 2.3 wurde vereinfachend von einer mittleren ganzjährigen Restwasserdotations von $21 \text{ m}^3/\text{s}$ ausgegangen (Kapitel 2.1), wovon $11.5 \text{ m}^3/\text{s}$ über das Dotierkraftwerk abgegeben werden. Das restliche Wasser fliesst über den Oberwasserkanal in Richtung Hauptkraftwerk, wo es bis zu einer Ausbauwassermenge von $Q_A = 420 \text{ m}^3/\text{s}$ turbinert wird. Der Ausbaudurchfluss wird an rund 70 Tagen im Jahr überschritten und die Abflussdifferenz über das Dotierkraftwerk und das Hauptwehr und abgegeben.

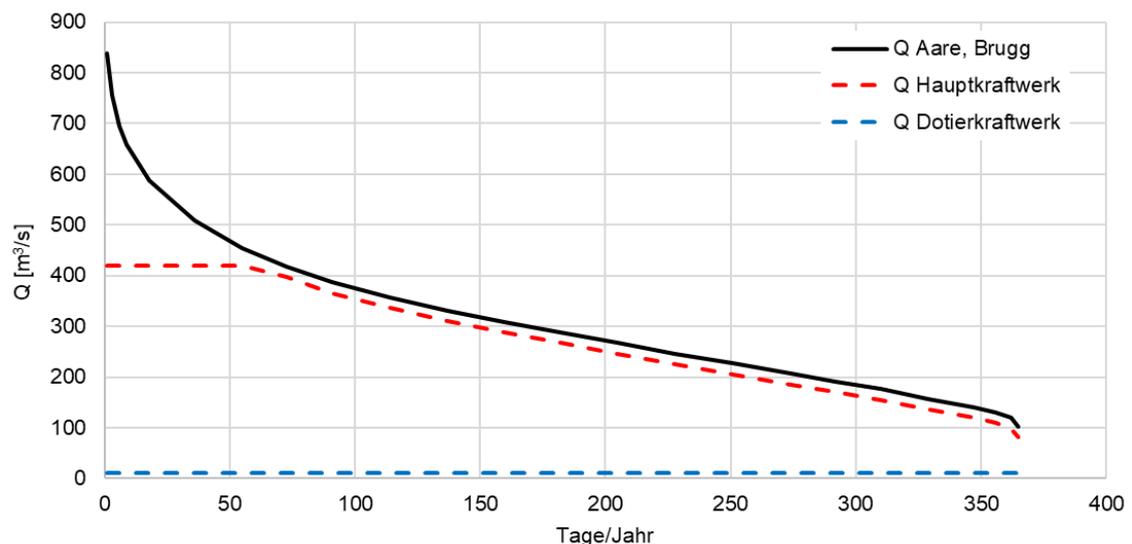


Abb. 2.3 Abflussdauerkurve der Aare bei Brugg (1935–2018), des Dotierkraftwerks Wildegg-Brugg und des Hauptkraftwerks Wildegg-Brugg (Datengrundlage: BAFU Messstation Brugg 1935–2018).

2.4 Ist-Situation Fischabstieg

Prinzipiell können Fische beim KWWB über das Wehr, die Turbinen des Hauptkraftwerks, die Turbinen des Dotierkraftwerks oder über die Fischaufstiegshilfen beim Hauptkraftwerk und Dotierkraftwerk abwandern. Absteigende resp.

flussabwärtswandernde Fische lassen sich grundsätzlich von der Strömung lenken. Wird dabei angenommen, dass die Fische grundsätzlich der „grössten“ Strömung folgen, kann anhand der Aufteilung der Abflüsse auf die Abstiegskorridore eine Aussage zur Wahrscheinlichkeit der Nutzung eines Abstiegskorridors gemacht werden. Die beiden Fischaufstiegshilfen wurden aufgrund des geringen Durchflusses vernachlässigt. Dass eine solche Aufteilung in der Natur tatsächlich so eintritt, ist sehr unwahrscheinlich und wissenschaftlich nicht belegt. Weil aber zur Verhaltensbiologie der Fische sehr wenig bekannt ist, bleibt diese Annäherung die einzige Variante zur Beurteilung der verschiedenen Abstiegswege. Zusätzliche Erkenntnisse über die Nutzung der verschiedenen Korridore werden jedoch aus der laufenden Telemetrieuntersuchung des aktuellen Pilotprojekts erwartet.

Abb. 2.4 zeigt die Dauerkurven der berechneten Wahrscheinlichkeit, dass Fische über das Hauptkraftwerk, das Wehr oder das Dotierkraftwerk absteigen unter Berücksichtigung der beschriebenen Annahmen. Daraus wird ersichtlich, dass das Dotierkraftwerk nur eine untergeordnete Rolle für den Fischabstieg spielt. Bei sehr grossen Abflüssen ist ein Abstieg über das Wehr und das Hauptkraftwerk in etwa gleich wahrscheinlich. Das Wehr spielt unter den getroffenen Annahmen jedoch nur an relativ wenigen Tagen im Jahr eine entscheidende Rolle. Über das gesamte Jahr gesehen und auf Grundlage der Hydrologie, ist das Hauptkraftwerk der mit Abstand wichtigste Korridor für den Fischabstieg. Dem im vorliegenden Bericht bearbeiteten Fischabstieg beim Maschinenhaus kommt daher eine besonders grosse Bedeutung zu, was auch bei den erhöhten Restwassermengen, siehe Kapitel 2.1, so bleiben wird.

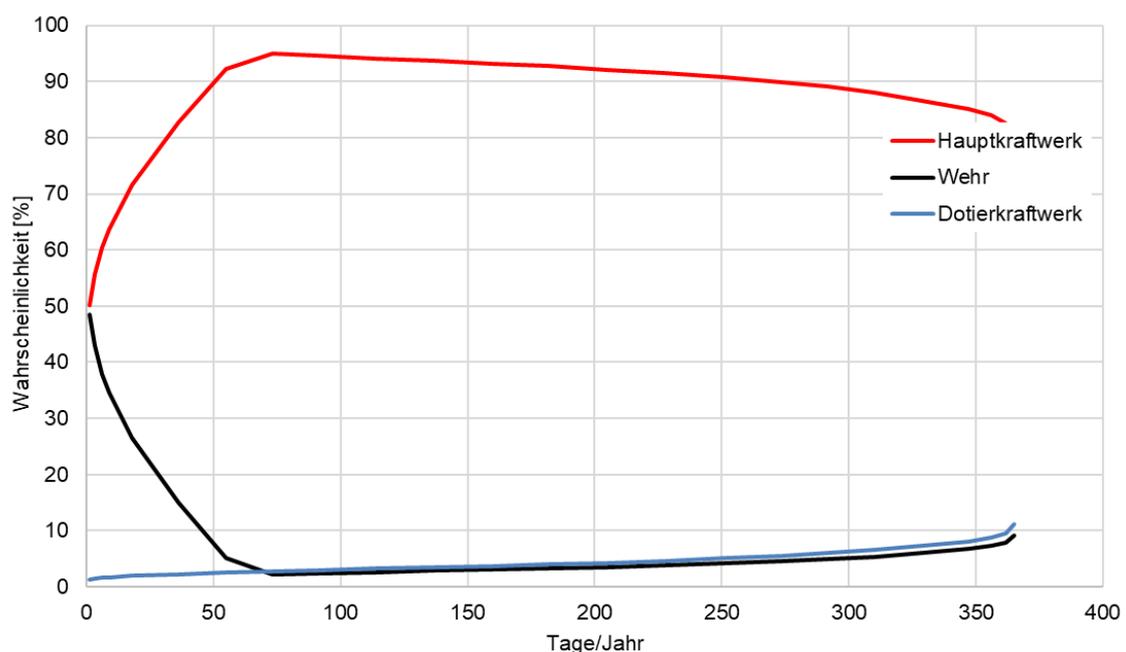


Abb. 2.4 Wahrscheinlichkeit der Nutzung der bestehenden Abstiegskorridore unter der Annahme, dass die Fische der "grössten" Strömung folgen (Datengrundlage: BAFU Messstation Brugg 1935–2018).

2.5 Überlebenswahrscheinlichkeit Turbinenpassage

Zur Bewertung der Ist-Situation des Fischabstiegs wurden die Überlebenswahrscheinlichkeiten bei der Turbinenpassage mit mehreren etablierten physikalischen und empirischen Modellen abgeschätzt. Die entsprechenden Anlagenkenndaten

wurden in Kapitel 2.1 aufgeführt. Die verwendeten Gleichungen können Ebel [2] oder der entsprechenden Originalliteratur entnommen werden.

In den nachfolgenden Abbildungen wird die prozentuale Überlebensrate als Funktion der totalen Fischlänge TL für verschiedene Modelle angegeben. In Abb. 2.5 sind artunspezifische Modelle, d.h. Modelle welche nicht für eine einzige Fischart oder Gilde entwickelt wurden und somit für ein breites Artenspektrum angewandt werden können, zusammengefasst. In Abb. 2.6 werden salmonidenspezifische und in Abb. 2.7 aalspezifische Modelle miteinander verglichen werden. Der Einfluss des Teillastbetriebs wurde anhand des in Abb. 2.8 dargestellten Modells von Turnpenney et al. (2000) untersucht.

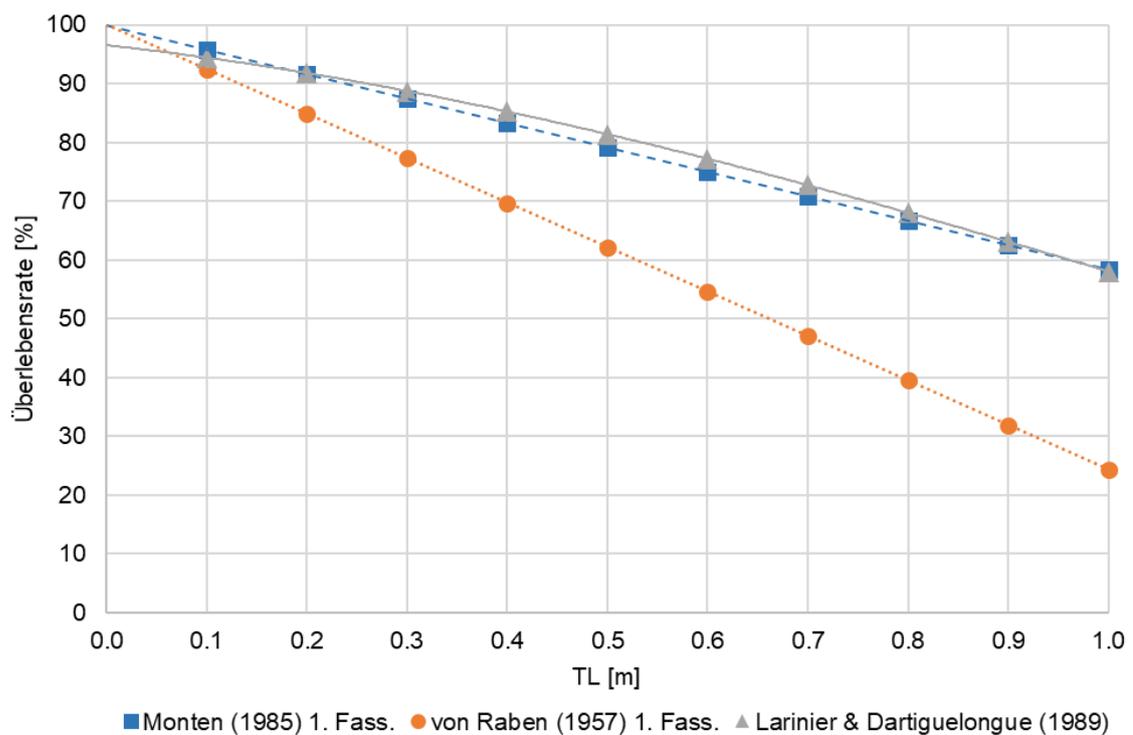


Abb. 2.5 Mit artunspezifischen Modellen berechnete Überlebensraten bei der Turbinenpassage des KWVB (TL: totale Fischlänge).

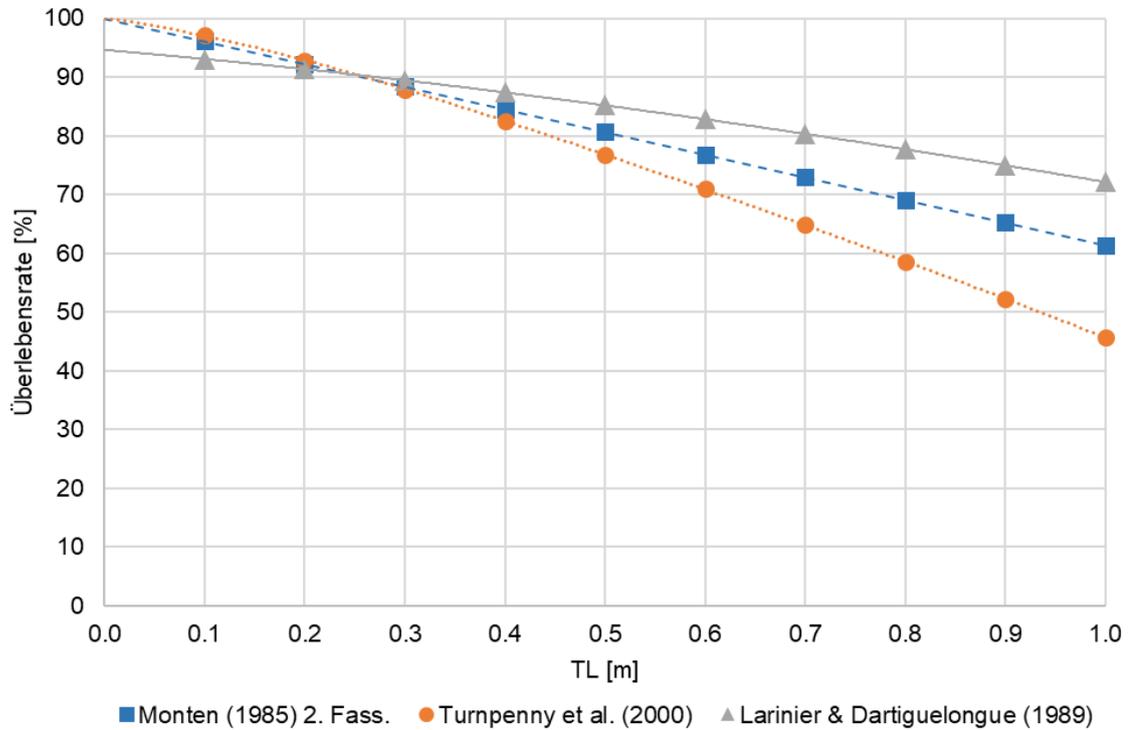


Abb. 2.6 Mit salmonidenspezifischen Modellen berechnete Überlebensraten bei der Turbinenpassage des KWVB (TL: totale Fischlänge).

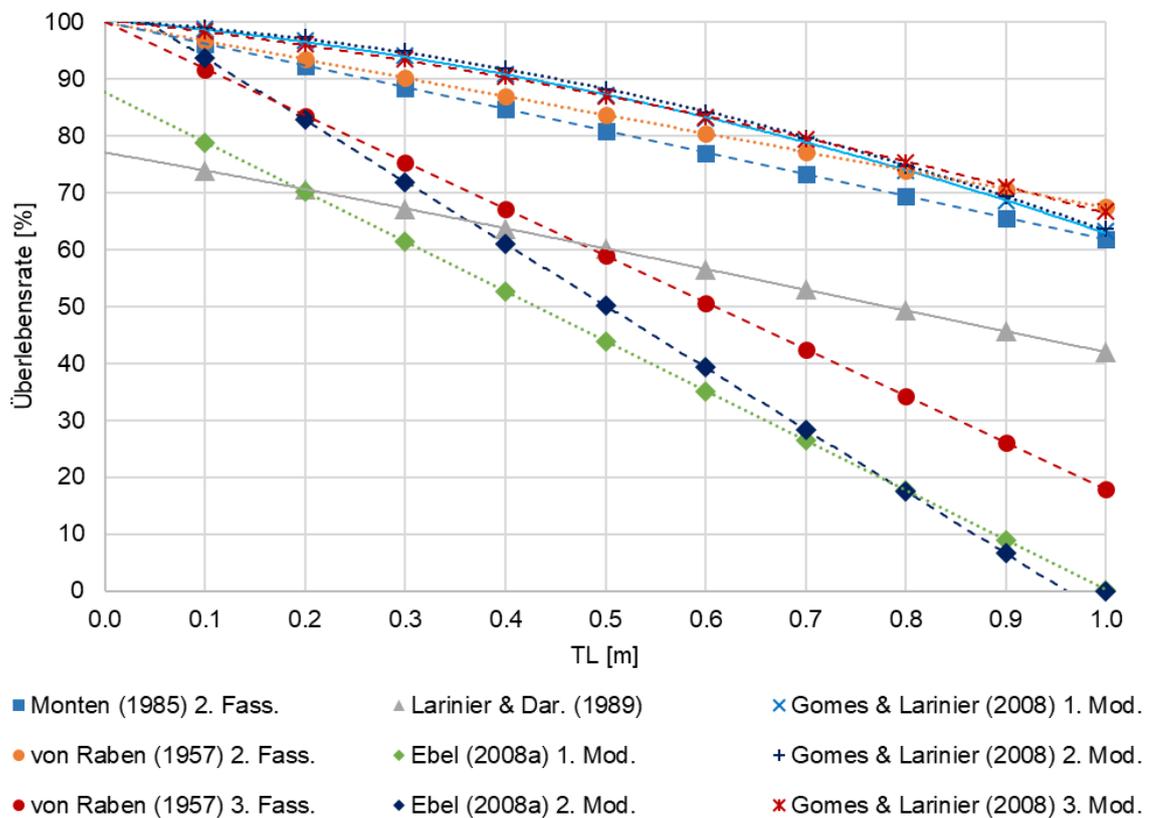


Abb. 2.7 Mit aalspezifischen Modellen berechnete Überlebensraten bei der Turbinenpassage des KWVB (TL: totale Fischlänge).

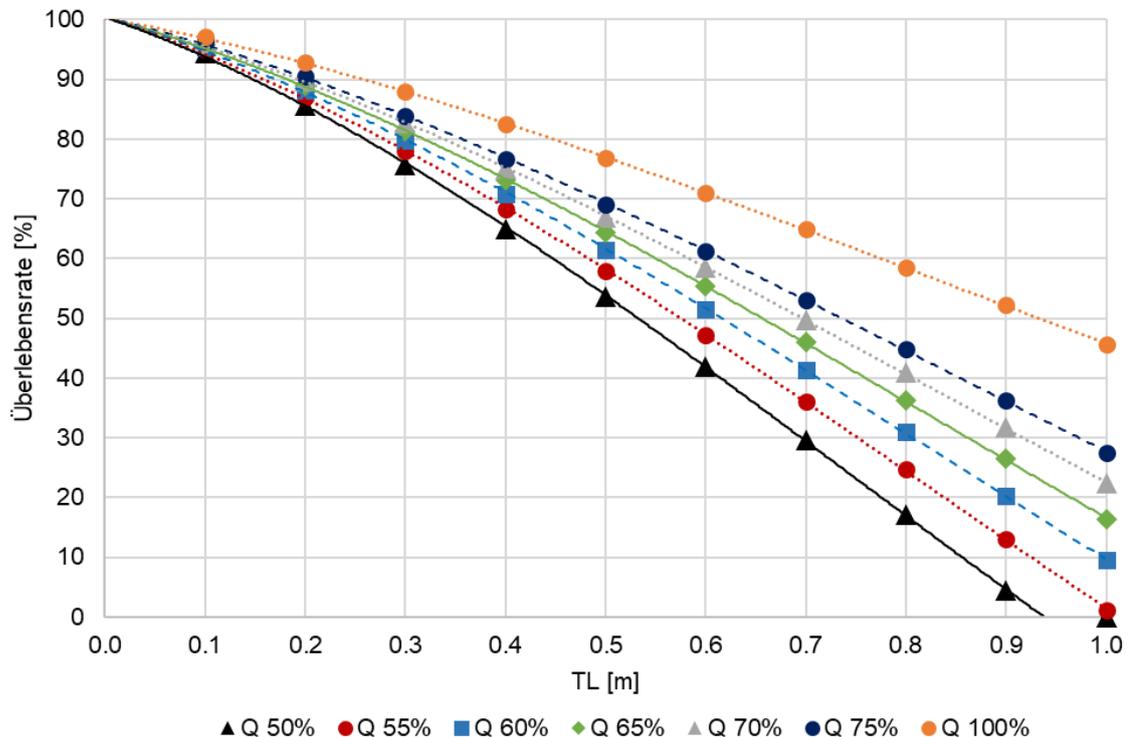


Abb. 2.8 Mit dem salmonidenspezifischen Modell von Turnpenny et al. (2000) für den Teillastbetrieb berechnete Überlebensraten bei der Turbinenpassage des KWVB (TL: totale Fischlänge).

Aus Abb. 2.5 wird ersichtlich, dass für Kleinfische mit einer Totallänge von $TL = 0.10$ m artunspezifisch und unabhängig vom gewählten Modell von einer hohen Überlebensrate von $>90\%$ ausgegangen werden kann. Die Überlebensrate nimmt dann näherungsweise linear mit zunehmender Totallänge ab, wobei die Überlebensraten für grosse Fische gemäss von Raben (1957) deutlich geringer sind als gemäss Montén (1985) und Larinier & Dartiguelongue (1989).

Gemäss Abb. 2.6 nimmt auch bei allen salmonidenspezifischen Modellen die Überlebensrate mit zunehmender Totallänge ab. Tendenziell führen die salmonidenspezifischen Modelle zu etwas höheren Überlebensraten als mit den artunspezifischen Modellen, was vor allem an der Robustheit der Salmoniden liegt.

Aus Abb. 2.7 wird ersichtlich, dass die unterschiedlichen aalspezifischen Modelle zu sehr unterschiedlichen Überlebensraten führen. Diese grosse Streuung verdeutlicht, dass die Unsicherheiten bei der Abschätzung der Überlebensraten von Aalen besonders gross sind. Für einen Blankaal mit einer Totallänge von $TL = 0.60$ m beträgt die berechnete Überlebensrate je nach Modell zwischen 35% und 85% .

Im Teillastbetrieb bleibt die Drehzahl unverändert, der Öffnungswinkel der Laufradschaufeln wird jedoch reduziert was zumindest theoretisch zu geringeren Überlebensraten führt. Als Beispiel dafür zeigt Abb. 2.8, dass sich die Überlebensrate von Salmoniden mit $TL = 0.60$ m von 70% auf 40% reduziert, wenn die Turbine von Vollast ($Q = 100\%$) auf Halblast (Hälfte des Ausbaudurchflusses, $Q = 50\%$) reduziert wird.

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass die Turbinen des KWVB aufgrund der geringen Drehzahl und der grossen Abmessung trotz 5 Laufradschaufeln

verhältnismässig schädigungsarm sind. Gerade für Kleinfische ist die Überlebenswahrscheinlichkeit bei der Turbinenpassage hoch bis sehr hoch (>90%). Um eine möglichst hohe Überlebenswahrscheinlichkeit zu erreichen, sollte der Teillastbetrieb auf ein Minimum reduziert werden.

2.6 Fischbiologie und Leitfischart

Eine eindeutige Einteilung in eine Fischregion ist in der Aare aufgrund des heutigen Wasserhaushalts kaum möglich, da diese teilweise dem Hyporhithral (Äschenregion), Epipotamal (Barbenregion) und Metapotamal (Brachsmenregion) zugeordnet werden kann [1]. Basierend auf historischen Angaben umfasst das potenzielle Artenspektrum in der Aare 28 Fischarten und zwei Rundmaularten [1]. Dabei handelt es sich vorwiegend um rheophile bis rheophil/indifferente Arten, aber auch viele indifferente Arten (Hecht, Laube, Rotaue, Egli) und einige limnophile Arten (Karpfen, Brachsmen, Rotfeder, Schleie) [1].

Da es sich bei der Aare um ein Gewässer mit potenziellem Lachsvorkommen handelt, muss nebst der heute vorkommenden Fischfauna auch die Durchgängigkeit für Lachse (Grosssalmoniden) gewährleistet werden (vgl. Interkantonale Aareplanung FAH Grundsätze [3]). Aus diesem Grund gehören die Grosssalmoniden im Fall des KWVB zu den Leitfischarten.

Im Prinzip wäre auch der Aal als Vertreter einer diadromen Fischart zwingend auf schadhlose Abstiegskorridore bei Wasserkraftanlagen angewiesen. In der Aare ist die heute vorkommende Population aber bescheiden, da sie von den aufwandernden Aalen aus dem Meer abhängig ist und der Aal im Einzugsgebiet der Aare nicht mehr besetzt wird. Gemäss Interkantonaler Aareplanung zur Sanierung Fischgängigkeit bei Aarekraftwerken wird deshalb im Moment explizit auf artspezifische Forderungen für den Aalabstieg verzichtet [3].

Der Fischabstieg ist jedoch auch für potamodrome Fischarten wichtig. Es ist beispielsweise bekannt, dass Barben lange Wanderungen über mehrere Kraftwerksstufen zurücklegen. Es sind aber auch andere Fischarten der Cypriniden wie z.B. die Rotaugen, welche bekannterweise im Herbst in sehr grossen Zahlen absteigen [4] [5], zu berücksichtigen.

Zusammengefasst gehören der Lachs, die Äsche und die Barbe zu den Leitfischarten, wobei auch alle anderen Fischarten bei der Planung der Fischwanderhilfen berücksichtigt werden müssen. In der parallel laufenden Studie mittels akustischer Telemetrie wurden Barbe und Alet als Zielfischarten definiert.

2.7 Mögliche Sanierungsmassnahmen

Für den Fischschutz und Fischabstieg an Wasserkraftanlagen wird prinzipiell zwischen Massnahmen unterschieden, bei welchen die Fische abgeschirmt und umgeleitet werden und Massnahmen, bei welchen Fische möglichst schonend durch das Kraftwerk geleitet werden [6][7]. Erstere umfasst physische Barrieren, mechanische Verhaltensbarrieren, sensorische Barrieren und Sammelsysteme.

Physische Barrieren können aufgrund des geringen Stababstands zu grossen betrieblichen Herausforderungen führen, weshalb sie bisher nur bei Wasserkraftanlagen mit Ausbaudurchflüssen $Q_A < 120 \text{ m}^3/\text{s}$ umgesetzt wurden [7]. Obwohl in den vergangenen Jahrzehnten eine Vielzahl von sensorischen Verhaltensbarrieren und Sammelsystemen getestet wurde, konnte bisher für keines dieser Systeme eine

zufriedenstellende Schutz- und Leitwirkung für ein breites Fischartenspektrum nachgewiesen werden.

Mechanische Verhaltensbarrieren sind typischerweise Rechen mit grösseren Stababständen, welche den meisten Fischen keinen physischen Schutz bieten. Die Stäbe werden aber so angeordnet, dass hydraulische Signaturen, wie Turbulenzen und Strömungsumlenkungen, Fische an der Rechenpassage hindern. Der grössere lichte Stababstand reduziert die betrieblichen Herausforderungen, weshalb mechanische Verhaltensbarrieren auch bei grösseren Wasserkraftanlagen eingesetzt werden können. Ein Beispiel dafür ist der *Holyoke Canal* des *Connecticut Rivers* in Nordamerika, in welchem ein 6.5 m hoher, 160 m langer Louver-Leitrechen mit einem lichten Stababstand von 50 mm über die gesamte Kanalbreite von 43 m installiert ist [6]. Der Ausbaudurchfluss des anschliessenden Kraftwerks beträgt 238 m³/s [8] und ist somit zwar deutlich geringer als beim KWWB, aber grösser als bei Kraftwerken mit physischen Barrieren.

Zu den Massnahmen, bei welchen Fische möglichst schonend durch das Kraftwerk geleitet werden, gehören schädigungsarme Turbinen und fischschonendes Anlagenmanagement wie z.B. der modifizierte Wehrbetrieb. Mit diesen Massnahmen kann unter Umständen mit verhältnismässig geringen Investitionskosten die Überlebenswahrscheinlichkeit von flussabwärts wandernden Fischen deutlich erhöht werden. Ein Nachteil der betrieblichen Massnahmen ist, dass diese häufig zu hohen Produktionseinbussen führen.

Aufgrund der oben aufgeführten Argumente, welche in der Fachliteratur ausführlicher beschrieben sind (z.B. [6], [7] und [9]), soll beim KWWB eine mechanische Verhaltensbarriere zum Einsatz kommen. Das Nutzen-Kosten-Verhältnis kann dann mit anderen Massnahmen wie schädigungsarme Turbinen und fischschonendem Anlagenmanagement verglichen werden.

2.8 Geometrische und hydraulische Anforderungen

Fische folgen während des gerichteten Fischabstiegs grundsätzlich der (Haupt-)Strömung, gelangen deshalb oft zum Maschinenhaus und passieren dort die Turbinen (vgl. Kapitel 2.4). Deshalb ist die Position des Einstiegs der Fischabstiegshilfe (FABH) mittels zusätzlichen Leitvorrichtungen nahe am Entnahmebauwerk vorzusehen. Für die Auslegung des Abstiegs ist ein sanfter Übergang von strömenden auf schiessenden Abfluss vorzusehen. Der Fisch sollte ab einem definierten Punkt nicht mehr gegen die Strömung anschwimmen können und gezwungenermassen in den Bypass resp. ins Unterwasser transportiert werden. Um grosse Scherkräfte beim Eintritt ins Unterwasser zu vermeiden, soll der Ausstieg der Fische ins Unterwasser über Freispiegel- und nicht über Druckabfluss stattfinden. Um Verletzungen absteigender Fische vorzubeugen, sollen die in [2], [10] und [11] definierten Richtwerte für die Dimensionierung von FABH eingehalten werden. Tab. 2.1 gibt eine Übersicht der wichtigsten Anforderungen für die Dimensionierung einer FABH.

	Kenngrösse	Anforderung
Rechen	Lichter Stababstand des Rechens	$\leq 15\text{--}20\text{ mm}$
	Normale Geschwindigkeitskomponente	\leq Dauerschwimmgeschwindigkeit
	Verhältnis Parallelkomponente/Normalkomponente	> 1
	Eintrittsgeschwindigkeit (absolut)	$0.30\text{--}1.50\text{ m/s}$
	Eintrittsgeschwindigkeit/Anströmgeschwindigkeit	$1.0\text{--}2.0$
	Fliessgeschwindigkeiten unterhalb kritischen Profils	\geq Sprintgeschwindigkeit
	Aufprallgeschwindigkeit Unterwasser	$\leq 7\text{--}8\text{ m/s}$
Bypass	Absturzhöhe	$\leq 2.5\text{ m}$
	Min. Fliesstiefe im Eintrittsprofil	$0.60\text{--}0.90\text{ m}$
	Breite Eintrittsprofil	$0.40\text{--}0.60\text{ m}$
	Krümmungsradien bei hohen Fliessgeschwindigkeiten	$\geq 3\text{ m}$ oder ≥ 5 Rohrdurchmesser
	Wassertiefe Plunge Pool	$\geq 0.90\text{--}1.30\text{ m}$ (Abh. Artenspektr.) $\geq 25\%$ der Fallhöhe
	Spezifische Leistungsdichte in Beckenstrukturen	$p \leq 500\text{ W/m}^3$
	Neigungswinkel der Rampe zur Horizontalen	$10\text{--}30^\circ$
Betriebswassermenge mit horizontaler Schrägstellung	$2\text{--}5\%$ der max. turbinieren Menge	
Betriebswassermenge ohne horizontaler Schrägstellung	$2\text{--}10\%$ der max. turbinieren Menge	

Tab. 2.1 Anforderungen für die Dimensionierung einer FABH gemäss [2], [7], [10] und [11].

Der in gängigen Richtlinien vorgegebene lichte Stababstand bezieht sich meist auf physische Barrieren, welche bisher an kleinen bis mittelgrossen Wasserkraftanlagen mit Ausbauwassermenge unter $120\text{ m}^3/\text{s}$ umgesetzt wurden. Weil es sich beim geplanten Fischleitrechens beim KWWB um eine mechanische Verhaltensbarriere handelt (Details in Kapitel 2.7), wird das Kriterium des lichten Stababstands in Tab. 2.1 nicht eingehalten. Stattdessen wurde der lichte Stababstand in Kapitel 3.6 basierend auf Praxiserfahrungen in den USA und Laborversuchen an der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich (VAW) auf 50 mm festgelegt.

Gemäss Ebel [2] soll die Geschwindigkeitskomponente normal zur Rechenebene die Dauerschwimmgeschwindigkeit der Zielfische (Schwimmdauer $\geq 200\text{ min}$) nicht überschreiten. Dieses Kriterium bezieht sich auf physische Barrieren, wodurch verhindert werden soll, dass Fische an den Rechen gedrückt werden. Die Dauerschwimmgeschwindigkeit kann mit den von Ebel [2] veröffentlichten Gleichungen für verschiedene Fischarten abgeschätzt werden. Unter der Annahme einer Wassertemperatur von $10\text{ }^\circ\text{C}$, welche in der Aare typischerweise zwischen April und November erreicht oder überschritten wird, ergibt sich eine Dauerschwimmgeschwindigkeit von 0.50 m/s für rheophile Fischarten mit einer Totallänge von 11 cm und für limnophile Fischarten mit einer Totallänge von 15 cm . Die grössten Abflüsse treten in der Aare vor allem in den Monaten Mai bis Juli auf (hydrodaten.admin.ch, Messstation Aare –

Brugg). Während dieser Monate übersteigt die Wassertemperatur in der Aare grösstenteils 15°C. Dies führt gemäss [2] zu erhöhten Dauerschwimmgeschwindigkeiten von ungefähr 0.57 m/s für rheophile Fischarten mit einer Totallänge von 11 cm und für limnophile Fischarten mit einer Totallänge von 15 cm.

2.9 Wirkungskontrolle

Eine Wirkungskontrolle nach Realisierung der FAbH ist wichtig, um allfällige Schwachstellen und mögliches Verbesserungspotenzial zu erkennen. Gemäss Verfügung vom 6. Mai 2015 wird die KWWB in Ziffer 10 dazu verpflichtet, technische Einrichtungen für die Funktionskontrolle zu planen und zu realisieren.

Die wichtigsten Fragestellungen, welche durch die biologische Wirkungskontrolle beantwortet werden sollen, sind:

- 1 Werden Fische entlang des Leitrechens in Richtung des Bypasseinstiegs geleitet?
- 2 Wird der Bypass von natürlich abwandernden Fischen für den Abstieg genutzt?
- 3 Ist der verletzungsfreie Abstieg über den Bypass möglich oder kann es unter gewissen Umständen zu Fischverletzungen kommen?

Um diese Fragestellungen zu beantworten, sind unterschiedliche methodische Ansätze notwendig. Ob Fische entlang des Leitrechens in Richtung des Bypasseinstiegs geleitet werden, kann qualitativ mittels Sonar- und Videoaufnahmen überprüft werden.

Um überprüfen zu können, ob der Bypass von natürlich abwandernden Fischen für den Abstieg genutzt wird, müssen diese im Bypass gefangen werden. Dies kann, wie beim Kleinwasserkraftwerk Stropfel [4] und beim Dotierkraftwerk Rüchlig [5], mittels eines Hamens am Bypassauslauf erfolgen. Im Gegensatz zu diesen Kraftwerken ist der Bypass des KWWB jedoch deutlich grösser, was bei einer Hamenuntersuchung zu bedeutendem Mehraufwand und technischen Herausforderungen führen würde. Zudem wäre es beim KWWB sehr schwierig, eine Plattform zu errichten, von welcher aus der Hamen geborgen werden kann. Als Alternative zu einem Hamen ist es auch möglich, eine Zählvorrichtung in den Bypass zu integrieren. Eine ähnliche Anlage wurde in den USA am Connecticut River am *Holyoke Canal* bereits umgesetzt und ist in Kapitel 3.8 beschrieben.

Bei natürlich abwandernden Fischen, welche in der Zählleinrichtung gefangen werden, können während des Abstiegs entstandene Verletzung nicht oder nur bedingt von Vorverletzungen unterschieden werden. Daher müssen dem Bypass unverletzte Fische zuzugeben werden, welche dann in der Zählleinrichtung gefangen und anschliessend auf etwaige Verletzungen hin untersucht werden. Um auf möglichst schonende Art genügend Fische zu beschaffen, soll hierfür auf Fische aus den Zählvorrichtungen der Fischaufstiegsanlagen des KWWB und des Kraftwerks Rapperswil-Auenstein zurückgegriffen werden. Zur Durchführung dieser Wirkungskontrolle muss eine tier-schutzrechtliche Bewilligung beim Veterinäramt beantragt werden.

Eine quantitative Analyse der Rechenpassagen könnte nur mittels eines Turbinenhamens erfolgen, wobei die technische Umsetzung bei einer so grossen Wasserkraftanlage nicht gegeben ist. Die Leitwirkung des Fischleitrechens könnte zusätzlich mit einer Telemetriestudie untersucht werden.

Ein Detailkonzept für die Wirkungskontrolle wird im Rahmen eines allfälligen Bauprojekts ausgearbeitet. Für die Planung wird die Praxishilfe Wirkungskontrollen des BAFU beigezogen [12].

3. Technisches Vorprojekt des Leitrechen-Bypass-Systems

3.1 Vorgehen

Aufgrund der Grösse des KWWB gibt es nur wenige Fischabstiegsmassnahmen, welche voraussichtlich funktionstüchtig und technisch umsetzbar sind (Kapitel 2.7). Aus diesem Grund wurde schon zu Beginn des technischen Vorprojekts entschieden, dass der Fischschabstieg mit einer mechanischen Verhaltensbarriere (*Bar Rack*) sichergestellt werden soll. Da bisher bei noch keinem Kraftwerk eine vergleichbare Fischabstiegsanlage umgesetzt wurde, ist die Detailplanung sehr wichtig.

Aus diesem Grund wurde anhand eines numerischen 3D Modells die optimale Linienführung des Fischleitrechens ermittelt. In einem nächsten Schritt wurden verschiedene Stabformen untersucht und der Bypass dimensioniert. Zudem wurde der Einfluss des Geschwemmsels auf den Fischleitrechen abgeschätzt und die Rechenreinigungsmaschinen entsprechend ausgelegt.

3.2 Optimale Linienführung aus fischbiologischer Sicht

Zur Bestimmung der optimalen Anordnung des Leitrechens wurden an der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich (VAW) numerische 3D Modelluntersuchungen mit OpenFOAM® durchgeführt. In diesem Kapitel werden die wichtigsten Ergebnisse der numerischen Modelluntersuchung zusammengefasst. Detaillierte Ausführungen können dem VAW Schlussbericht in der Beilage 1 entnommen werden.

In einem ersten Schritt wurden die Fliessgeschwindigkeiten im Oberwasserkanal des KWWB für zwei unterschiedliche Betriebszustände mit einem *Acoustic Doppler Current Profiler* (ADCP) gemessen, welche anschliessend für die Kalibrierung des numerischen Modells verwendet wurden. Es hat sich gezeigt, dass sich die Hauptströmung im Ist-Zustand auf die linke Kanalseite konzentriert, was auf die Rechtskurve des Triebwasserkanals zurückzuführen ist (vgl. Abb. 2.1).

Insgesamt wurden 16 verschiedene potenzielle Linienführungen für einen Leitrechen untersucht, welche in Abb. 3.1 dargestellt sind. Der Winkel α , welcher zwischen dem Leitrechen und der Hauptfliessrichtung definiert ist, variierte bei den untersuchten Varianten zwischen 14° (LRV 15) und 50° (LRV 6 und LRV 9).

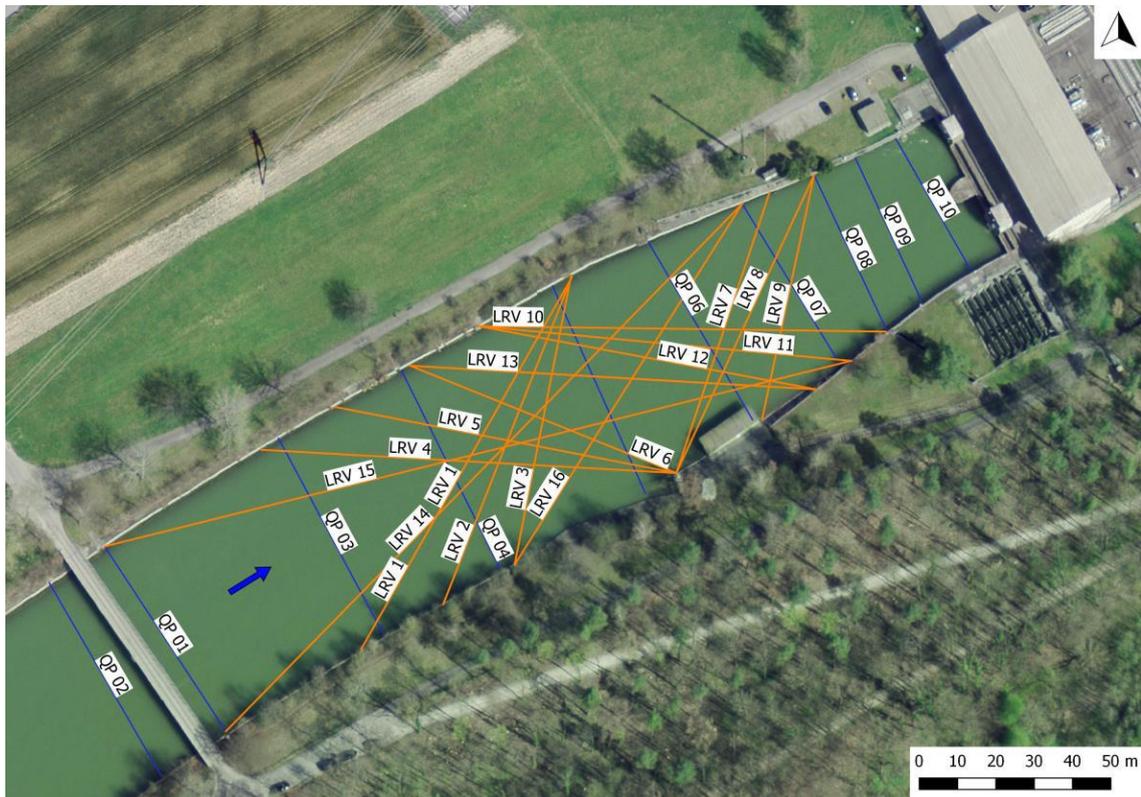


Abb. 3.1 Leitrechenvarianten LRV 1 bis 16 in orange und die mittels ADCP vermessenen Querprofile QP 01 bis 10 in blau im Oberwasser des KWVB (Quelle: Beilage 1; Hintergrundbild: Swisstopo).

Die in Abb. 3.1 dargestellten Varianten wurden hinsichtlich verschiedener fischbiologischer Kriterien für die drei Lastfälle «linke Turbine Vollast» ($Q = 210 \text{ m}^3/\text{s}$, Bezeichnung 210_li), «rechte Turbine Vollast» ($Q = 210 \text{ m}^3/\text{s}$, Bezeichnung 210_re) und «beide Turbinen Vollast» ($Q = 420 \text{ m}^3/\text{s}$, Bezeichnung 420_reli) bewertet. Dazu gehört, dass das Verhältnis der Geschwindigkeitskomponente parallel zur Rechenachse v_p grösser ist als die Geschwindigkeitskomponente normal zur Rechenachse v_n ($v_p/v_n > 1$). Durch dieses Kriterium wird sichergestellt, dass Fische, welche der Hauptströmung folgen, entlang des Rechens zum stromabwärts liegenden Rechenende geleitet werden, wo sich der Bypasseinstieg befindet. Aufgrund der Analyse der numerisch modellierten Geschwindigkeitsfelder aller Leitrechenvarianten wurden von der VAW die Varianten LRV 13 und LRV 16 als Bestvarianten aus fischbiologischer Sicht identifiziert. Da diese beiden Varianten aus fischbiologischer Sicht vergleichbar sind, wurden die lokalen Gegebenheiten als weitere Bewertungskriterien herangezogen. Die Variante LRV 13 kann aufgrund der folgenden Punkte kostengünstiger realisiert werden als die Variante LRV 16 und wird somit als Bestvariante hinsichtlich der Linienführung des Rechens weiterverfolgt:

- Die Kahnrampe muss nicht um 130 m flussaufwärts verlegt werden
- Die Linienführung des Bypasses ist viel kürzer und die für Schwerlasttransporte ausgelegte Zufahrtsstrasse zum Maschinenhaus muss nicht gekreuzt werden, was die Baukosten deutlich reduziert
- Der Bypass kann bei zeitgleicher Realisierung teilweise in der gleichen Baugrube mit der FAH erstellt werden

Abb. 3.2 zeigt das Verhältnis der rechenparallelen zur rechennormalen Geschwindigkeitskomponente (v_p/v_n) für die Bestvariante (LRV 13) mit einem horizontalen

Anströmwinkel von $\alpha = 31^\circ$ für alle drei Lastfälle. Daraus ist ersichtlich, dass dieses Kriterium im Grossteil der Rechenebene eingehalten werden kann. Nur für den Lastfall «linke Turbine Volllast» wird dieses Kriterium in einem grösseren Bereich am stromabwärts liegenden (rechten) Rechenende nicht eingehalten (Abb. 3.2a). Dieser Effekt kann aber selbst durch eine noch stärkere Schrägstellung des Rechens nicht verhindert werden und wurde auch bei der Variante LRV 15 in Abb. 3.1 beobachtet (Details in Beilage 1). Dass das Kriterium $v_p/v_n > 1$ für einen spezifischen Lastfall für einen Teilbereich des Rechens nicht eingehalten werden kann, muss somit in Kauf genommen werden. Es muss allerdings auch berücksichtigt werden, dass der Bypass im numerischen Modell nicht abgebildet wurde. Der Bypass erhöht die Parallelkomponente lokal am stromabwärts liegenden (rechten) Rechenende, wodurch der Bereich mit $v_p/v_n < 1$ verringert wird. Dieser Effekt kann im Rahmen eines allfälligen Bauprojekts detaillierter untersucht werden, falls der Entscheid getroffen wird, dass die Fischabstiegsanlage gebaut werden soll.

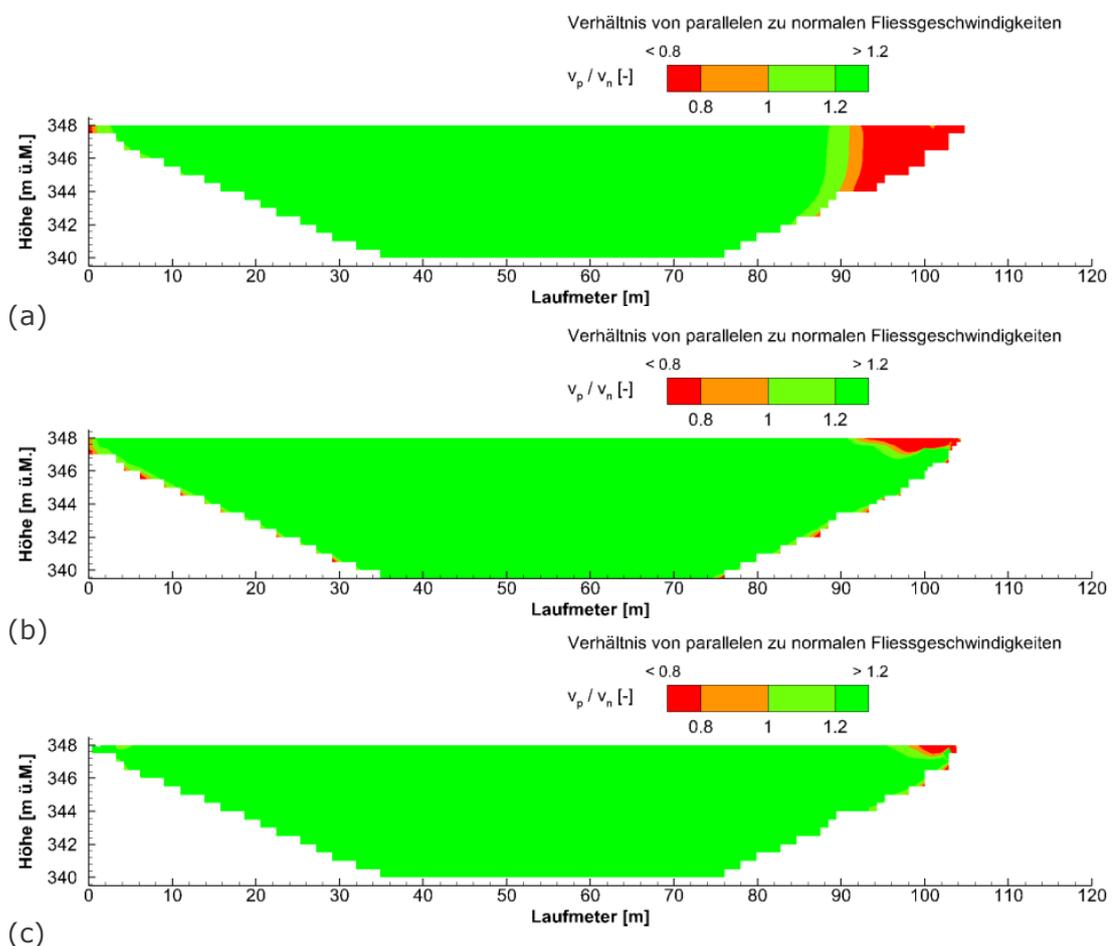


Abb. 3.2 Verhältnis der parallelen zur normalen Fließgeschwindigkeitskomponente (v_p/v_n) der Bestvariante LRV 13 für die Lastfälle (a) linke Turbine Volllast ($Q = 210 \text{ m}^3/\text{s}$), (b) rechte Turbine Volllast ($Q = 210 \text{ m}^3/\text{s}$) und (c) beide Turbinen Volllast ($Q = 420 \text{ m}^3/\text{s}$).

Ein weiteres Kriterium, welches typischerweise für die Bemessung von Fischleitreechen herangezogen wird, ist, dass die normale Geschwindigkeitskomponente v_n die Dauerschwimmgeschwindigkeit der Zielart bzw. -stadien nicht überschreitet [2]. Gemäss Kapitel 2.6 kann dabei von einer Dauerschwimmgeschwindigkeit von mindestens 0.50 m/s ausgegangen werden. Abb. 3.3 zeigt die Normalgeschwindigkeit v_n in

der Rechenebene für die definierte Bestvariante (LRV 13). Daraus wird ersichtlich, dass das Kriterium $v_n \leq 0.50$ m/s praktisch in der gesamten Rechenebene eingehalten wird, falls nur eine der beiden Turbinen unter Volllast läuft (Abb. 3.3a,b).

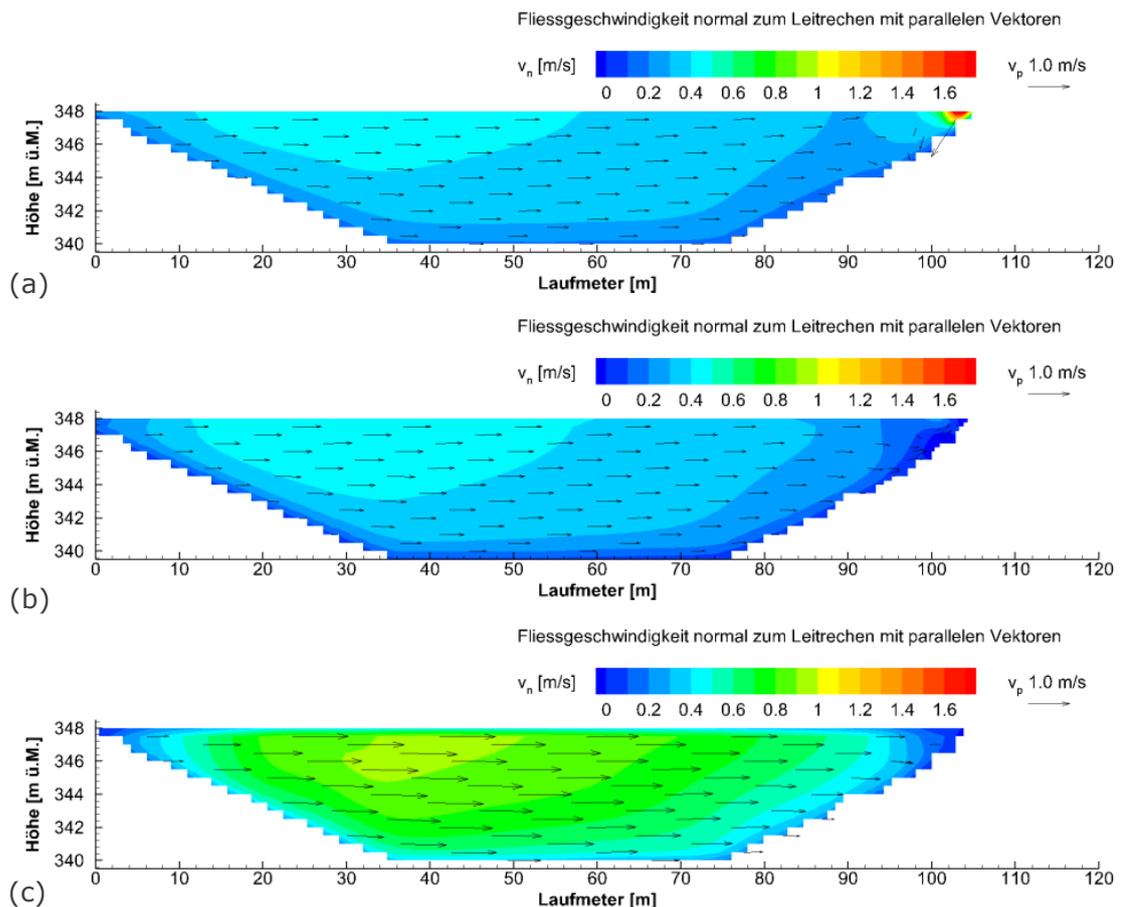


Abb. 3.3 Normalkomponente v_n (Contour) und Parallelkomponente v_p (Vektoren) der Bestvariante LRV 13 für die Lastfälle (a) linke Turbine Volllast ($Q = 210$ m³/s), (b) rechte Turbine Volllast ($Q = 210$ m³/s) und (c) beide Turbinen Volllast ($Q = 420$ m³/s) (Quelle: Beilage 1).

Für den Volllastbetrieb beträgt die aus der Kontinuitätsgleichung berechnete Anströmgeschwindigkeit $v_a = 1.24$ m/s, was bei einem Anströmwinkel von $\alpha = 31^\circ$ über die Kontinuitätsgleichung zu einer durchschnittlichen Normalkomponente von $v_n = 0.64$ m/s führt. Die Normalgeschwindigkeit ist jedoch nicht gleichmässig über den Rechenquerschnitt verteilt (siehe Abb. 3.3c).

Abb. 3.4 zeigt den prozentualen kumulativen Anteil der Leitreechenfläche in Abhängigkeit von v_n für den Volllastbetrieb. Daraus wird ersichtlich, dass $v_n \leq 0.50$ m/s nur in 22% der Leitreechenfläche eingehalten werden kann. Da der Volllastbetrieb primär in den Sommermonaten auftritt, kann aufgrund der höheren Wassertemperatur auch von einer höheren Dauerschwimmgeschwindigkeit von 0.57 m/s ausgegangen werden (siehe Kapitel 2.6). Diese wird gemäss Abb. 3.4 an ungefähr 32% der Rechenfläche unterschritten. In weiteren 40% der Rechenfläche beträgt v_n unter Volllast zwischen 0.57 m/s und 0.80 m/s und in den restlichen 28% zwischen 0.80 m/s und 1.00 m/s.

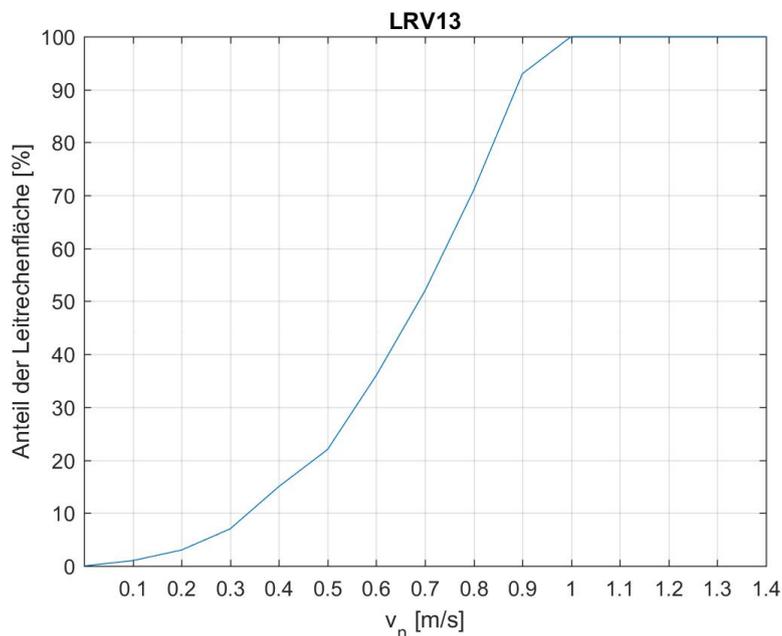


Abb. 3.4 Prozentualer kumulativer Anteil der Leitreechenfläche in Funktion von v_n der Bestvariante (LRV 13) für den Volllastbetrieb (Quelle: Beilage 1).

3.3 Ganglinie und Beurteilung der Anströmgeschwindigkeit

In gängigen Richtlinien wird häufig ein Maximalwert für die Anströmgeschwindigkeit oder Geschwindigkeitskomponente normal zur Rechenebene festgelegt (vgl. Kapitel 2.8). Ziel dieses Grenzwerts ist es, dass Fische nicht an den Rechen gedrückt werden und sich somit nicht verletzen. Da es sich bei dem geplanten Fischleitreechen nicht um einen Feinrechen, sondern eine mechanische Verhaltensbarriere handelt, kann der Stababstand verhältnismässig gross gewählt werden (Details in Kapitel 3.6). Dies führt dazu, dass kleinere Fische nicht an den Rechen gedrückt werden, sondern den Rechen im Zweifelsfall passieren können. Aufgrund der geringen Körpergrösse haben diese Fische bei der Turbinenpassage eine verhältnismässig hohe Überlebenschance (Kapitel 2.5). Grössere Fische sind in der Regel entsprechend schwimmstark, sodass diese auch bei grösseren Normalgeschwindigkeiten nicht an den Rechen gedrückt werden.

Wie bereits in Kapitel 2.7 erwähnt, ist die Fischschutzwirkung von mechanischen Verhaltensbarrieren von hydraulischen Signaturen wie Turbulenzen und Strömungsumlenkungen abhängig. Geringe Anströmgeschwindigkeiten führen zu weniger stark ausgeprägten hydraulischen Signaturen, was sich negativ auf die Fischschutzwirkung auswirken kann. Durch die Analyse mehrerer Untersuchungen mit *Louvern* (Definition in Kapitel 3.4) haben Ruggles und Ryan [13] festgestellt, dass die Fischleitwirkung für geringe Anströmgeschwindigkeiten von $v_a < 0.5$ m/s abnimmt. Dies stimmt mit den Resultaten von Beck [9] überein, welche zeigen konnte, dass die Fischschutzeffizienz von *Curved-Bar Racks* (CBR) mit einer Anströmgeschwindigkeit von $v_a = 0.7$ m/s grösser ist als mit $v_a = 0.5$ m/s. Bei der Planung von mechanischen Verhaltensbarrieren ist es daher wichtig, nicht nur die maximale Anströmgeschwindigkeit, sondern die Dauerkurve der Anströmgeschwindigkeiten über das gesamte Jahr zu betrachten.

Abb. 3.5 zeigt die aus der Kontinuitätsgleichung berechnete Dauerkurve der Anströmgeschwindigkeit v_a , welche auf der Dauerkurve des Hauptkraftwerks aus

Abb. 2.3 basiert. Bei der Interpretation von Abb. 3.5 ist es wichtig zu beachten, dass die Geschwindigkeiten vor allem im Teillastbetrieb nicht homogen über die Querschnittsfläche verteilt sind (vergleiche Abb. 3.3a,b). Trotz dieser Vereinfachung gibt Abb. 3.5 einen guten Überblick darüber, wie häufig gewisse Anströmgeschwindigkeiten und Normalgeschwindigkeiten unterschritten werden. An rund 60 Tagen im Jahr wird das KWWB unter Volllast betrieben, was zu einer durchschnittlichen Normalkomponente von $v_n = 0.67$ m/s führt. An ungefähr 140 Tagen beträgt $v_n = 0.64$ – 0.40 m/s und an weiteren 140 Tagen $v_n = 0.40$ – 0.20 m/s. Die Normalgeschwindigkeit von $v_n = 0.20$ m/s wird durchschnittlich an ungefähr 25 Tagen im Jahr unterschritten. Vor allem an diesen Tagen muss mit einer geringeren Schutzwirkung des Fischleitrechens gerechnet werden, d.h. dass mehr Fische den Rechen passieren. Erfahrungsgemäss wandern Fische jedoch primär bei hohen Abflüssen stromabwärts [4]. Diese hohen Abflüsse führen zu grossen Geschwindigkeiten und ausgeprägten hydraulischen Signaturen und lassen dementsprechend eine höhere Schutzwirkung erwarten.

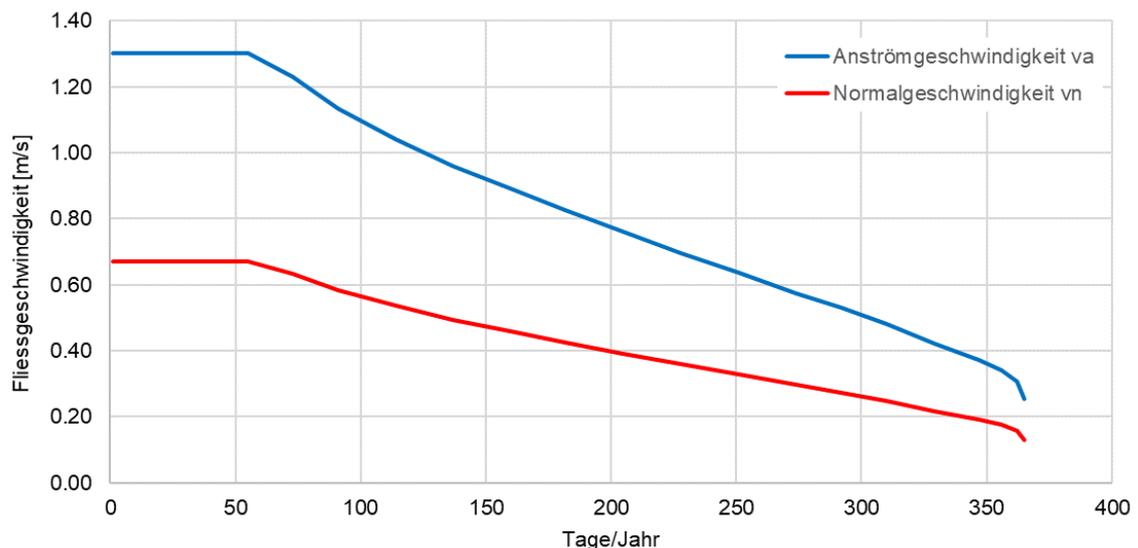


Abb. 3.5 Dauerkurven der aus der Kontinuitätsgleichung berechneten durchschnittlichen Anströmgeschwindigkeit v_a und Normalgeschwindigkeit v_n , welche auf der Dauerkurve des Durchflusses am Hauptkraftwerk basieren (Abb. 2.3).

3.4 Untersuchte Stabformen

Bei den bisher in den USA umgesetzten mechanischen Verhaltensbarrieren handelt es sich um *Louver* oder *Bar Racks*. *Louver* sind durch einen Winkel zwischen der Hauptstromrichtung und den Rechenstäben von 90° gekennzeichnet, während bei *Bar Racks* der Winkel zwischen den Rechenstäben und der Rechenachse 90° beträgt. Um die hydraulischen Verluste zu reduzieren und die Rechenabströmung zu optimieren, wurden in den vergangenen Jahren weitere Stabformen und Stabanordnungen vorgeschlagen. Kriewitz-Byun (2015) [6] entwickelte den *Modified Bar Rack* (MBR), bei welchem der Winkel zwischen den Rechenstäben und der Rechenachse frei und unabhängig von der Hauptstromrichtung gewählt werden kann. Diese können mit rechteckigen oder beidseitig abgerundeten Stäben ausgeführt werden (Abb. 3.6a,b). Beck (2020) [9] entwickelte den *Curved-Bar Rack* (CBR, Abb. 3.6c) und den (f-CBR, Abb. 3.6d), welche auf einer gekrümmten Stabform beruhen. Zudem wurde der von Axpo vorgeschlagene *Alternating Bar Rack* (ABR) untersucht, bei welchem sich

jeweils ein abgewinkelter Stab mit einem kürzeren geraden Stab abwechselt (Abb. 3.6e).

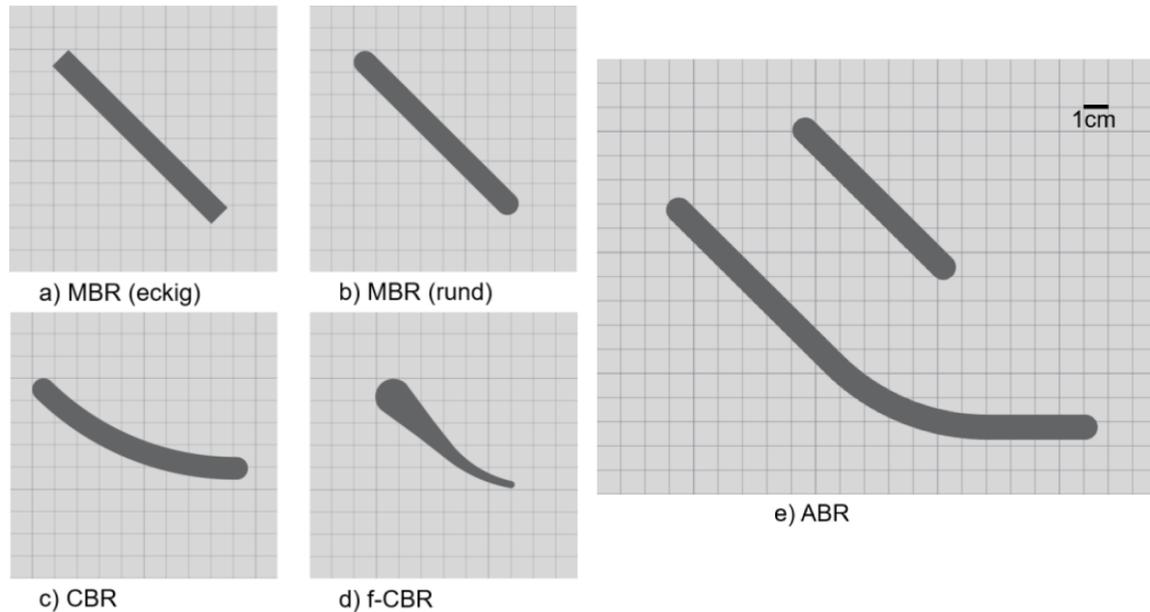


Abb. 3.6 Im numerischen Modell untersuchte Stabformen: (a) *Modified Bar Rack (MBR)*, (b) *abgerundeter MBR*, (c) *Curved-Bar Rack (CBR)*, (d) *foil-shaped CBR (f-CBR)* und (e) *Alternating Bar Rack (ABR)* (Quelle: Beilage 1).

3.4.1 Verlustbeiwerte / hydraulische Verluste

Der Bau eines Fischleitrechens führt zu hydraulischen Verlusten, welche die Bruttofallhöhe des Kraftwerks reduzieren und somit Erlöseinbussen zur Folge haben. Es ist daher wichtig, dass eine Rechenkonfiguration gewählt wird, welche zu möglichst geringen hydraulischen Verlusten führt. Die hydraulischen Verluste verschiedener Rechenkonfigurationen können mit dem dimensionslosen Verlustbeiwert ξ_{FLR} miteinander verglichen werden. Mit der Anströmgeschwindigkeit v_a [m/s] und der Gravitationskonstante $g = 9.81 \text{ m/s}^2$, können die hydraulischen Verluste Δh [m] dann mit Gl. (1) berechnet werden. Bei einer mittleren Anströmgeschwindigkeit von $v_a = 1 \text{ m/s}$ und $\xi_{\text{FLR}} = 2.00$ betragen die hydraulischen Verluste somit $\Delta h = 0.10 \text{ m}$, während sich für $\xi_{\text{FLR}} = 1.00$ $\Delta h = 0.05 \text{ m}$ ergeben.

$$\Delta h = \xi_{\text{FLR}} \frac{v_a^2}{2g} \quad (1)$$

Die hydraulischen Verluste eines *Louvers* oder *Bar Racks* sind um ein Vielfaches grösser als diejenigen eines MBRs [6] und wurden daher im Folgenden nicht untersucht. Abb. 3.7 fasst die Verlustbeiwerte aus der an der VAW durchgeführten numerischen Untersuchung zusammen. Für den MBR und den CBR sind zudem die von Kriewitz-Byun (2015) [6] und Beck (2020) [9] gemessen und mit den entsprechenden Gleichungen berechneten Verlustbeiwerte angegeben. Es wurden zwei verschiedene Versionen des ABR untersucht, welche sich von den Abmessungen her leicht unterscheiden.

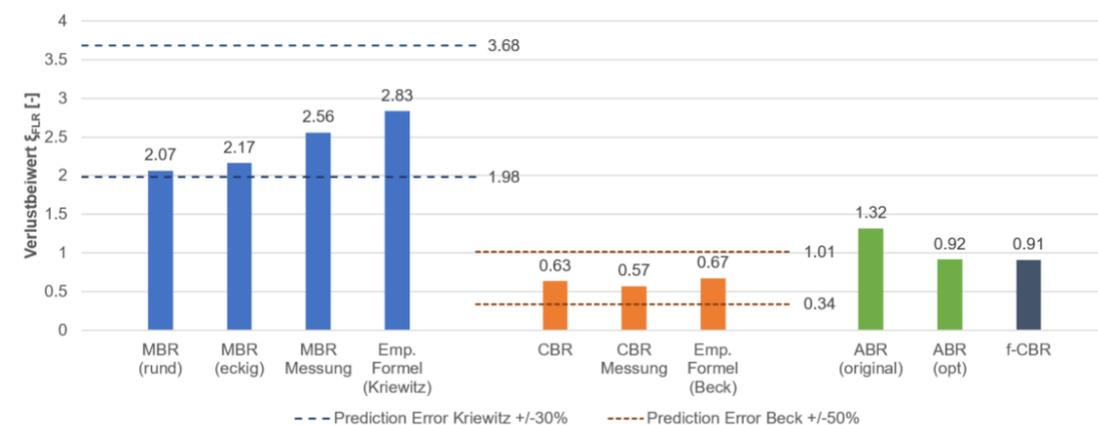


Abb. 3.7 Zusammenstellung der Verlustbeiwerte des MBR, CBR, ABR und f-CBR aus der numerischen Simulation, physikalischen Messungen und empirischen Gleichungen (Quelle: Beilage 1).

Aus Abb. 3.7 wird ersichtlich, dass die hydraulischen Verluste des MBR deutlich grösser sind als diejenigen der anderen Stabformen. Die hydraulischen Verluste des ABR (opt für optimiert) und des f-CBR sind praktisch gleich gross, während die hydraulischen Verluste des CBR am geringsten ausfallen. In Bezug auf die hydraulischen Verluste kommen für die weitere Planung daher der ABR (opt), welcher im Folgenden als ABR bezeichnet wird, der f-CBR und der CBR in Frage.

3.4.2 Betriebliche Aspekte

Bisher wurde noch keine der untersuchten Stabformen an einer Pilotanlage installiert, weshalb noch keine Betriebserfahrung zur Verfügung stehen. Der CBR hat jedoch den entscheidenden Nachteil, dass sich der lichte Stababstand von der Anströmkante der Rechenstäbe bis zur Abströmkante reduziert, was aus Abb. 3.8b ersichtlich wird. Dadurch entsteht zwischen zwei Rechenstäben ein sich in Fließrichtung verjüngender Keil, welcher auch mit einer Rechenreinigungsmaschine (RRM) nicht vor permanenter Verlegung freigehalten werden kann. Der CBR wurde daher nicht weiterverfolgt. Im Gegensatz zum CBR ist der lichte Stababstand beim MBR entlang der ganzen Stabtiefe konstant (Abb. 3.8a) und beim f-CBR leicht zunehmend (Abb. 3.8c und Abb. 3.9b). Bei einem ABR ist der lichte Stababstand ähnlich wie bei einem MBR konstant (Abb. 3.8d und Abb. 3.9a). Am Ende der kurzen Rechenstäbe erhöht sich der lichte Stababstand sprunghaft und nimmt dann aufgrund der abgewinkelten Stabform wieder ab (Abb. 3.9a). Für die Rechenreinigung wichtig ist dabei, dass der lichte Stababstand an der Abströmkante der Rechenstäbe grösser ist als an der Anströmkante.

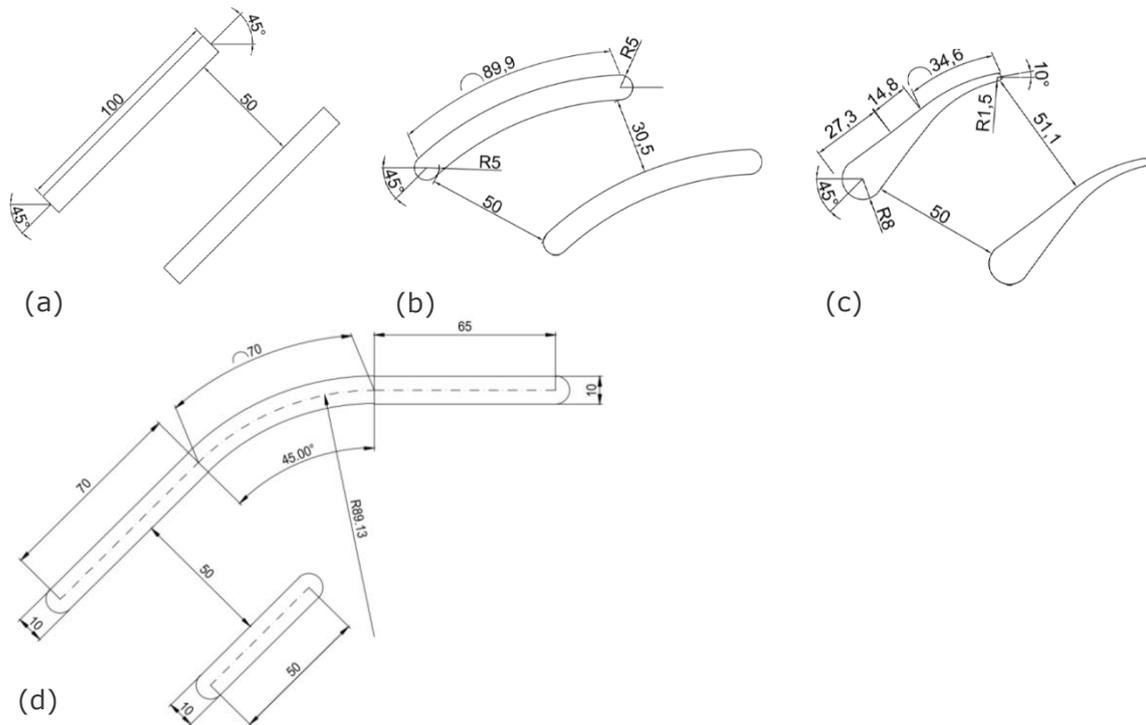


Abb. 3.8 Anordnung zweier Rechenstäbe eines (a) MBR, (b) CBR, (c) f-CBR [9] und (d) ABR.

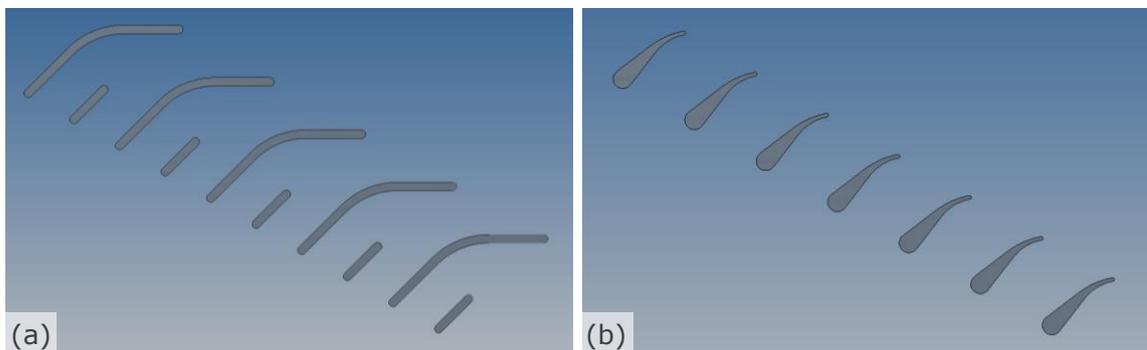


Abb. 3.9 Querschnitt durch einen Fischleitrechen mit der Stabform (a) ABR und (b) f-CBR für einen Rechenwinkel von $\alpha = 30^\circ$.

3.4.3 Rechenabströmung und Turbinenanstromung

Louver und *Bar Racks* führen zu einer asymmetrischen Rechenabströmung [6], was mit einer asymmetrischen Turbinenanstromung gleichzusetzen ist, falls – wie im Fall des KWWB – der Fischleitrechen unmittelbar oberstrom der Turbinen installiert wird. Eine asymmetrischen Turbinenanstromung führt zu einer Reduktion des Wirkungsgrads und sollte daher möglichst verhindert werden. Abb. 3.10 zeigt die normierten longitudinalen Geschwindigkeiten aus dem numerischen Detailmodell, wobei ein MBR mit einem ABR verglichen wird.

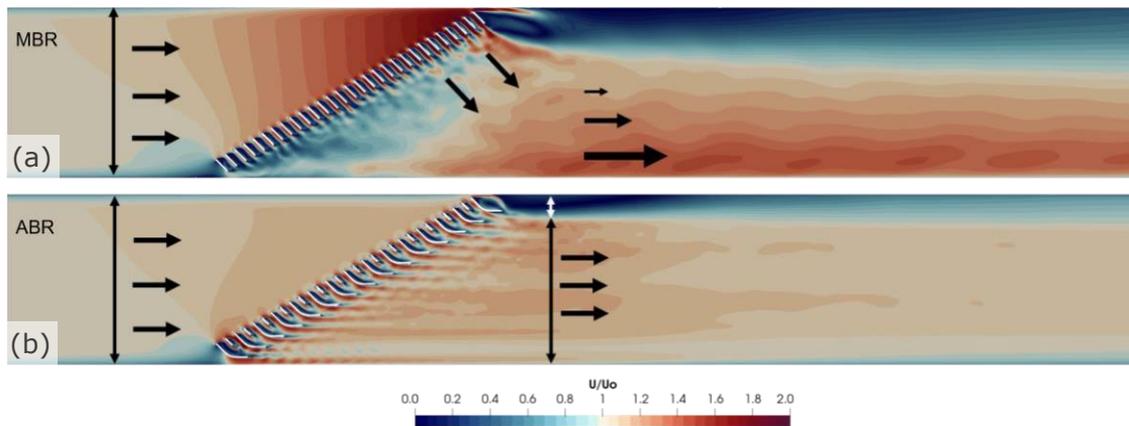


Abb. 3.10 Normierte longitudinale Geschwindigkeiten für (a) einen MBR und (b) einen ABR (Quelle: Beilage 1).

Aus Abb. 3.10a wird ersichtlich, dass ein MBR zu einer starken Strömungsumlenkung und folglich einer Strömungskonzentration auf eine Kanalseite führt. Auf der gegenüberliegenden Kanalseite entsteht aufgrund von Ablösungen ein Bereich mit stark reduzierten Fließgeschwindigkeiten. Beim ABR ist die Abströmung im Gegensatz zum MBR viel symmetrischer und der Bereich mit reduzierten Fließgeschwindigkeiten deutlich weniger ausgeprägt. Neben dem ABR führen auch der CBR und der f-CBR zu einer symmetrischen Rechenabströmung.

3.4.4 Fischleit- und Fischschutzeffizienz

Da bisher noch kein Leitreechen mit gekrümmten Stäben realisiert wurde, liegen entsprechend keine Freilanduntersuchungen zur Quantifizierung der biologischen Leiteffizienz vor. Aktuelle Forschungsergebnisse deuten jedoch darauf hin, dass mit Leitreechen mit gekrümmten Stäben, einem Anströmwinkel von $\alpha = 30^\circ$ und einem Stababstand von 50 mm gute Fischleiteffizienzen erreicht werden können [9]. Aufgrund diverser Randbedingungen und Skalierungseffekte können die im Labor gewonnenen Leiteffizienzen nicht direkt ins Freiland übertragen werden, sie geben aber einen ersten sinnvollen Anhaltspunkt. Im Labor kann zwischen der Fischleiteffizienz (FLE) und Fischschutzeffizienz (FSE) unterschieden werden. Die FLE ist dabei der Prozentsatz aller in den Bypass eingeschwommen Fische von allen aktiv in Rechennähe eingeschwommen Fische. Bei der Fischschutzeffizienz (FSE) werden zusätzlich Fische berücksichtigt, welche durch den Rechen geschützt, aber nicht in den Bypass eingeschwommen sind. Abb. 3.11 zeigt FLE und FSE für einen CBR mit $\alpha = 30^\circ$ und einem lichten Stababstand von 50 mm (Abb. 3.8b) für verschiedene Fischarten, wobei die Bandbreite der Totallänge TL der getesteten Individuen angegeben ist. Der Parameter N gibt an, wie viel Individuen jeder Fischart getestet wurden. Die Fehlerbalken deuten die Bandbreite für FLE und FSE für verschiedene hydraulische Konfigurationen an.

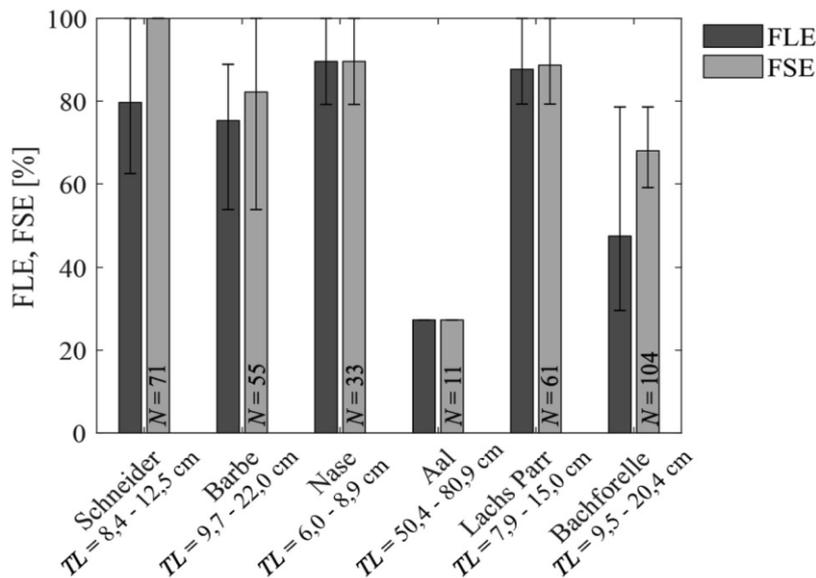


Abb. 3.11 Im Labor quantifizierte Fischleit- (FLE) und Fischschutzeffizienzen (FSE) für verschiedene Fischarten [14].

Aus Abb. 3.11 wird ersichtlich, dass die Fischleiteffizienz für Schneider, Barben, Nasen und Lachs Parrs im Labor über 75% beträgt. Nur Bachforellen (FLE \approx 50%) und Aale (FLE \approx 35%) wurden deutlich schlechter geschützt. Laborversuche, welche im Rahmen der Planung des KW Herrentöbels durchgeführt wurden, haben gezeigt, dass die Schutz- und Leitwirkung des CBR für Forellen selbst mit geringem Stababstand verhältnismässig gering ist [15]. Mit einem Rechen mit der Stabform Fäh-80, welche in etwa dem f-CBR in Abb. 3.8c entspricht, einem Anströmwinkel von $\alpha = 37.5^\circ$ und einem lichten Stababstand von 25 mm, wurde FLE \approx 56% und FSE \approx 71% als Mittelwert verschiedener hydraulischer Konfigurationen für Bachforellen mit TL = 8-22 cm ermittelt [15]. Da in der Aare nur wenige Bachforellen vorkommen und gemäss Interkantonaler Aareplanung zur Sanierung Fischgängigkeit bei Aarekraftwerken im Moment explizit auf artspezifische Forderungen für den Aalabstieg verzichtet wird [3], spielt die verhältnismässig geringe Schutz- und Leitwirkung dieser beiden Fischarten für das vorliegende Projekt jedoch nur eine untergeordnete Rolle.

Die angegebenen Effizienzen dienen als Anhaltspunkt für die Beurteilung eines Fischleitrechens beim Kraftwerk Wildegg-Brugg. Ohne vorherige Feldversuche kann jedoch nicht ausgeschlossen werden, dass die Leiteffizienzen im Feld geringer ausfallen als in Abb. 3.11 angegeben. Gründe dafür sind beispielsweise die reduzierte Rechenlänge im Labor und die abweichende Stabform (Kapitel 3.4.2). Der ABR und der f-CBR wurden bisher weder im Labor noch im Feld mit Fischen getestet.

3.4.5 Empfehlung Stabform

Aufgrund der hydraulischen Verluste kommen für die Umsetzung beim KW WB nur der CBR, ABR und f-CBR in Frage (Kapitel 3.4.1). Der CBR wurde jedoch aufgrund des sich in Fliessrichtung reduzierenden lichten Stababstands nicht weiterverfolgt (Kapitel 3.4.2). Somit kommen für den Fischleitrechen beim KW WB nur der ABR und der f-CBR in Frage, welche sich auch durch eine symmetrische Turbinenanstömung auszeichnen (Kapitel 3.4.3).

Unklarheit besteht vor allem bezüglich der Verlegungswahrscheinlichkeit mit Gschwemmsel und der Reinigungseffizienz der RRM. Dies kann in Laborversuchen

nicht wirklichkeitsnah simuliert werden, sondern erfordert idealerweise mehrmonatige Feldversuche an kleineren Kraftwerken mit ähnlicher Geschwemmselfzusammensetzung wie beim KWWB. Aus diesen Gründen und weil der Einfluss der Stabform auf die Kosten eine untergeordnete Rolle spielt, soll die exakte Stabform des Fischleitrechens bei KWWB erst in einer späteren Projektphase definiert werden. Bis dahin werden bezüglich der aufgezeigten Aspekte weitere Erkenntnisse aus der Forschung und vor allem Erfahrungen aus ersten Pilotanlagen erwartet. Für den ABR und f-CBR wurden bisher keine Untersuchungen zur Quantifizierung der biologischen Leiteffizienz für ein breites Fischartenspektrum durchgeführt, sodass die Leiteffizienz auch nicht als Entscheidungskriterium für die eine oder andere Stabform ausschlaggebend ist.

3.5 Einfluss auf die Turbinenanströmung

Der Einfluss des geplanten Fischleitrechens auf die Turbinenanströmung wurde von der VAW in einem numerischen 3D Modell untersucht. Als Beurteilungskriterien wurde betrachtet, wie stark die Fließgeschwindigkeiten in den einzelnen Quadranten des Turbineneinlaufs voneinander abweichen. Zudem wurde die Differenz des Durchflusses durch die linke und rechte Turbinenhälfte bewertet.

Aufgrund der Rechtskurve des Oberwasserkanals (Abb. 2.1) ist die Turbinenanströmung beim KWWB auch im Ist-Zustand nicht symmetrisch. Die numerische Simulation hat gezeigt, dass die Installation eines MBR die Turbinenanströmung im Vergleich zum Ist-Zustand tendenziell weiter verschlechtern würde. Im Gegensatz dazu würde ein ABR oder f-CBR die Turbinenanströmung, aufgrund des durch die gekrümmte bzw. abgewinkelte Stabform entstehenden Gleichrichtereffekts, tendenziell eher verbessern. Durch den Bau eines ABR oder eines f-CBRs wird daher nicht mit einem negativen Einfluss auf die Turbineneffizienz gerechnet.

3.6 Lichter Stababstand

Mechanische Verhaltensbarrieren werden typischerweise mit lichten Stababständen von 25-100 mm gebaut [9]. Der in Kapitel 2.7 beschriebene *Louver* am *Holyoke Canal* wurde mit einem lichten Stababstand von 50 mm realisiert. Für diesen lichten Stababstand konnten im Labor für den MBR und CBR hohe Fischleiteffizienzen nachgewiesen werden [6] [9]. Ein grösserer lichter Stababstand (110 mm) führte im Labor mit dem MBR zu deutlich mehr Rechenpassagen [6]. Ein geringerer lichter Stababstand würde zu einer erhöhten Verlegungswahrscheinlichkeit mit Geschwemmself führen. Aus diesen Gründen soll beim KWWB ein lichter Stababstand von 50 mm für die weitere Planung berücksichtigt werden.

3.7 Leitwände

Fischleitrecken können mit einer Sohl- und/oder Tauchleitwand kombiniert werden. Ein Vorteil dieser Leitwände ist, dass die Fischleitwirkung verbessert wird, wenn sich Fische dem Rechen auf Höhe der Leitwände nähern. Zudem kann eine Sohlleitwand den Transport von Geschiebe und sohlnahem Geschwemmself in Richtung des Bypasses und eine Tauchleitwand den Transport von Treibgut verbessern.

Trotz dieser Vorteile soll beim KWWB zu einem grössten Teil auf den Bau von Leitwänden verzichtet werden. Grund dafür ist, dass durch die Einlaufschwelle im Oberwasserkanal auf Höhe des Hauptwehrs (siehe auch Kapitel 2.1) nur mit geringem Geschiebeeintrag in den Oberwasserkanal gerechnet werden muss (Details in Kapitel 3.9). Der Weitertransport des Geschiebes in den Bypass ist ausserdem aufgrund der schrägen Böschung des Oberwasserkanals nicht möglich. Zudem ist die

Weiterleitung des Treibguts in Richtung des Bypasses bei *Bar Racks* nicht zielführend, da das Treibgut durch die RRM nach oben entnommen wird (Details in Kapitel 3.9.6).

Um den Einfluss einer Leitwand auf die Strömungssituation mit einem Fischleitreechen quantifizieren zu können, wurde ein numerisches 3D Detailmodell erstellt. Dabei wurde jeweils ein MBR, ABR und f-CBR mit einer Sohlleitwand mit einer Höhe von 10% der Abflusstiefe mit dem gleichen Rechen ohne Leitwand verglichen (Beilage 1). Die Simulation hat gezeigt, dass die Sohlleitwand zu einer erhöhten Turbulenz und asymmetrischen Abströmung führt, was sich negativ auf die Turbineneffizienz auswirken kann. Zudem werden durch die Leitwand auch die hydraulischen Verluste erhöht.

Aus fischbiologischer Sicht muss berücksichtigt werden, dass nicht bekannt ist, wie viele Fische sich dem Rechen auf Höhe der Leitwand nähern. Zudem fehlen bis anhin Freilanduntersuchungen, in welchen der Effekt von Leitwänden auf die Fischleiteffizienz quantifiziert wurde. Zu berücksichtigen ist auch, dass Leitwände den Verbauungsgrad des Rechens erhöhen. Somit steigt die Normalkomponente in der verbleibenden, unverbauten Rechenebene. Da die Normalkomponente der Fliessgeschwindigkeit beim KWWB sowieso schon relativ hoch ist (Kapitel 3.2), soll diese nicht durch den Bau von grossen Leitwänden weiter erhöht werden.

Es wird jedoch davon ausgegangen, dass sich bodennah orientierte Fische gerade im Böschungsbereich mit einer Sohlleitwand besser in Richtung des Bypasseinlaufs leiten lassen. Aus diesem Grund soll im Böschungsbereich auf der orographisch rechten Flussseite eine 30 cm bis 40 cm hohe Sohlleitwand installiert werden, welche Fische entlang der Böschung zum Bypasseinlauf leiten soll. Die genaue Ausbildung dieser Leitwand wird in der nächsten Projektphase detailliert ausgearbeitet. Durch den Bau dieser partiellen Leitwand soll die Leitwirkung des Rechens weiter verbessert werden, während die negativen Auswirkungen minimiert werden.

Anstelle einer Sohlleitwand wäre es auch denkbar eine Sohlleitrinne entlang des Rechens zu installieren, welche sich in die Sohle eintieft. Beim Kleinwasserkraftwerk Stropfel hat sich gezeigt, dass eine solche Sohlleitrinne von vielen Fischen genutzt wird [4]. Beim KWWB ist die Umsetzung einer Sohlleitrinne jedoch nicht möglich bzw. wäre diese sehr teuer, da dafür Anpassungen an der abdichtenden Betonauskleidung des Oberwasserkanals notwendig wären. Zudem wäre ein aufwändiger Spülkanal notwendig, um eine Verlandung der Sohlleitrinne zu verhindern.

3.8 Bypass

Der Bypass führt vom Ende der LRV 13 rechtsufrig um das Maschinenhaus herum und mündet unterhalb der Saugrohre im freien Fall in den Unterwasserkanal (Abb. 3.12). Die Gesamtlänge beträgt rund 150 m. Im Oberwasserbereich verläuft der Bypasskanal zwischen der Dammbalkengrube (links) und der Bootsübersetzanlage (rechts). Der ca. 1 m breite Einlauf in den Bypass ist mit einer Einlaufklappe mit horizontaler oder vertikaler Drehachse ausgerüstet, wodurch der Abfluss gesteuert und der Bypasskanal bei Bedarf gespült werden kann (Abb. 3.13). Die horizontalachsige Klappe ist flach geneigt und wird überströmt (Abb. 3.13a), die vertikalachsige Klappe weist mindestens eine oberflächennahe und eine sohlnahe Öffnung auf (Abb. 3.13b). Welcher Klappentyp zum Einsatz kommt, wird in einer späteren Projektphase festgelegt. Im Anschluss an die Einlaufklappe ist ein Plungepool angeordnet. Vom Ende des Plungepools bis zur Unterquerung der Zufahrtsstrasse weist der Kanal ein Gefälle von ca. 1 bis 4% und eine Breite von ca. 1 m auf. Anschliessend

folgt eine Kaskade von ca. 4 weiteren aufeinanderfolgenden Plungepools (Abb. 3.14). Alle Plungepools weisen jeweils eine Länge von ca. 10 m, eine Breite von ca. 2 m, eine minimale Wassertiefe von ca. 1.5 m und eine Fallhöhe von ≤ 2.5 m auf. Anschliessend an den untersten Plungepool folgen eine kurze Schussrinne und die Rückgabe ins Unterwasser. Die Rückgabe erfolgt bis ca. einem Q_9 im freien Fall. Die Fallhöhe beträgt hier bei minimalem Unterwasserstand ca. 3 bis 3.5 m. Um den Einstau ab ca. einem Q_9 zu verhindern, müsste die Rückgabe gleich um mindestens ca. 4.5 m höher gelegt werden, damit für Betrieb und Unterhalt unter dem Bypass hindurch weiterhin zur Grundwasserfassung zugefahren werden kann.

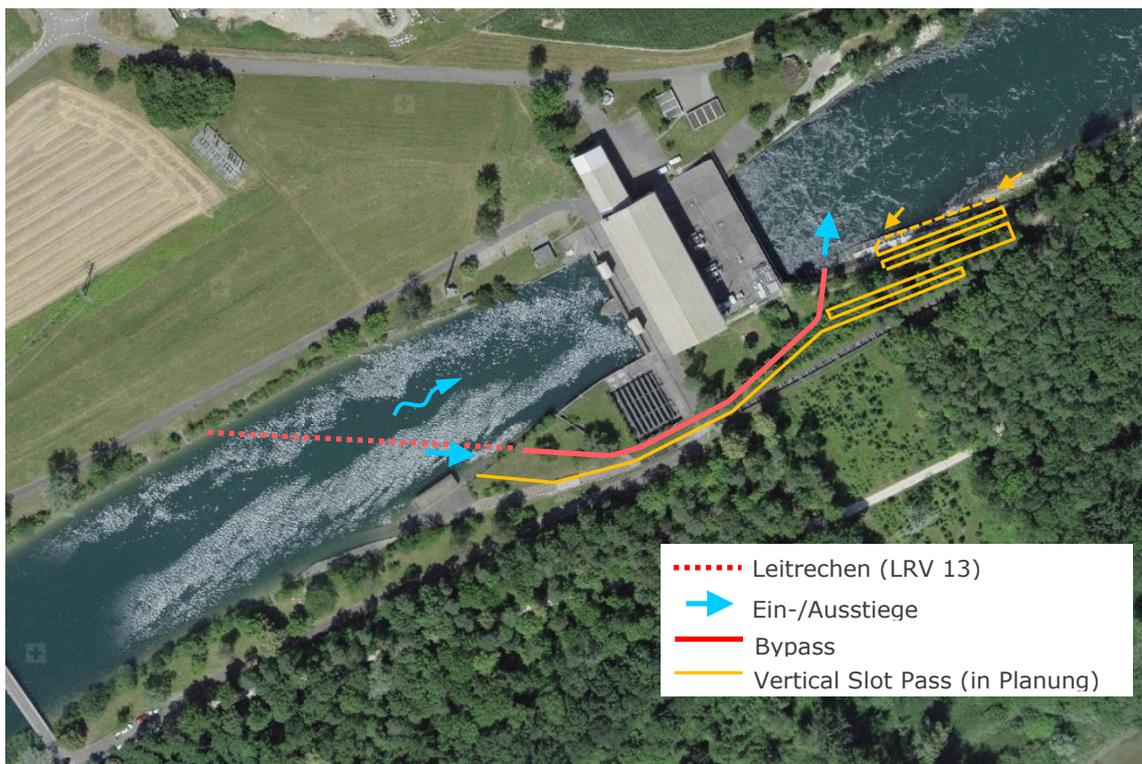


Abb. 3.12 Übersicht Leitrechen mit Bypass und in Planung befindliche FAH (FAH Variante 12-A'-T; Hintergrundbild: Swisstopo).

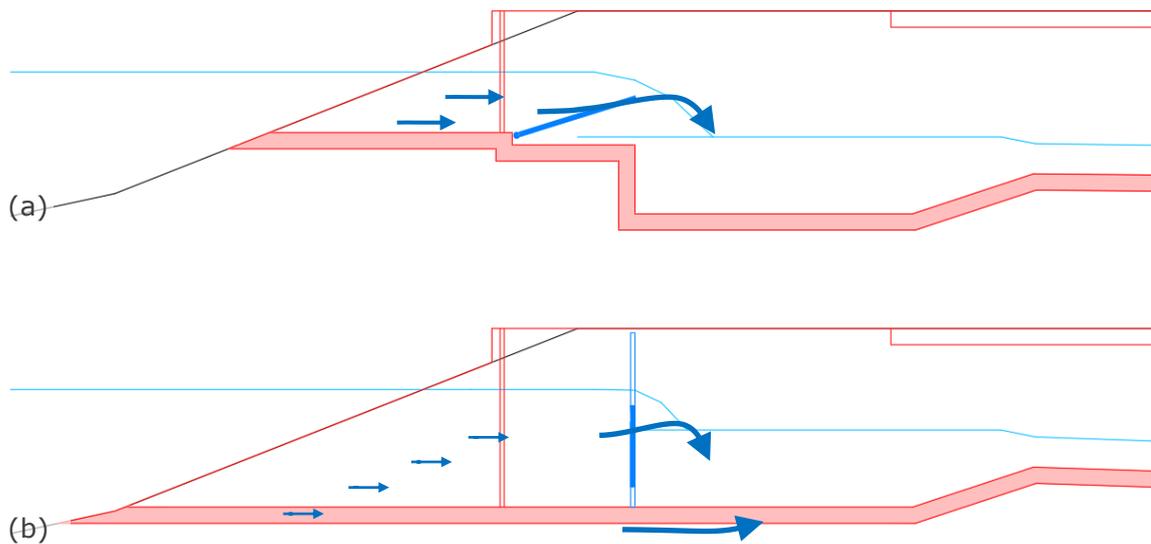


Abb. 3.13 Schematischer Längsschnitt durch den Einlauf in den Bypasskanal (a) mit horizontalachsiger und (b) mit vertikalachsiger Einlaufklappe.

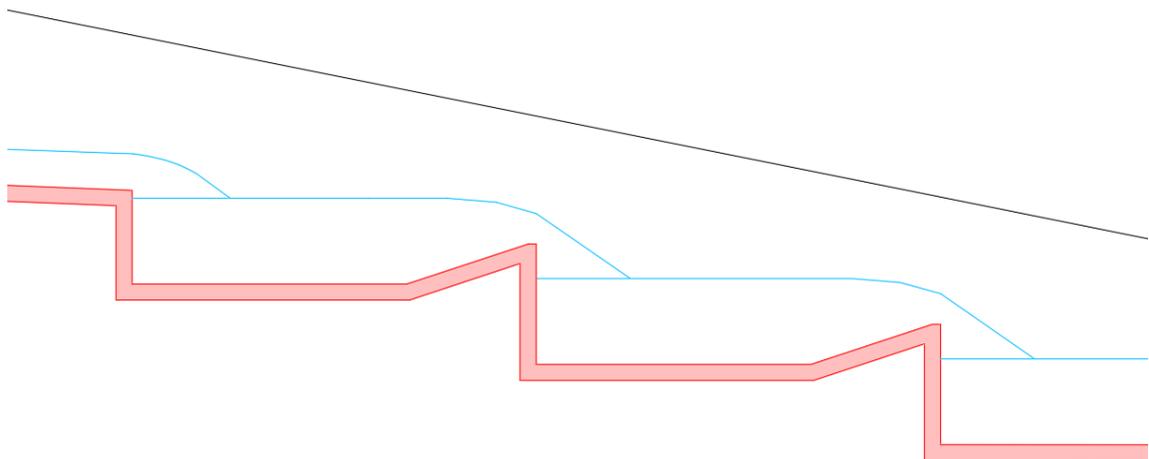


Abb. 3.14 Schematischer Längsschnitt der aufeinanderfolgenden Plungepools.

Gemäss Kapitel 2.8 sollte der Bypassdurchfluss bei schräg angeströmten Fischleitrechen 2–5% der Ausbauwassermenge betragen, was beim KWWB einem Bypassdurchfluss von 8.4–21 m³/s entspricht. Dem gegenüber werden in der Literatur Fliessgeschwindigkeiten an der Bypassöffnung empfohlen, welche von Fischen für den Abstieg angenommen werden. Unter der Voraussetzung, dass Fische entlang des Rechens zum Bypasseinlauf geleitet werden, sind für eine rasche Akzeptanz nicht der absolute Bypassdurchfluss, sondern die Strömungsverhältnisse am Bypasseinlauf entscheidend. Dies hat sich auch in Laborversuchen bestätigt, bei welchen der Bypass mit einer geringeren Dotation von mehreren Fischarten schneller und häufiger angenommen wurde als mit einer höheren Dotation [7] [9]. Grund dafür waren vermutlich die geringeren Fliessgeschwindigkeiten am Bypasseinlauf. Aus diesen Gründen wurde der Bypass auf eine variable Dotation zwischen 1.0 bis 2.0 m³/s ausgelegt, was 0.24–0.48% des Ausbaudurchflusses des Hauptkraftwerks entspricht. Eine Erhöhung dieser Wassermenge würde zu (massiven) Mehrkosten bei den Produktionsverlusten führen (siehe Tab. 4.1 in Kapitel 4).

Für die Fischzählung ist eine ähnliche Anlage wie am *Holyoke Canal* in den USA vorgesehen (Abb. 3.15). Im Zählbetrieb wird der Abfluss – voraussichtlich beim ersten Absturz der Plungepool-Kaskade – über einen flach geneigten Feinrechen geleitet, durch welchen der Hauptteil des Abflusses abgetrennt und weiter ins Unterwasser geleitet wird, während die Fische zusammen mit dem restlichen Abfluss in die eigentliche Zählvorrichtung umgeleitet werden. Die Aufteilung der Abflüsse kann mittels Regulierverschiebern eingestellt werden. Wenn keine Fischzählung stattfindet, kann der Umlenker in Abb. 3.15 geöffnet werden. Somit können die Fische ungehindert absteigen und werden nicht über den Feinrechen gelenkt. Im Gegensatz zu der in Abb. 3.15 dargestellten Zählvorrichtung des *Holyoke Canals*, soll beim KWWB der Bypass nicht unter Druck stehen, was durch einen offenen Schacht anstelle eines Bypassrohrs umgesetzt wird. Auch wenn die Zählvorrichtung ausser Betrieb ist, sollen die Fische im Freispiegelabfluss absteigen können.

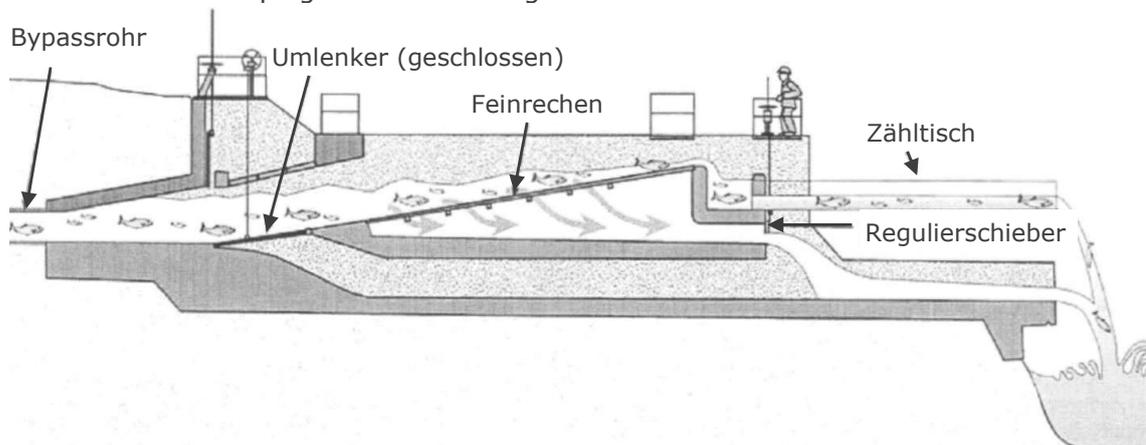


Abb. 3.15 Zählvorrichtung für den Fischabstieg am *Holyoke Canal* in den USA (Quelle: angepasst nach [16]).

3.9 Geschwemmsel

3.9.1 Ausgangslage

Durch den Einbau des Fischleitrechens wird das heutige System der Geschwemmselbeseitigung verändert. Heute sammelt sich das anfallende Geschwemmsel und Treibgut am Turbineneinlaufrechen. Dort wird es periodisch durch die vollautomatische Seilzug-Rechenreinigungsmaschine entnommen, in die Geschwemmselrinne abgeworfen und mittels Spülung durch den Geschwemmselkanal ins Unterwasser befördert. Das KWWB gehört zu den Flusskraftwerken, die nach VAR-Etappenplan das Geschwemmsel weiterleiten. Durch die neu vorgeschaltete Anordnung des Fischleitrechens vor den Turbineneinlaufrechen wird dieser für die Geschwemmselbeseitigung im Regelfall nicht mehr benötigt, da sich der allergrösste Teil des Geschwemmsels und Treibguts am Fischleitrechen ansammelt und dort beseitigt werden muss. Der bestehende Einlaufrechen kann jedoch nicht zurückgebaut werden, da die Personensicherheit in diesem Fall nicht mehr gegeben wäre. Trotz des deutlich geringeren Stababstands des Fischleitrechens ist es möglich, dass Treibgut durch den Fischleitrechen transportiert wird und am Einlaufrechen verklebt. Die bestehende RRM beim Einlaufrechen kann daher nicht rückgebaut werden, weil auch der Einlaufrechen im Bedarfsfall gereinigt werden können muss. Zudem wird die bestehende RRM zum Setzen der Dammbalken benötigt.

Im Vergleich zum heutigen System wird der Rechen neu im Winkel von 31° zur Kanalachse angeordnet, wodurch sich die zu reinigende Rechenlänge von 35 m auf 108 m vergrössert. Der neue Fischleitrechen weist eine andere Rechenstabform sowie einen im Vergleich zum bestehenden Turbineneinlaufrechen um den Faktor 3 kleineren lichten Stababstand (50 mm anstatt 150 mm) auf.

Für den bis jetzt in Europa in dieser Form noch nie eingesetzten Fischleitrechen liegen bzgl. Verlegungsverhalten und Geschwemmselbeseitigung noch keine Erfahrungen vor. Es muss mit dem bestehenden Wissen eine möglichst optimale Lösung entworfen und an einer kleineren Pilotanlage validiert werden. Es ist davon auszugehen, dass die Verkleinerung des lichten Rechenabstands auch einen beträchtlichen Mehranfall der Geschwemmselmenge mit sich bringt. Zudem wird sich die Reinigungszeit durch die grössere Rechenlänge und damit längeren Reinigungsweg der RRM ebenfalls beträchtlich erhöhen. Dafür muss eine effiziente Rechenreinigungslösung erarbeitet werden. Die massgeblichen betrieblichen Ziele sind die Reduktion des Produktionsverlusts durch Rechenverlegung und die weitgehende Vollautomatisierung der Reinigung, um den Personalaufwand auf ein Minimum zu beschränken.

3.9.2 Abschätzung der neuen Geschwemmselmenge

Als Grundlage für die Auslegung der RRM müssen die neu anfallenden Geschwemmselmengen und die Häufigkeiten sowie die bei einem Hochwasser zu erwartende Spitzenlast abgeschätzt werden. Diese Abschätzung wurde in den folgenden vier Schritten durchgeführt, welche in den Kapiteln 3.9.2.1 bis 3.9.2.4 beschrieben werden.

- 1 Grundlegendes Verhalten von Geschwemmsel in Flüssen
- 2 Auswertung der täglichen Geschwemmselmenge am Standort in Bezug auf Menge und Häufigkeit
- 3 Abschätzung der neuen Geschwemmselmenge
- 4 Auslegung der neuen RRM

3.9.2.1 Grundlegendes Verhalten von Geschwemmsel in Flüssen

Das grundlegende Verhalten von Geschwemmsel in Flüssen wird sehr gut im Bericht «Geschwemmsel bei Kleinkraftwerken» [17] beschrieben. Die wichtigsten Erkenntnisse daraus werden im nachfolgenden Unterkapitel wiedergegeben. Die Erkenntnisse wurden an der Töss gesammelt, lassen sich aber 1:1 auf die Flusskraftwerke an Aare, Rhein und anderen Flüssen im schweizerischen Mittelland übertragen. Sie decken sich vollständig mit den Betriebserfahrungen von Axpo.

Definition

Die von einem Fliessgewässer transportierten Feststoffe werden in Geschwemmsel, Geschiebe, Schwebstoffe und Treibeis unterteilt (Abb. 3.16). Geschwemmsel (syn. Schwemmgut) besteht aus partikulärem organischem Material (POM) mit einem Durchmesser > 1 mm sowie Siedlungsabfall. Das organische Material setzt sich zusammen aus:

- Laub, Nadeln
- Grobholz (Stämme, Äste, Wurzeln)
- Feinholz (Zweige, Holzsplitter)
- Gras, Heu, Spreu
- Moose, Flechten
- Knospenhüllen, Samen
- Algen, höhere Wasserpflanzen
- Kadaver, Leichen

Sowie dem anorganischen Siedlungsabfall:

- Fässer, Pneus, Flaschen, Plastikfolien, Boote etc.

Das Geschwemmsel wird schwimmend, schwebend oder über die Sohle von der Strömung flussabwärts transportiert.

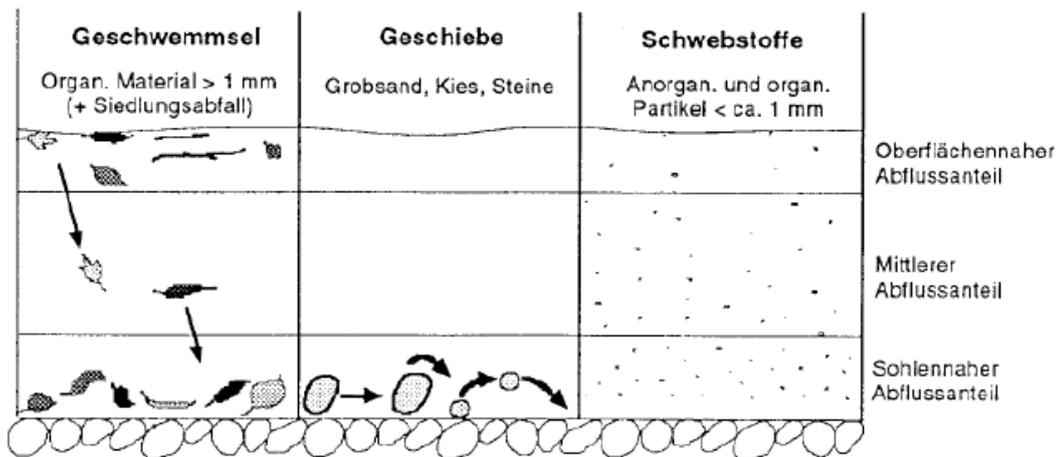


Abb. 3.16 Feststoffe (exkl. Treibeis) und ihre Verteilung über die Abflusstiefe. Unterteilung der Wassertiefe in den oberflächennahen, den mittleren und den sohlennahen Abflussbereich [17].

Geschwemmselaufkommen

In Abhängigkeit der Witterung setzt der herbstliche Laubfall im September oder anfangs Oktober ein. Das Abfallen der Blätter wird massgebend durch die Einwirkung von Wind und Regen beeinflusst. Dieser direkte Eintrag von Blättern etc. führt zu einer Geschwemmsel-Grundlast im Fließgewässer, welche im September ansteigt, im Oktober den Höhepunkt erreicht und gegen Ende November auf einen unbedeutenden Wert zurückgeht.

Diejenigen Blätter der gewässerbegleitenden Vegetation, die nicht direkt auf den Wasserspiegel fallen, werden im Uferbereich oder auf Kiesflächen zwischengelagert. Zudem staut sich ein Teil des direkt eingetragenen Laubs an Hindernissen im Gewässer. Bei abnehmendem Abfluss und in Ruhewasserzonen kann Material auf der Gewässersohle abgelagert werden, wodurch ausgedehnte Geschwemmselteppiche entstehen. Während Trockenperioden bilden sich dadurch im Fließgewässer beträchtliche Geschwemmseldepots.

Bei einer Abflusszunahme erfolgt der indirekte Eintrag des auf den gewässerbegleitenden Flächen zwischengelagerten Materials. Gleichzeitig wird das im Gewässer deponierte Geschwemmsel von der Strömung mitgerissen. Durch den indirekten Eintrag sowie durch die Remobilisierung resultieren im Fluss extreme Konzentrationsspitzen. So werden bei einem Hochwasserereignis während eines Tages gegenüber der oben erwähnten Grundlast oft die 100-fache Geschwemmselmenge transportiert.

Anhand von Direktmessungen sowie der Abflussganglinie wurde versucht, eine Ganglinie des Geschwemmselaufkommens herzuleiten. Die Ganglinien zeigen, dass das Geschwemmselaufkommen durch die Grundlast gekennzeichnet wird, die von extremen Spitzen überlagert wird.

Die Spitzenwerte der GeschwemmseleKonzentration sind immer mit einer Abflusszunahme verbunden. Extreme Spitzenwerte treten auf

- nach längerer Trockenheit während dem ansteigenden Ast eines grösseren Mittel- bis Hochwasserabflusses sowie
- bei einer seit Beginn der Laubfallperiode unerreichten Abflusstiefe, bzw. Abflusses (höhere Uferlinie).

Zusammensetzung des Geschwemmsele

Abb. 3.17 zeigt die prozentuale Zusammensetzung des partikulären organischen Materials (POM) in der Töss bei Winterthur-Wülflingen für den Herbst/Winter 1993/94. Die Darstellung beruht auf der Analyse der in der Töss entnommenen Geschwemmseleproben sowie auf Vergleichswerten für das Grobholz.

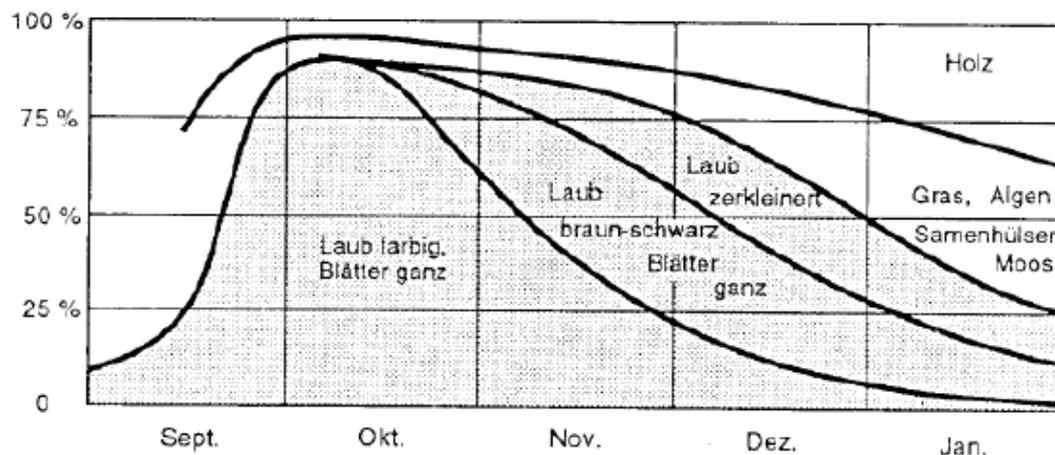


Abb. 3.17 Zusammensetzung des POM in der Töss bei Winterthur-Wülflingen im Herbst/Winter 1993/94 [17].

Ein Grossteil des Geschwemmsele (bis zu 90%) besteht anfänglich aus farbigem Laub, das sich mit der Zeit braun verfärbt und zersetzt (Blätter werden zerkleinert). Das Laub wird im Dezember und vor allem im Januar durch Samenhülsen und Holzsplitter abgelöst. Bei grösseren Abflüssen sind vermehrt Grobholz, Gras, Moos und Algen festzustellen, die durch die Strömung entwurzelt oder ab- und mitgerissen werden. Dasselbe gilt auch für Siedlungsabfälle.

Geschwemmseletransport

Geschwemmsele kann sowohl schwimmend, schwebend als auch entlang der Gewässersohle transportiert werden. In welcher Form ein bestimmtes Partikel transportiert wird, ist von seiner Grösse, der Aufenthaltszeit im Wasser, den Materialeigenschaften sowie den Strömungsverhältnissen abhängig.

In Abb. 3.18 sind die über die Monate Oktober 1993 bis Januar 1994 gemittelten GeschwemmseleKonzentrationen des oberflächennahen, des mittleren und des sohlennahen Abflussanteils im Verhältnis zur durchschnittlichen GeschwemmseleKonzentration des gefassten Wassers dargestellt (relative Konzentration). Der sohlennahe Abflussanteil zeigt eine Konzentration, die etwa dem Doppelten des durchschnittlich gefassten Wassers entspricht. Gegen Dezember/Januar wird zunehmend mehr Geschwemmsele in Sohlennähe transportiert. Die GeschwemmseleKonzentration des

mittleren Abflussanteils beträgt im Mittel 54% der Konzentration des gefassten Wassers (Durchschnitt aller Messungen). Die Verteilung über die Monate ist ausgeglichen.

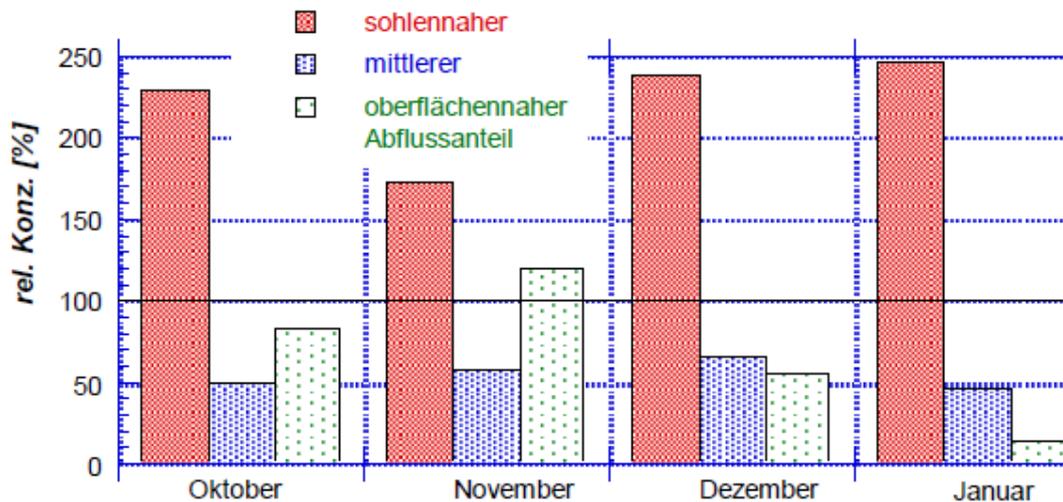


Abb. 3.18 Relative Geschwemmselektkonzentration des sohlennahen, mittleren und oberflächennahen Abflussanteils der Töss bei Winterthur-Wülflingen im Verhältnis zur durchschnittlichen Konzentration des gefassten Wassers für die Monate Oktober 1993 - Januar 1994 [17].

Die Probeanalysen haben gezeigt, dass an der Oberfläche vor allem direkt eingetragenes farbiges Laub sowie Holz transportiert wird. Der Rückgang im Dezember ist mit dem Ende der Laubfallperiode zu erklären.

In Sohlennähe wird Geschwemmselekt transportiert, das

- angefault, wassergesättigt und indirekt in das Gewässer eingetragen wird oder
- sich bereits eine gewisse Zeit im Wasser aufgehalten hat.

Die Geschwemmselektkonzentration in den verschiedenen Wasserschichten ist zudem von den Strömungsverhältnissen abhängig. Diese werden durch den Abfluss und die lokalen Verhältnisse bestimmt (gestauter oder freier Abfluss).

Bei Niederwasserabfluss kann die Geschwemmselektkonzentration des sohlennahen Abflussanteils sehr klein sein. Gleichzeitig kann auf dem Wasserspiegel infolge starkem direktem Eintrag (Einwirkung von Wind und einsetzendem Regen) die Konzentration vergleichsweise hoch sein.

Bei turbulenteren Abflüssen erfolgt eine stärkere Durchmischung der Abflussschichten. Die Konzentrationsunterschiede zwischen der oberen, mittleren und sohlennahen Abflussschicht gleichen sich aus, wobei – ähnlich wie bei den Schwebstoffen – die Konzentration vom Wasserspiegel gegen die Sohle zunimmt.

Folgerungen

Aus der Situationsanalyse lassen sich die folgenden Erkenntnisse ableiten:

1. Die Geschwemmselektkonzentration eines Fließgewässers zeigt eine Grundlast, die durch ausgeprägte Spitzenwerte – insbesondere bei ansteigendem Abfluss nach Trockenwetterperioden – überlagert wird.

2. Der sohlennahe Abflussanteil weist bei grösseren Abflüssen die höchste GeschwemmseleKonzentration auf.
3. Der oberflächennahe Abflussanteil weist während der Laubfallperiode (September–November) eine durchschnittliche Abflusskonzentration auf. Ab Dezember kann die Konzentration als gering bezeichnet werden.
4. Im Oktober und November besteht das Geschwemmsel zu 70–95% aus Laub.
5. Gegen Ende der Laubfallperiode nehmen die Anteile an Holz und übrigem partikulärem Material (POM) sowie an Siedlungsabfällen zu
6. Bei stark turbulentem Abfluss findet eine vertikale Durchmischung des Wassers statt, wodurch die Unterschiede der GeschwemmseleKonzentration zwischen den verschiedenen Abflussanteilen verringert werden.

3.9.2.2 Auswertung der täglichen Geschwemmsele Menge am Standort in Bezug auf Menge und Häufigkeit

Tägliche Geschwemmsele Menge, Häufigkeit und Spitzenwert

Die täglich am Turbineneinlaufrechen des KWWB entnommene Geschwemmsele Menge wurde in der Vergangenheit erfasst. Für die Jahre 2009–2017 liegen Exceltabellen vor. Diese Rohdaten wurden aufbereitet und bezgl. der täglichen Geschwemmsele Menge und Häufigkeit ausgewertet.

Abb. 3.19 zeigt die Auswertung für 2010. Dargestellt ist die tägliche Geschwemmsele Menge (blau), der Aareabfluss (rot) sowie die Geschwemmsele Summenkurve des Jahres (grün). Der Verlauf zeigt einen praktisch kontinuierlichen Anstieg der Summenkurve bis Anfang Dezember, mit zwei kleineren Sprüngen Ende Juli und Ende August, sowie einen sprunghaften Anstieg Anfang Dezember, ausgelöst durch ein kleineres Hochwasserereignis. Dieses kleine Hochwasser hat ausgereicht, um das seit Herbst liegende Geschwemmsel – rund ein Drittel der Jahresmenge – zu mobilisieren.

Die weiteren Diagramme für die Jahre 2009–2017 können Anhang 1 entnommen werden.

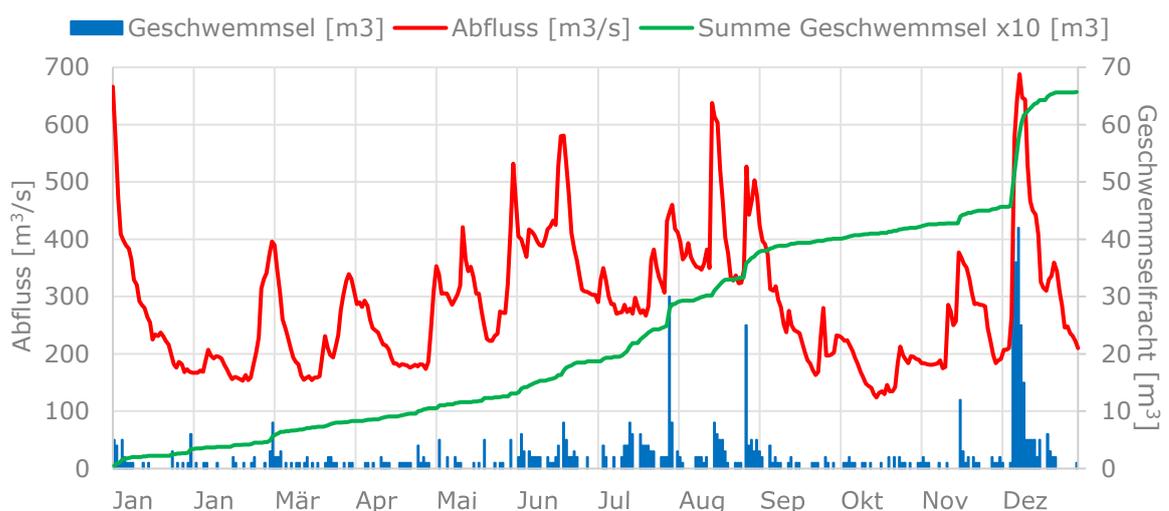


Abb. 3.19 Jahresganglinie des Abflusses und Geschwemmsele und die Summenkurve des Geschwemmsele 2010 beim KWWB.

Abb. 3.20 zeigt die Tageshäufigkeiten der täglichen Geschwemmsele Menge beim KWWB in den Jahren 2009–2017. Der grösste Teil (96%) der täglich anfallenden

Geschwemmselmengen liegen zwischen 0 und 5 m³. Bei einem Hochwasserereignis sind 110 m³ Geschwemmsel pro Tag angefallen, wobei die Wiederkehrperiode eines solchen Ereignisses auf 9 Jahren geschätzt wird.

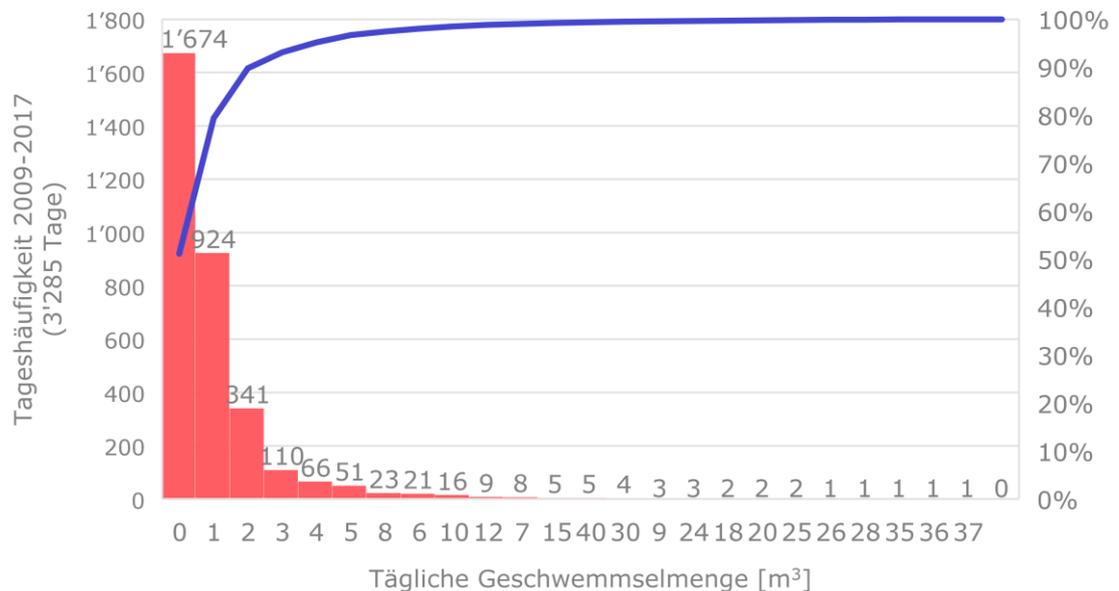


Abb. 3.20 Tageshäufigkeit der anfallenden Geschwemmselmengen 0-40 m³ im Zeitraum 2009–2017 (3285 Tage), 11 Werte zwischen 41–110 m³ sind der Übersichtlichkeit halber nicht dargestellt (41, 42, 45, 50, 55, 2x60, 62, 70, 80, 110 m³).

Wie in Kapitel 3.9.2.1 beschrieben, zeigt sich auch beim KWWB der typische Verlauf der Geschwemmselmengen in einem Fluss: Die tägliche Grundlast beträgt 0–2 m³, während bei Hochwasserereignissen bis zu 100-fach höhere Spitzenwerte auftreten können (110 m³/Tag).

Jährliche Geschwemmselmengen

Tab. 3.1 zeigt die jährliche Geschwemmselmengen für die Jahre 2009–2017 aus den Betriebsdaten des KWWB. Es wird zwischen Geschwemmsel «Gross» und «Klein» unterschieden. Die Einteilung erfolgt nach folgenden Kriterien:

- Gross: Bäume, Balken, Bretter, Wurzelstöcke und Brennholz (als Brennholz verwendbar)
- Klein: Laub, Gras, Schilf, kleine Äste und Algen

Anteil Gross: 1–14%, im Mittel 7%

Jahr	Gross [m ³]	Klein [m ³]	Gesamt [m ³]
2009	16	614	630
2010	9	648	657
2011	14	304	318
2012	23	459	482
2013	49	302	351
2014	57	409	466
2015	45	486	531
2016	32	381	413
2017	30	668	698
Mittelwert	31	475	506

Tab. 3.1 Jährliche Geschwemmselmenge beim KWWB für die Jahre 2009–2017.

Daraus lässt sich schliessen, dass beim KWWB primär kleineres Geschwemmsel anfällt. Der jährliche Anteil von grossem Geschwemmsel liegt bei 1–14%, im Mittel bei 7%.

3.9.2.3 Abschätzung der neuen Geschwemmselmenge

Als konservativer Ansatz wird angenommen, dass die Geschwemmselmenge linear mit der Reduktion des Stababstands zunimmt. Eine Reduktion des Stababstands um den Faktor 3 (150 mm auf 50 mm) bedeutet somit eine Zunahme der Geschwemmselmenge um den Faktor 3. Diese Annahme wird nachfolgend mit Daten aus bestehenden Kraftwerksanlagen überprüft.

Meusburger hat im Rahmen seiner Dissertation «Energieverluste an Einlaufrechen von Flusskraftwerken [18]» umfangreiche Daten von Einlaufrechen an Flusskraftwerken an Aare und Rhein erhoben. Tab. 3.2 zeigt die Daten von allen Kraftwerken an der Aare mit einer Ausbauwassermenge über 300 m³/s. Aus den Daten werden die Parameter «durchschnittlicher Rechengutanfall/Jahr» und «lichte Rechenstabweite» für einen Vergleich herangezogen. Der lichte Stababstand des Flusskraftwerk Gösgen beträgt ein Drittel des lichten Stababstand beim KWWB (50 mm vs. 150 mm) und entspricht somit dem lichten Stababstand des neu geplanten Fischleitrechen beim KWWB (Kapitel 3.6). Der durchschnittliche Rechengutanfall beim Flusskraftwerk Gösgen beträgt 1'704 m³/a und ist somit rund dreimal höher als beim KWWB (580 m³/a).

Tab. 3.2 zeigt auch, dass nicht nur der lichte Rechenstababstand für die Geschwemmselmenge massgebend ist, sondern auch die Anordnung des Kraftwerks (Buchten- oder Kanalkraftwerk) und die Ausbildung des Einlaufs einen grossen Einfluss auf den Geschwemmselanfall hat. So fällt beim Buchtenkraftwerk Rapperswil-Auenstein bei gleicher Wassermenge und gleichem lichten Rechenstababstand rund dreimal mehr Geschwemmsel an, als beim direkt unterliegenden KWWB. Dies zeigt auch, dass beim KWWB günstige Verhältnisse bezüglich Geschwemmsel vorliegen. Dies liegt vor allem an der am Kanaleinlauf angeordneten 5 m hohen Einlaufschwelle.

Wird der durchschnittliche Rechengutanfall/Jahr aller Kraftwerke miteinander verglichen, weist lediglich Rapperswil mit 1'914 m³/a eine höhere Gesamtmenge als KWWB mit der neuen Gesamtmenge von 1'500 m³/a auf. Obwohl an den einzelnen Standorten unterschiedliche Randbedingungen herrschen, erscheint auf Basis dieser Vergleiche die Annahme einer Zunahme der Geschwemmelmenge um den Faktor 3 realistisch.

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass für die Auslegung der RRM gegenüber heute von einer Zunahme der jährlichen Geschwemmelmenge und des täglichen Spitzenwerts um den Faktor 3 ausgegangen werden muss.

	Leistung	Ausbau durchfluss	Bruttofallhöhe	Rechenstabdicke	Rechenstablänge	Lichte Rechenstabweite	Verbauungsgrad	Vertikale Rechenneigung	Horiz. Anströmrichtung	Ø Rechengutanfall/Jahr	Mittlere Anströmgeschwindigkeit	Wasserspiegeldifferenz vor und nach dem Re-	Verlustbeiwert Rechen
Kraftwerk	P _T	Q _a	H	s	l	b	P	a'	d	T	v _R	D _{hR}	Z _R
	[MW]	[m ³ /s]	[m]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[°]	[°]	[m ³ /a]	[m/s]	[m]	[-]
Flumenthal	23.4	351	7.5	20	125	85	0.38	75	20	676	1.00	0.15	2.94
Bannwil	25.3	360	8.1	17	160	82	0.27	70	0	580	0.90	0.03	0.73
Gösgen	16.9	374	15.7	12	80	50	0.28	60	10	1'704	0.90	0.21	5.09
Aarau	16.0	392	6.3	10	90	75	0.17	70	0	200	1.00	0.15	2.94
Rüchling	9.31	346	3.2	12	100	68	0.19	80	0	900	0.83	0.03	0.85
Rapperswil	40.0	492	11.3	14	120	150	0.13	75	0	1'914	1.20	0.04	0.55
Wildeg-Brugg	50.0	400	14.8	14	120	150	0.15	72	0	580	1.00	0.05	0.98
Beznau	19.5	418	6.1	15	100	70	0.26	70	50	1'360	1.00	0.08	1.57
Klingnau	44.1	820	6.4	15	130	147	0.19	67	0	1'300	1.00	0.04	0.78

Tab. 3.2 Anlagekenn- und rechenverlustrelevante Parameter der Einlaufrechen von Kraftwerken an der Aare mit einer Ausbauwassermenge > 300 m³/s, Auszug aus [18], Stand 2000.

3.9.2.4 Auslegung der neuen Rechenreinigungsmaschinen

Die Reinigungskapazität wird so ausgelegt, dass die Produktion selbst im Hochwasserfall nicht wegen Rechenverlegung reduziert werden muss. Somit muss die Reinigungskapazität grösser als die täglich maximal zu erwartende Geschwemmelmenge sein.

Wie im vorherigen Kapitel gezeigt, ist davon auszugehen, dass sich die tägliche und jährliche Geschwemmelmenge durch den Einbau des neuen Fischleitrechens um den

Faktor 3 erhöht. Mit dieser Annahme ergeben sich folgende Mengen für die Auslegung der RRM.

- Täglicher Maximalwert: 330 m³
- Jährliche Gesamtmenge: 1'500 m³

Massgebend ist der tägliche Maximalwert von 330 m³ im Hochwasserfall. Der Geschwemmselanfall im Normalbetrieb ist um den Faktor 50–100 kleiner und nicht massgebend.

Sollte die anfallende Geschwemmselmenge den auf Basis der Daten der Periode 2009–2017 festgelegten täglichen Maximalwert überschreiten, kann nicht ausgeschlossen werden, dass die Produktion des KWWB während einzelner Extremereignisse aufgrund des zu stark verlegten Rechens gedrosselt werden muss.

Maschinentyp

Für die Rechenreinigung sind hydraulische Maschinen (Abb. 3.21) vorgesehen. Seilzugmaschinen benötigen einen um mindestens 10° vertikal geneigten Rechen und können für den vertikal stehenden Fischleitrechen nicht eingesetzt werden. Mit diesem Maschinentyp kann gleichermassen der Rechen gereinigt und Treibgut wie Bäume entnommen werden. Die Maschinen werden auf ein Hubmoment von 500 kNm ausgelegt, damit beispielsweise ein 4 t schwerer Baum mit einer Ausladung von 12.5 m aus dem Wasser gehoben werden kann.



Abb. 3.21 Beispielfoto einer hydraulischen RRM (Quelle: Künz GmbH).

Berechnung der Reinigungskapazität

Mit den Maschinendaten und der Rechengeometrie wurden die Reinigungszeiten und Reinigungskapazitäten ermittelt. Die detaillierte Berechnung ist im Anhang 2 dargestellt.

Reinigungszeiten und Reinigungskapazität

Reinigungszeit mit 1 Maschine	2.6 h
Reinigungszeit mit 2 Maschinen	1.8 h
Reinigungszeit mit 3 Maschinen	1.0 h
Reinigungskapazität / Zyklus (Einmaliges Reinigen des gesamten Re- chens)	24 m ³
Reinigungskapazität mit 1 Maschine / Tag	168 m ³
Reinigungskapazität mit 2 Maschinen / Tag	243 m ³
Reinigungskapazität mit 3 Maschinen / Tag	440 m ³

Tab. 3.3 Reinigungszeiten und Reinigungskapazität für 1, 2 oder 3 RRM.

Tab. 3.3 zeigt die Resultate der Berechnung in Abhängigkeit von der Anzahl eingesetzter Maschinen. In einem Reinigungszyklus, der die komplette Reinigung der gesamten Rechenfläche beinhaltet, können maximal 24 m³ Geschwemmsel entfernt werden. Die Dauer dafür variiert zwischen 2.6 Stunden mit einer Maschine und 1.0 Stunden beim Einsatz von drei Maschinen. Damit ergibt sich eine tägliche Reinigungskapazität von 168 m³ mit einer Maschine und bis zu 440 m³ mit drei Maschinen. Folglich sind drei Maschinen nötig, um die im Hochwasserfall maximal auftretende Geschwemmselmenge von 330 m³/Tag entfernen zu können. Die weitere Planung erfolgt daher mit drei RRM.

3.9.3 Prüfung der Notwendigkeit eines Grobrechens oder einer Tauchwand

In diesem Kapitel werden die Anordnung einer Tauchwand am Kanaleinlauf und eines Grobrechens vor dem Fischleitreehen als geschwemmselabweisende Massnahme geprüft. Beide Massnahmen sind nicht fester Bestandteil des Leitreehenkonzepts.

Tauchwand am Kanaleinlauf

Mit der Anordnung einer Tauchwand am Kanaleingang soll der an der Oberfläche schwimmende Geschwemmselanteil am Eintritt in den Kanal gehindert und über das Wehr abgeleitet werden. Um einen Effekt zu erzielen, ist eine minimale Tauchwandhöhe von 1.5 m erforderlich. Durch den Einbau einer zusätzlichen Tauchwand über der in Kapitel 2.1 beschriebenen Einlaufschwelle würde sich die Einlaufhöhe von 3 m auf rund 1.5 m verkleinern. Die daraus resultierende Querschnittsverminderung führt zu höheren Fliessgeschwindigkeiten und könnte für aufsteigende, schwimmschwache Fische als hydraulische Barriere wirken. Zudem könnte die Tauchwand die Wanderung von auf- und absteigenden Fischen verzögern und wäre ein Hindernis für die Kleinschiffahrt.

Aus den vorgenannten Gründen kommt eine Tauchwand am Kanaleinlauf nicht in Frage.

Der Einsatz einer Tauchwand wurde bereits vor dem Bau 1950 in Modellversuchen an der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich (VAW) untersucht. Geprüft wurden eine niedrige Einlaufschwelle in Kombination mit einer Tauchwand und die umgesetzte und heute bestehende hohe Einlaufschwelle. Der Entscheid wurde nicht näher begründet. Das Modelfoto in Abb. 3.22 zeigt jedoch, dass bei ungefähr gleicher Abflussaufteilung zwischen dem Zulaufkanal und dem Wehr die Trennstromlinie in der Flussmitte liegt. Erfahrungsgemäss wird auf Höhe

der Ausleitung des KWWB der Grossteil des Geschwemmsels auf der rechten Aa- reseite transportiert und kann somit effizient über das Wehr abgeführt werden. Bei noch grösseren Hochwassern steigt der Wehrabfluss weiter an, wodurch ein noch grösserer Anteil des Geschwemmsels über das Wehr abgeführt wird. Dadurch wird auch ohne Tauchwand nur sehr wenig Oberflächengeschwemmsel in den Zulaufkanal des KWWB eingezogen.



Abb. 3.22 Strömungsaufnahmen am Kanaleinlauf mit der hohen Einlaufschwelle für einen Durchfluss im Zulaufkanal von $Q_z = 350 \text{ m}^3/\text{s}$ und einem Wehrüberfall von $Q_w = 320 \text{ m}^3/\text{s}$ [19].

Zusätzlicher Grobrechen vor dem Fischleitrechen

Der Bau eines zusätzlichen Grobrechens wäre eine teure Investition, welche nur bei sehr grossen Geschwemmselmengen eventuell wirtschaftlich wäre. Ein Grobrechen wäre wirtschaftlich vor allem interessant, wenn dadurch auf eine Rechenreinigung beim Fischleitrechen verzichtet werden könnte. Ob dies beim KWWB möglich ist und ob der Bau eines Grobrechens wirtschaftliche Vorteile bringt, wurde im Rahmen dieses technischen Vorprojekts geprüft.

Für den Grobrechen wurde ein lichter Rechenstababstand von 150 mm gewählt. Grundsätzlich wäre ein wesentlich kleinerer Stababstand erwünscht, um möglichst viel Geschwemmsel bereits am Grobrechen entnehmen zu können. Da die absteigenden Fische jedoch den Grobrechen passieren müssen, darf der Abstand nicht zu klein gewählt werden.

Ein lichter Stababstand von 150 mm entspricht exakt dem Stababstand des bestehenden Turbineneinlaufrechens. Es wird deshalb davon ausgegangen, dass rund gleich viel Geschwemmsel am Grobrechen zurückgehalten wird, wie heute am Turbineneinlaufrechen anfällt. Dies wäre ein Drittel der neuen Gesamtmenge, während zwei Drittel am neuen Fischleitrechen anfallen würden. Für die Planung wird mit der in Tab. 3.4 zusammengefassten Geschwemmselaufteilung gerechnet.

	Grossgeschwemmsel	Kleingeschwemmsel
Grobrechen	100% = 31 m ³ /a	1/3 = 475 m ³ /a
Fischleitrechen	0%	2/3 = 950 m ³ /a

Tab. 3.4 Erwartete Aufteilung des Geschwemmsels bei der Installation eines Grobrechens.

Mit dieser realitätsnahen Aufteilung zeigt sich, dass sowohl am Grobrechen wie auch am Fischleitrechen beträchtliche Geschwemmselmengen entnommen werden müssen. Dadurch müssen beide Rechenbrücken mit RRM und einem Geschwemmselentsorgungssystem ausgestattet werden. Einzig am Fischleitrechen müssen keine Bäume mehr entnommen werden, wodurch die Rechenbrücke schmaler ausgeführt werden kann. Abb. 3.23 zeigt den ersten Entwurf des neuen Fischleitrechens – links ohne und rechts mit einem vorgeschalteten Grobrechen.

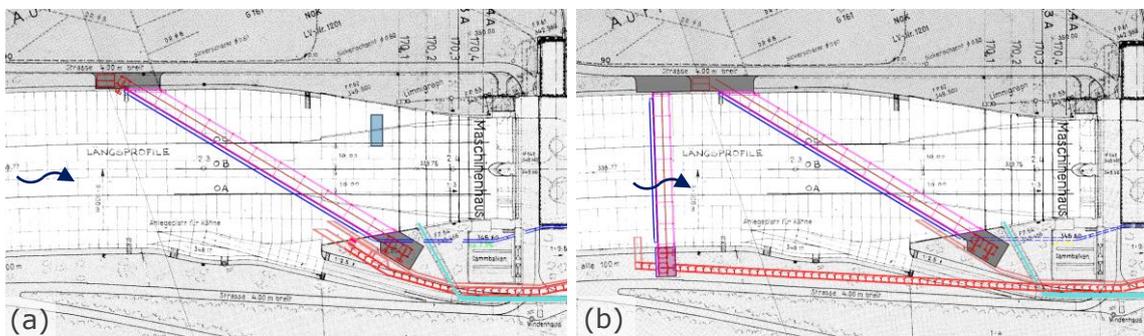


Abb. 3.23 Fischleitrechen (a) ohne und (b) mit einem vorgeschalteten Grobrechen (Hintergrund Planausschnitt Nr. KWVB4155).

Mit einem vorgeschalteten Grobrechen würden sich folgende Veränderungen an der Fischabstiegsanlage ergeben:

- **Bootstransport:**
Damit der Zugang zur Kahnrampe erhalten bleibt, muss die Fahrbahn der Grobrechenbrücke gegenüber den Strassen um 1.2 m angehoben werden und es ist ein bewegliches Tor im Rechen für die Bootsdurchfahrt nötig. Nach Diskussion mit dem Betrieb kommt diese Variante aus Sicherheitsgründen nicht in Frage. Die Bootsrampe müsste daher 120 m flussaufwärts verlegt und das Gleis entsprechend verlängert werden.
- **Fischaufstieg:**
Der Ausstieg des neu geplanten Fischaufstiegs muss bis vor den Grobrechen gezogen werden und wird damit um rund 130 m länger.
- **Rechenreinigung und Geschwemmseltransport:** Der Grobrechen benötigt eine eigene RRM mit einem zusätzlichen Geschwemmselentsorgungssystem.
- **Fischwanderung:**
Der Grobrechen stellt ein zusätzliches Hindernis dar, welches von absteigenden Fischen überwunden werden muss.
- **Produktionsverlust:**
Der zusätzliche Grobrechen erzeugt Rechenverluste, welche entsprechend zu Produktionseinbußen führen.

Für einen zusätzlichen Grobrechen fallen folgende Zusatzaufwendungen an:

- Bau Grobrechen mit befahrbarer Grobrechenbrücke

- Zusätzliche RRM
- Zusätzliches Geschwemmselentsorgungssystem
- Bauliche Verlängerung des Fischaufstiegs um rund 130 m flussaufwärts
- Bauliche Verlegen der Kahnrampe um 130 m flussaufwärts
- Zusätzliche Unterhalts- und Erneuerungskosten

Für die vorgenannten Aufwendungen werden die Baukosten auf rund CHF 10–15 Mio. und die jährlichen Betriebskosten auf rund CHF 300'000 geschätzt.

Beurteilung Grobrechen und Empfehlung

Trotz eines Grobrechens müsste der Fischleitrechen mit einem Reinigungssystem ausgestattet werden. Das anfallende Rechengut würde sich mit einem zusätzlichen Grobrechen auf die beiden Rechen verteilen und müsste dementsprechend an beiden Orten entnommen und entsorgt werden. Das erfordert die doppelten Einrichtungen für die gleiche Aufgabe. Zudem ist die Verlegung der heutigen Kahnrampe und des neu geplanten Fischaufstiegs um rund 130 m flussaufwärts nötig.

Für das KWWB bringt ein zusätzlicher Grobrechen keinen spürbaren Nutzen bei hohen Erstellungs- und Betriebskosten. Mit dem vorgesehenen Rechenreinigungskonzept ist es ohne Grobrechen problemlos möglich, das anfallende Rechengut am Fischleitrechen zu entnehmen und zu entsorgen.

Aus diesen Gründen ist der Fischleitrechen ohne Grobrechen das beste Konzept und wird daher zur Ausführung empfohlen. Bei der Begleitgruppensitzung vom 3. März 2021 wurde festgelegt, dass die weitere Planung beim KWWB ohne Grobrechen erfolgt.

3.9.4 Schutz Bypass vor Treibgut

Es kann nicht ausgeschlossen werden, dass im Hochwasserfall grobes Treibgut vor den Einlaufbereich des Bypasses gelangt, welches zu Verklausungen führt. Um dem entgegenzuwirken, sollen 2–3 vertikale Pfosten in einem Abstand von 2-3 m vor dem Bypasseinlauf installiert werden. Das sich dort ansammelnde Treibgut kann dann mit der Greiferharke der RRM gefasst und entfernt werden. Zur Veranschaulichung des Rückhalts von grobem Geschwemmsel mit vertikalen Pfosten zeigt Abb. 3.24 den Schwemmholzrechen bei Langnau am Albis an der Sihl, wo dieses Prinzip eingesetzt wurde.



Abb. 3.24 Rechen für den Schwemmholtzrückhalt an der Sihl bei Langnau am Albis (Quelle: AWEL, Sektion Bau).

3.9.5 Weiterleitung oder Entnahme Geschwemmsel

An der Aare ist die Geschwemmselentsorgung im VAR-Etappenplan so organisiert, dass nur einige wenige Kraftwerke das anfallende Geschwemmsel entnehmen. Die restlichen Kraftwerke leiten das Geschwemmsel am Maschinenhaus vorbei ins Unterwasser. Die entnehmenden Kraftwerke werden dafür von den weiterleitenden Kraftwerken finanziell nach einem festgelegten Schlüssel entschädigt. Beim KWWB wird das Geschwemmsel gemäss des VAR-Etappenplans nicht entnommen, sondern weitergeleitet. Dieses System funktioniert bis anhin sehr gut, gerät jedoch aus umweltpolitischen Gründen, Stichwort «Mikroplastik infolge Littering», zunehmend unter Druck. Zukünftig ist davon auszugehen, dass das Weiterleiten von Geschwemmsel vom Kanton nicht mehr geduldet oder genehmigt wird und das gesamte Geschwemmsel am Kraftwerk entnommen und entsorgt werden muss. Die Planung des Leitrechens erfolgt auf Basis dieser Annahme.

3.9.6 Geschwemmsellogistik

Der Abtransport des entnommenen Geschwemmsels ist mit einem Abrollcontainer-Wechselsystem geplant. Die standardisierten Abrollcontainer werden mit Geschwemmsel gefüllt, dann durch einen externen Entsorgungsbetrieb mit einem Lastwagen mit Hakengerät abgeholt und der Verwertung zugeführt. Die Abrollcontainer können grundsätzlich auf zwei Arten mit dem von den RRM entnommenen Geschwemmsel befüllt werden:

- 1 Direkt durch Abwurf in einen mit der RRM mitfahrenden Abrollcontainer
- 2 Indirekt durch fluidischen Rinnentransport in einen Abrollcontainer, der in einem unterirdischen Raum an einem der beiden Ufer platziert ist.

Nachfolgend wird näher auf die beiden Systeme und eine mögliche Umsetzung beim KWWB eingegangen.

3.9.6.1 Direkter Abwurf in mit der RRM mitfahrenden Abrollcontainer

Bei diesem System wird ein zusätzlicher Wagen mit einem im Bereich von 0–90° horizontal drehbaren Abrollcontainer an die RRM angehängt. Nach Beendigung des

Reinigungsvorgangs schwenkt der drehbare Oberwagen der RRM mit der gefüllten Harke über den Container und wirft das Geschwemmsel ab. Sobald ein Container gefüllt ist, wird dieser durch ein externes Entsorgungsunternehmen gewechselt. Für den Wechsel muss der Container in Richtung der Brückenachse geschwenkt werden, um die Aufnahme durch einen LKW zu ermöglichen. Der Wechsel ist direkt auf der Brücke oder auf jeder mit der RRM erreichbaren Position möglich. Abb. 3.25 zeigt als Beispiel eine ausgeführte Anlage beim Wasserkraftwerk Griesheim am Main.



Abb. 3.25 Beispiel für die Geschwemmselentsorgung mit Direktabwurf am Wasserkraftwerk Griesheim am Main (Quelle: Muhr GmbH).

Abb. 3.26 zeigt das Konzept des Direktabwurfs für das KWWB in der Übersicht. Die Rechenbrücke ist mit LKWs von beiden Ufern her befahrbar. Die beiden äusseren Container können so uneingeschränkt gewechselt werden. Für die Zufahrt zum mittleren Container muss der linksufrige Container in die Brückenachse geschwenkt werden, um die Durchfahrt zu ermöglichen. Es ist von einer Wechselzeit von rund 10 min für einen Container auszugehen.

Ein wesentlicher Vorteil des Direktverlads liegt darin, dass das Geschwemmsel direkt nach der Entnahme in den Container geworfen wird und bereit für den Abtransport ist. Es ist weder eine Rinne mit Spülpumpe noch ein unterirdischer Geschwemmselraum notwendig. Im Gegensatz zum Rinnentransport ist auch kein Wasser als Transportmittel nötig, welches wieder abgeleitet werden muss. Es müssen auch keine Entwässerungszeiten der Container vor dem Abtransport abgewartet werden. Nachteilig wirkt sich die zeitweise eingeschränkte Zufahrt zum mittleren Container und der zusätzliche Platzbedarf für die Transportwagen aus.

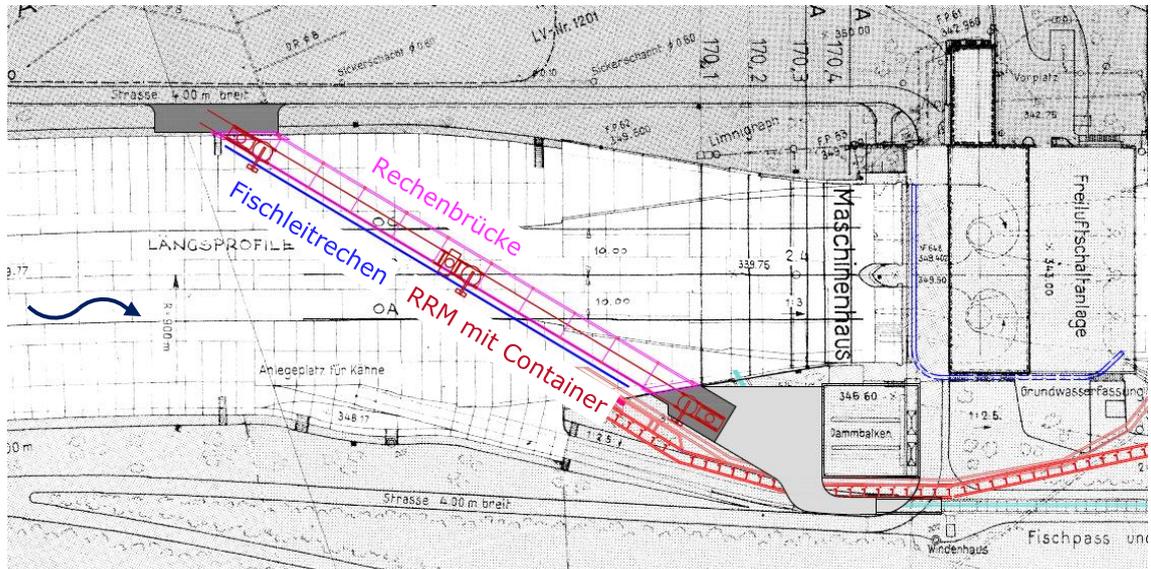


Abb. 3.26 Konzept des Direktabwurfs für die Geschwemmsellogistik (Hintergrund Planausschnitt Nr. KWVB4155).

3.9.6.2 Indirekt durch fluidischen Rinnentransport

Das System besteht aus einer über dem Rechen angebrachten Stahlrinne, einer Spülpumpe und aus zwei verschiebbaren 32 m³ Abrollcontainern, die in einem unterirdischen Geschwemmselraum an einem der beiden Ufer untergebracht sind.

Abb. 3.27 zeigt als Beispiel die Geschwemmselentsorgung mittels fluidischem Rinnentransport an einem Wasserkraftwerk.



Abb. 3.27 Beispiel für die Geschwemmselentsorgung mit Stahlrinne am Wasserkraftwerk Altusried an der Iller (Quelle: Künz GmbH).

Das Geschwemmsel wird mit der RRM in die Stahlrinne abgeworfen und durch stossweises einschalten der Spülpumpe mit dem geförderten Spülwasser in die Abrollcontainer im unterirdischen Geschwemmselraum transportiert. Das in den Geschwemmselraum einmündende Rinnenstück ist teleskopierbar ausgeführt. Durch die Verstellbarkeit des Rinnenendes wird sichergestellt, dass die Container gleichmässig befüllt werden. Das Spülwasser wird durch Öffnungen in den Containern in eine Sammelrinne entwässert und über eine Entleerungsleitung ins Unterwasser abgeleitet.

Um ein gewisses Speichervolumen vorzuhalten, sind im Geschwemmselraum zwei Abrollcontainer auf einem zur Rinnenachse quer verschiebbaren Wagen platziert. Sobald beide Container gefüllt sind, werden diese gewechselt. Die vollen Container werden mit einer Hebebühne an die Oberfläche gehoben und dort von einem LKW abgeholt. Die entnommenen Container werden direkt durch leere Container ersetzt. Die Öffnung für den Containerwechsel wird mit einem befahrbaren Panzertor ausgestattet. Das beschriebene System ist in Abb. 3.28 dargestellt. Es wird seit 2000 erfolgreich beim Aarekraftwerk Ruppoldingen eingesetzt.

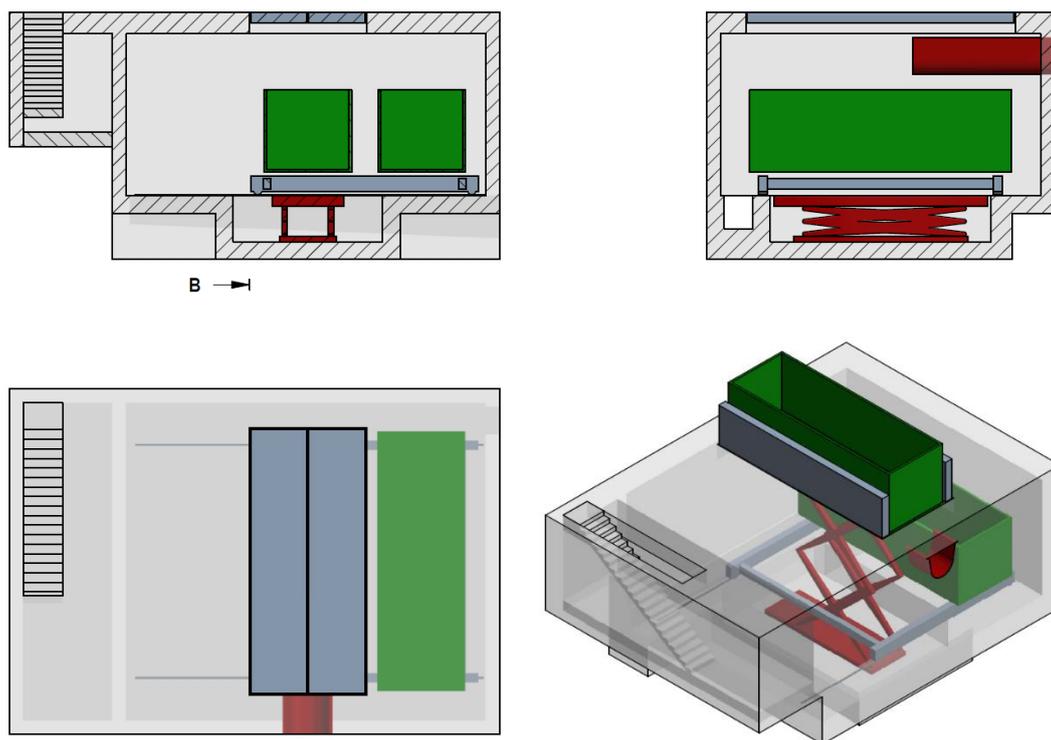


Abb. 3.28 Grundriss, Längs- und Querschnitt des geplanten Geschwemmselraums auf Basis der Anlage des Aarekraftwerks Ruppoldingen. Die Perspektive zeigt die Situation bei einem Containerwechsel.

Der Geschwemmselraum kann am rechten (Abb. 3.29) oder linken (Abb. 3.30) Ufer platziert werden. Bei der Anordnung am rechten Ufer erfolgt die Anfahrt für den Containerwechsel von Seite Maschinenhaus. Der Abtransport erfolgt dann über die Brücke des Fischleitrechens. Die Entwässerungsleitung wird unter dem Dammbalkenlager durchgeführt und an die bestehende Spülrinne angeschlossen. Diese Variante hat den Vorteil einer kurzen Anbindung an den Bestand, jedoch den Nachteil, dass für den Containerwechsel das Kraftwerksareal und die Rechenbrücke durch Fremdpersonal betreten werden müssen.

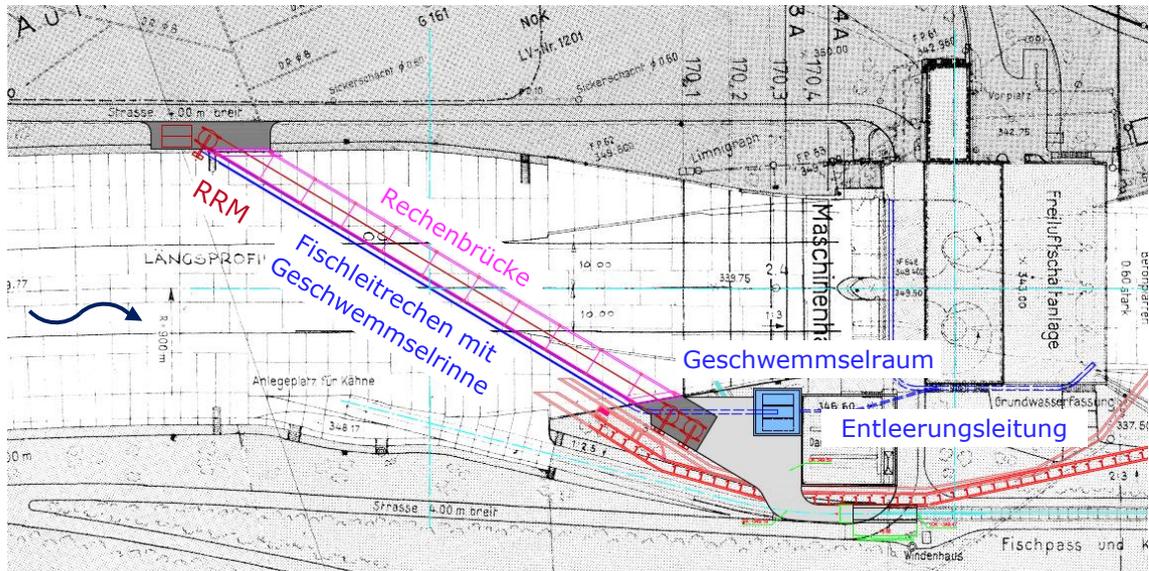


Abb. 3.29 System des fluidischen Rinnentransports mit dem Geschwemmselraum am rechten Ufer (Hintergrund Planausschnitt Nr. KWVB4155).

Abb. 3.29 zeigt die Variante am linken Ufer. Diese Variante hat den grossen Vorteil, dass der Containerwechsel ausserhalb des Kraftwerks auch ohne Kraftwerkspersonal alleine durch den Entsorger erfolgen kann. Nachteilig wirkt sich die Erstellung der längeren Entwässerungsleitung ins Unterwasser aus.

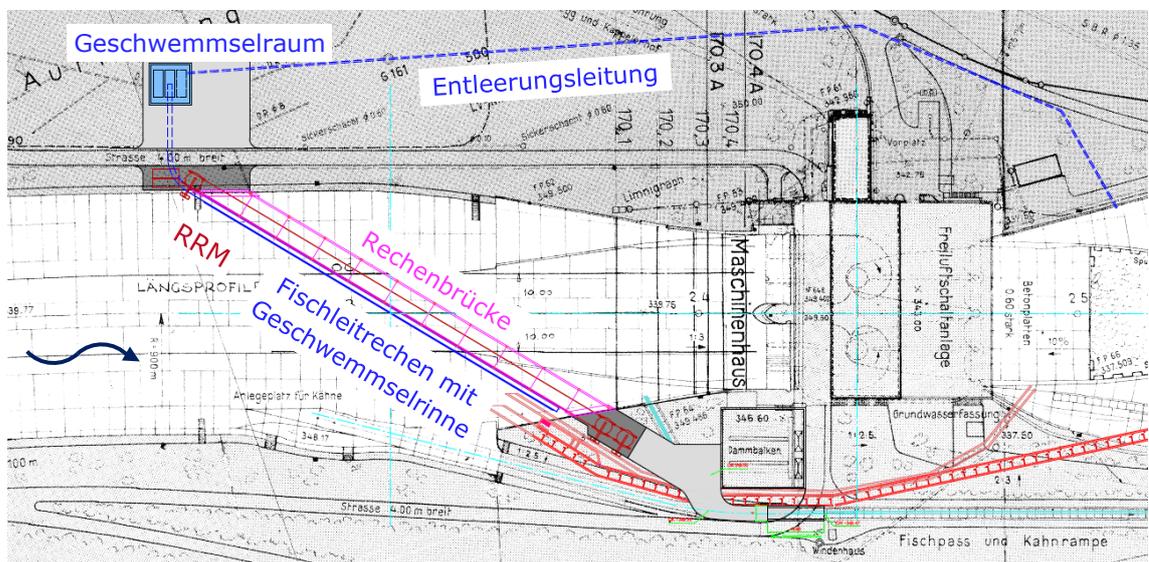


Abb. 3.30 System des fluidischen Rinnentransports mit dem Geschwemmselraum am linken Ufer (Hintergrund Planausschnitt Nr. KWVB4155).

3.9.6.3 Bewertung und Bestvariante Geschwemmsellogistik

In der Diskussion im Projektteam wird die Rinnenvariante mit dem Geschwemmselraum am linken Ufer favorisiert. Der grösste Vorteil dieser Variante ist, dass der Containerwechsel ohne Befahren des Kraftwerksareals und ohne Beihilfe durch das Kraftwerkspersonal möglich ist. Demgegenüber stehen die Betriebskosten für die Spülpumpen und die Erstellungskosten für den unterirdischen Geschwemmselraum mit der langen Entwässerungsleitung für die Rückgabe des Spülwassers. Zur in

Kapitel 3.9.6.1 beschriebenen Variante «Direktverlad» liegen momentan noch zu wenig Informationen vor, um die Betriebstauglichkeit für das KWVB uneingeschränkt bestätigen zu können. Eine weitere Vertiefung unter Beizug eines Lieferanten ist momentan nicht angezeigt.

In der jetzigen Projektphase wurde von der Variante «Rinnentransport» ausgegangen. Im Falle eines Realisierungsentscheids, soll die Variante «Direktverlad» nochmals untersucht werden. Bezüglich der Kosten verhält sich die Variante «Direktverlad» mindestens kostenneutral. Eine Variantenänderung würde die Gesamtkosten damit nicht erhöhen.

3.10 Rechenbrücke mit Rechenkonstruktion

Das zentrale Tragelement des neuen Leitrechens ist eine im Kanal zu erstellende Rechenbrücke. Diese ist als Stahl-Verbundbrücke mit Pfahlfundation geplant und für 32 t LKW-Verkehr und einer Wasserspiegeldifferenz infolge Rechenverlegung von 1.5 m ausgelegt. Die nutzbare Breite beträgt 7.1 m, wodurch die Durchfahrt für 2.5 m breite LKWs gewährleistet werden kann. Abb. 3.31 und Abb. 3.32 zeigen die Konstruktion der geplanten Rechenbrücke mit der RRM in der untersten Reinigungsposition.

Die Stahl-Betonverbundfahrbahn besteht aus vier Längsträgern aus Walzprofilen mit einer aufgelegten Fahrbahnplatte aus Beton. Die Verbindung zwischen den Längsträgern und der Fahrbahnplatte erfolgt mit Kopfbolzendübeln. In die Fahrbahnplatte sind zwei Schienen für die RRM bodenebenen eingelegt. Die Längsträger liegen im Abstand von rund 8.75 m auf in Pfählen eingespannten Stahlrahmen auf. Die Rahmenkonstruktion besteht aus einem horizontalen Riegel aus Walzprofilen, den beiden Stützen und einer Stahlrohr-Druckstrebe. Die vordere Stütze wird als fischbauchförmige Blechkonstruktion ausgeführt. In den Drittelpunkten der vorderen Rahmenstütze werden die beiden fischbauchförmigen Rechenräger befestigt. Sie übertragen den Grossteil der horizontalen Kräfte infolge Rechenverlegung auf die Rahmenkonstruktion. Die 1.2 m breiten Rechenelemente sind als Schweisskonstruktion ausgeführt, an den Rechenrägern und den oberen und unteren Rechenarmaturen befestigt. Die Geschwemmselrinne aus Stahl ist auf dem Rahmen aufgesetzt. Die gesamte Stahlkonstruktion wird mit einer mehrschichtigen Beschichtung gegen Korrosion geschützt.

Die Brückenenden sind auf Betonwiderlagern und die Rahmen auf Einzelpfählen mit einem Durchmesser von 1.0 m und rund 12 m Länge fundiert.

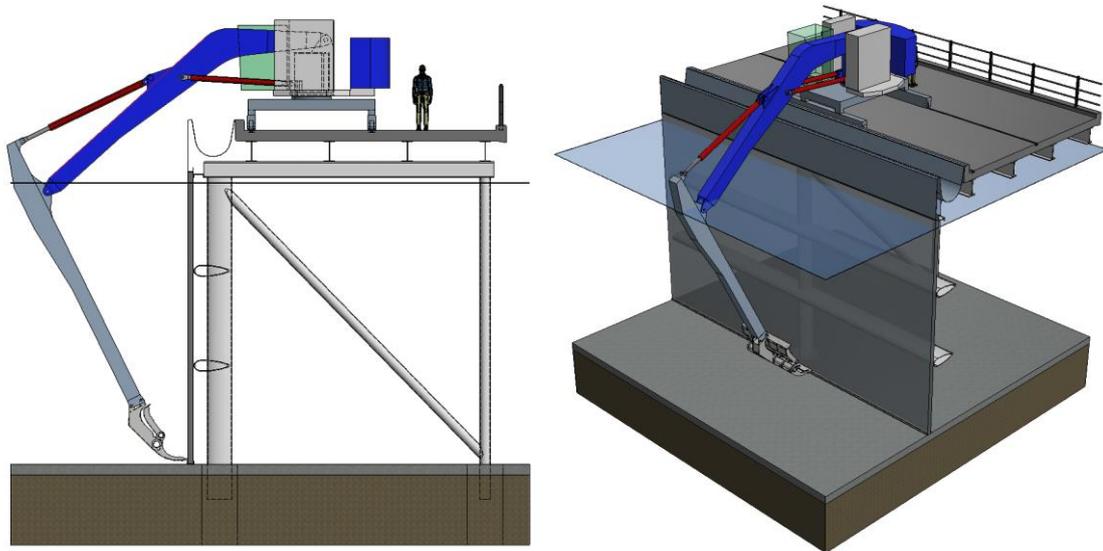


Abb. 3.31 Brückenquerschnitt mit der RRM in der untersten Reinigungsposition.

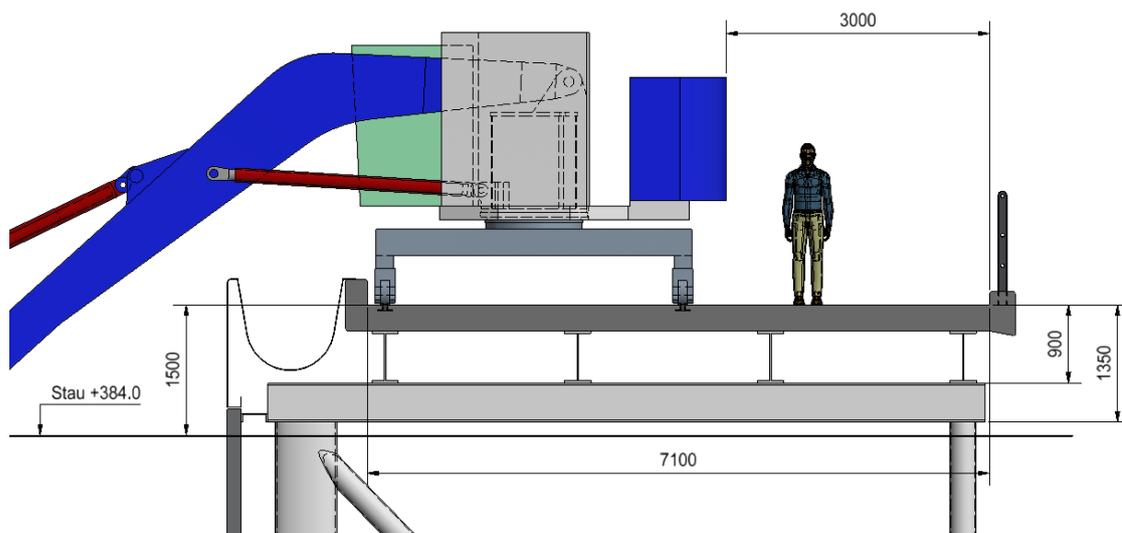


Abb. 3.32 Querschnitt durch die Fahrbahn der Rechenbrücke.

3.11 Bauverfahren

Die neue Rechenbrücke wird im bestehenden OW-Kanal gebaut. Die bestehenden Längsdämme wurden rund 2 m unter der Kanalsohle auf den gewachsenen Boden geschüttet und verdichtet. Der Grundwasserspiegel liegt unterhalb der Kanalsohle.

Der Kanal wurde mit einer 20–35 cm dicken und leicht bewehrten Betonauskleidung abgedichtet. Um Wasseraustritte in den geschütteten Dammkörper zu verhindern, darf die Betonauskleidung während den Baumassnahmen nicht beschädigt werden. Abb. 3.33 zeigt das Normalprofil des OW-Kanals mit der Betonauskleidung.

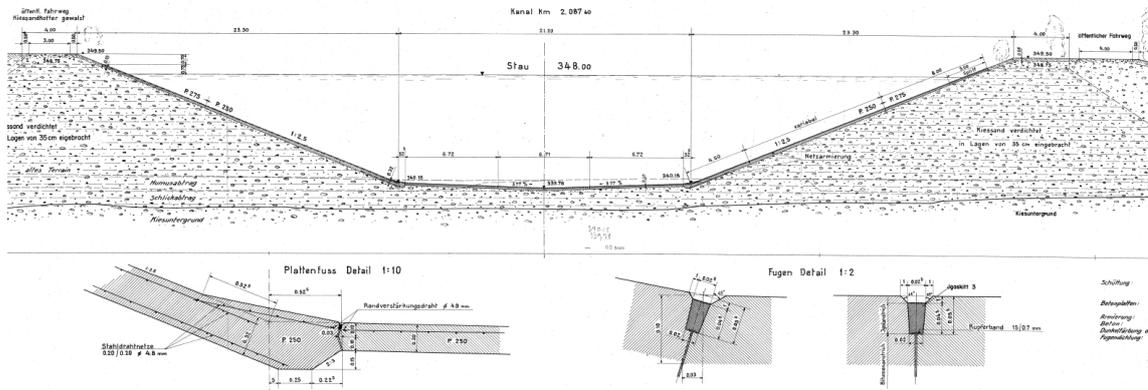


Abb. 3.33 Normalprofil des bestehenden OW-Damms mit den Details der Betonauskleidung (Planausschnitt Nr. NOK4171).

Die Pfähle werden als Pressbetonpfähle nach dem HW-Verfahren (Hochstrasser-Weise) erstellt (Abb. 3.34). Beim HW-Verfahren wird eine pneumatisch betriebene Schwinde in eine oszillierende Bewegung versetzt. Unter dem Gewicht von Rohr und Schwinde und den Vibrationen sinkt das Rohr in den Boden ab. Das Ausräumen des Rohrs erfolgt mittels Greiferverfahren. Durch Abschliessen des Rohrs (oben) mit einem Deckel und durch Unterdrucksetzung wird der eingebrachte Beton verdichtet und gleichzeitig mit dem Druckluftpolster das Rohr ausgetrieben. Es entsteht ein Beton hoher Güte, der sich einwandfrei an den umgebenden Baugrund anschmiegt.

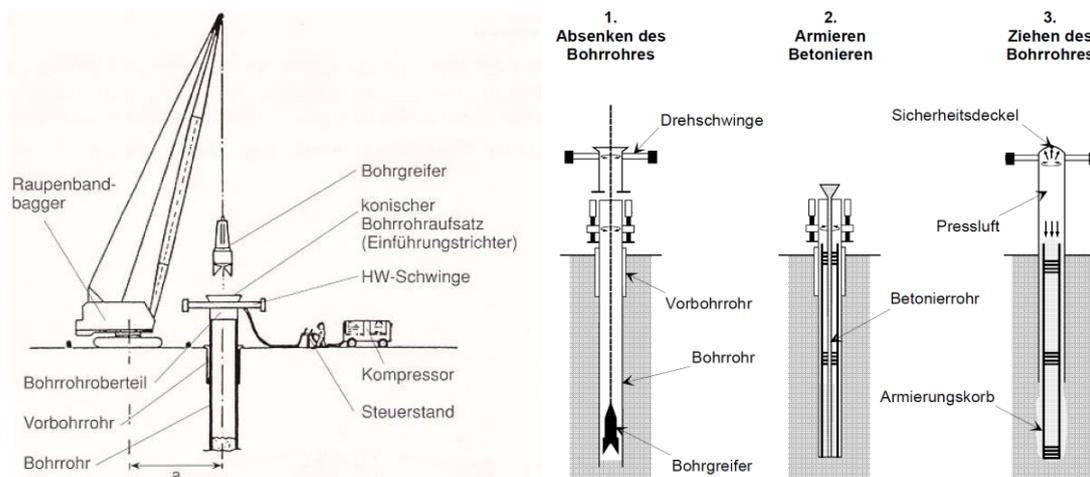


Abb. 3.34 Erstellung von Betonpresspfählen nach dem HW-Verfahren [20].

Zur Erstellung der Pfähle muss die bestehende Kanalabdichtung aus Beton im Trockenen geöffnet, der Pfahl erstellt und die geöffnete Betonplatte an den Pfahlkopf angeschlossen und abgedichtet werden. Für die Ausführung dieser Arbeiten im Trockenen wurden folgende Varianten untersucht:

- 1 Lokales Trockenlegen durch Fangedämme, wodurch das Kraftwerk während der Bauzeit weiterbetrieben werden kann
- 2 Trockenlegen des gesamten Kanals, wodurch das Kraftwerk rund 10 Monate ausser Betrieb genommen werden muss

3.11.1 Lokales Trockenlegen durch Fangedämme

Mit diesem Konzept kann das Kraftwerk während der Bauzeit grundsätzlich zumindest in Teillast weiterbetrieben werden. Bei Taucherarbeiten, wie z.B. dem Setzen und Abdichten der Fangedammwände und Montagearbeiten wird der Zufluss kurzzeitig gedrosselt.

Das Trockenlegen von grösseren Arbeitsbereichen mit Fangedämmen wurde bereits erfolgreich 1.2 km kanalaufwärts für die Erstellung der vier Pfeiler der Aaretalbrücke N3 angewendet. Abb. 3.35 zeigt den Schnitt und ein Foto der trockenengelegten Baugrube.

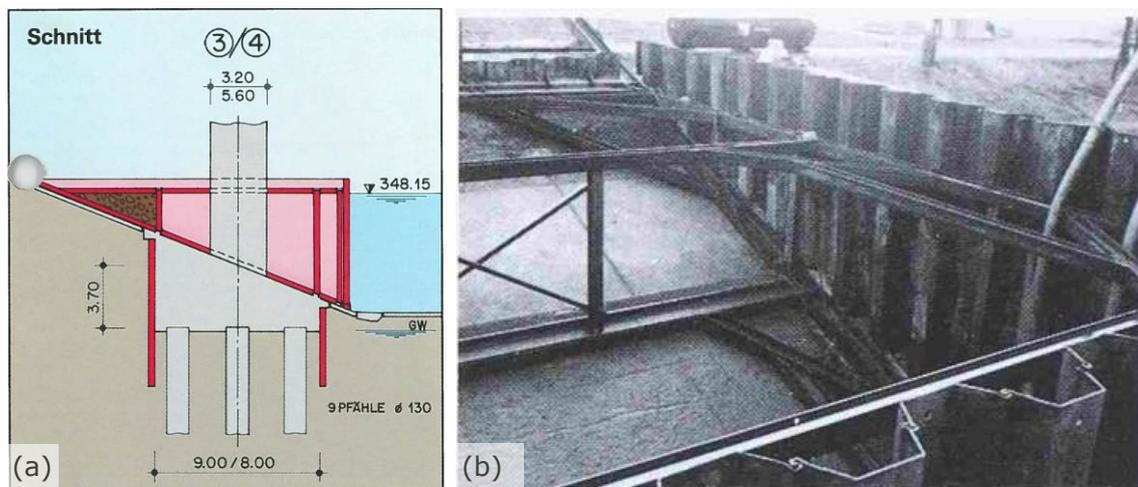


Abb. 3.35 (a) Schnitt durch die Baugrube mit dem Fangedamm (aufgehender rote Konstruktion ab schräger Kanalwand) und (b) Blick auf die Stahlkonstruktion des Fangedamms (Quelle: Baudepartement Kanton Aargau).

Sobald die Arbeitsbereiche durch Pumpen trockenengelegt sind, erfolgt die Erstellung der Pfähle mit einem Raupenbagger mit Bohrgreifer. Für die Widerlager und äusseren Pfähle werden die Arbeiten vom Ufer aus ausgeführt, während für die mittleren Pfähle von einem Stelzenponton oder im Freivorbau von der neuen Rechenbrücke aus gearbeitet wird. Abb. 3.36 zeigt die Ausführung ab einer Brücke und einem Stelzenponton.



Abb. 3.36 Erstellung der Pfähle (a) von einer Brücke (Quelle: Rothpletz & Lienhard AG) und (b) einem Stelzenponton (Quelle: Meier Jäggi AG).

Einen möglichen Bauablauf für die Erstellung der Pfähle der Rechenbrücke beim KWVB zeigt Abb. 3.37. In der Bauphase 1 werden die Bereiche der Widerlager und

der ufernahen Pfähle trockengelegt. Die Erstellung der Pfähle erfolgt in diesem Bereich solange vom Ufer aus, wie diese gut erreichbar sind, die restlichen Pfähle werden vom Stelzenponton erstellt. In der Bauphase 2–4 erfolgt die Erstellung der mittleren Pfähle jeweils in Vierergruppen entweder vom Stelzenponton oder von der vorgebauten Brücke aus.

Vor dem Entfernen der Fangedämme werden alle im Arbeitsbereich liegenden Stahlbauteile der Rechenbrücke und des Leitrechens montiert, so dass nach dem Entfernen der Fangedämme nur noch die fehlenden Stahlbauteile unter Wasser durch Taucher montiert werden müssen.

Die Stahlbauteile der Fangedämme sind so konstruiert, dass diese umgesetzt und mehrfach verwendet werden können. Im unteren Bereich der schrägen Kanalwände sind spezielle Elemente nötig, die nur einmal verwendet werden können.

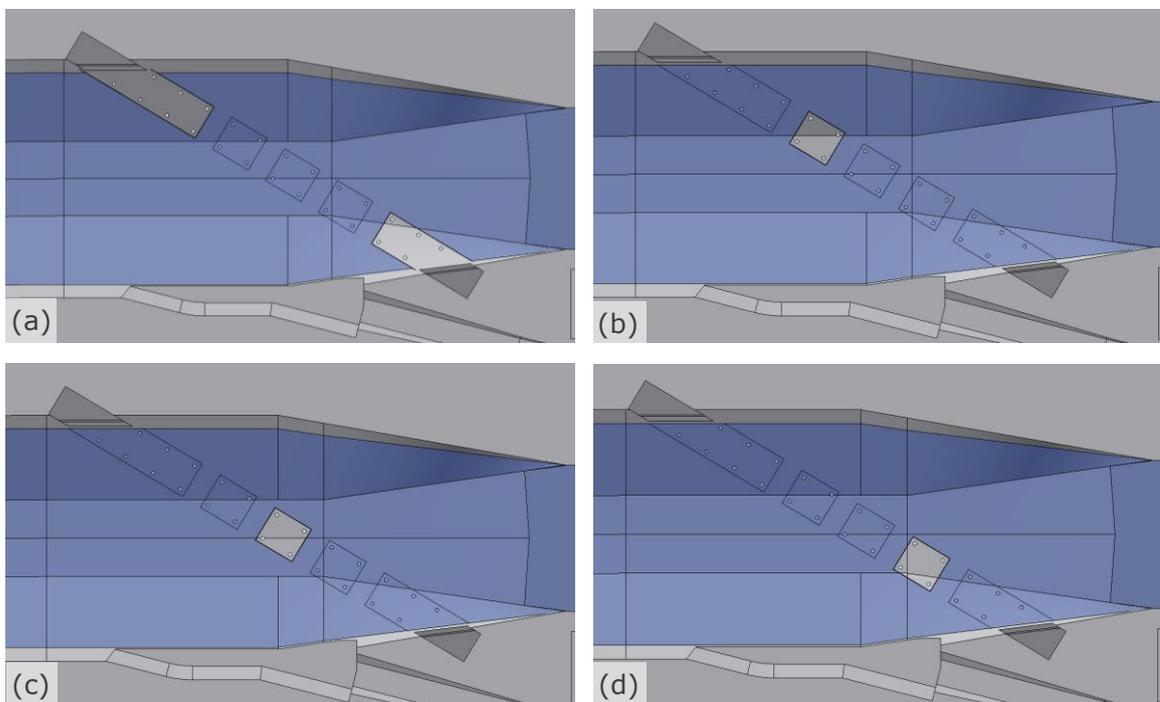


Abb. 3.37 Ein möglicher Bauablauf für die Erstellung der Pfähle der Rechenbrücke mit den Bauphasen (a) 1, (b) 2, (c) 3 und (d) 4.

Die Produktionsverluste für die Ausführung im Schutz von Fangedämmen, für die Drosselung des Turbinendurchflusses bei Taucherarbeiten und die Strömungsverluste durch die temporären Einbauten im Kanal, werden für die Bauzeit auf rund 65 GWh geschätzt, was bei einem Strompreis von 56 CHF/MWh (Details siehe Tab. 4.1) CHF 3.64 Mio entspricht.

3.11.2 Trockenlegen des gesamten Kanals

Bei dieser Variante wird das Kraftwerk während der Bauzeit für rund 10 Monate ausser Betrieb genommen. Das Trockenlegen des OW-Kanals erfolgt durch die Erstellung einer 3.5 m hohen und 156 m langen Bohlenwand auf der Einlaufschwelle des OW-Kanals (Abb. 3.38).

Diese Variante verursacht beträchtliche Produktionsverluste. Zudem sind für die Erstellung der Pfähle im Bereich der schrägen Kanalwände starke Hilfspodeste oder

Hilfsschüttungen als Arbeitsplanum für den Raupenbagger nötig, was die Effizienz dieser Variante mindert.

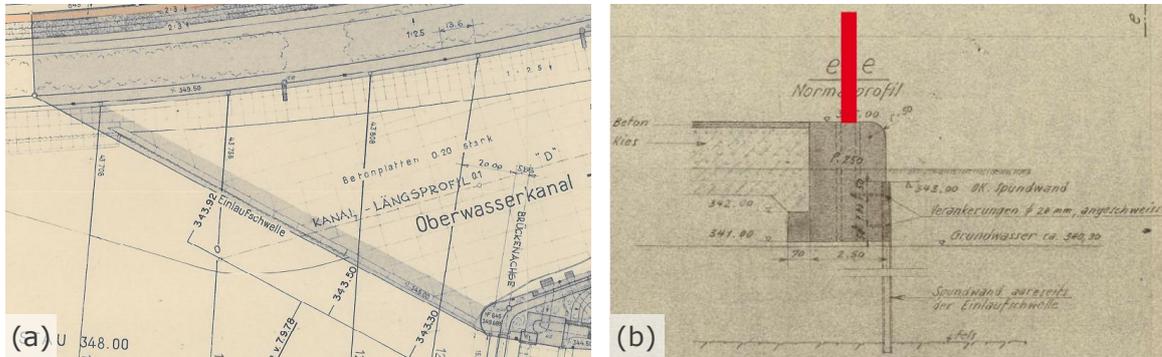


Abb. 3.38 (a) Grundriss und (b) Querschnitt durch die Einlaufschwelle mit aufgesetzter Bohlenwand in rot (Hintergrund Planausschnitt Nr. KWWB4153 und NOK1210).

Das Trockenlegen des gesamten Kanals führt bei einer geschätzten Bauzeit von rund 10 Monaten für die Erstellung der Pfahlfundationen und die Montage der Stahlbauteile der Rechenbrücke mit dem Fischleitreehen zu Produktionsverlusten von rund 240 GWh, was bei einem Strompreis von 56 CHF/MWh CHF 13.44 Mio. entspricht.

3.11.3 Bewertung und Bestvariante Bauverfahren

Ausschlaggebend für die Bewertung sind die Produktionsverluste, welche bei der Variante «Lokales Trockenlegen durch Fangedämme» (Kapitel 3.11.1) rund CHF 7 Mio. geringer ausfallen als bei der Variante «Trockenlegen des gesamten Kanals» (Kapitel 3.11.2). Die Vorteile durch die Trockenlegung des gesamten OW-Kanals können die erhöhten Produktionseinbußen bei weitem nicht ausgleichen. Zusätzlich wird die scheinbar günstigere Bauausführung bei trockengelegtem Kanal durch die zusätzlich nötigen Arbeitspodeste und Schüttungen wieder verteuert.

Insgesamt erweist sich die Ausführung der Arbeiten im Schutze von Fangedämmen als die wirtschaftlichste Variante und wird zur Ausführung empfohlen. In der nächsten Projektphase soll diese Variante vertieft und in Zusammenarbeit mit einem versierten Bauunternehmer optimiert werden.

3.12 Rechenreinigungsmaschinen

Gemäss der Auslegung in Kapitel 3.9.2.4 ist für die Rechenreinigung der Einsatz von drei hydraulischen RRM nötig. Der Planung wurden der Typ H500 des Herstellers Künz zu Grunde gelegt. Künz ist ein namhafter Hersteller von Rechenreinigungsmaschinen.

3.12.1 Aufbau der Rechenreinigungsmaschine

Die Rechenreinigungsanlage besteht im Wesentlichen aus den folgenden Komponenten:

- Unterwagen inkl. Fahrwerke
- Oberwagen mit drehbarem Podest und entsprechendem Gegengewicht, Führerkabine mit Sitz
- Hauptarm mit Hydraulikzylindern
- Knickarm mit Hydraulikzylinder
- Putzharke

- Hydraulik- und Elektrikausrüstung
- Sicherheitseinrichtungen

3.12.2 Betriebsarten

Bei der RRM kann zwischen folgenden Betriebsarten unterschieden werden:

Manueller Betrieb

Im Handbetrieb können alle Funktionen einzeln gefahren werden.

Halbautomatischer Betrieb

Nach dem händischen Verfahren der Maschine zu der gewünschten Reinigungsposition kann durch Betätigen eines Tasters ein Reinigungsurlaub der Harke gestartet werden.

Vollautomatischer Betrieb

Nach Erhalt des Startsignals verfährt die RRM zur vorgewählten Position und reinigt entweder den gewählten Abschnitt oder führt einen kompletten Reinigungszyklus durch. Anschliessend kehrt die RRM zur Parkposition zurück.

Die Automatikfunktion der Rechenreinigungsmaschine kann über eine integrierte Zeitschaltuhr oder über ein externes Signal aktiviert werden. Der Reinigungsbereich kann in gewünschte Bereiche eingeteilt werden, die auch gezielt einzeln gesperrt werden können, sodass diese Bereiche beispielsweise nur bei jedem zweiten Reinigungszyklus gereinigt werden. Die Park- und Geschwemmselabwurfpositionen können innerhalb des Arbeitsbereiches der RRM beliebig gewählt werden.

3.12.3 Arbeitsablauf beim Reinigen

Die Maschine verfährt nach dem Anheben des Hauptarms von der Parkposition zur ersten Reinigungsposition, wobei der Hauptarm zum Rechen geschwenkt wird. Anschliessend wird der Hauptarm mit dem Knickarm abgesenkt, bis die unterste Stellung erreicht ist und die Harke am Rechen anliegt. Durch das Heben des Hauptarms beginnt der Reinigungshub. Für eine konstante Anpressung sorgt der Vorspanndruck im Knickarmzylinder.

Nach Erreichen der obersten Stellung umschliesst ein in der Harke integrierter Gegengreifer das gesammelte Geschwemmsel. Die Harke wird über den Wasserspiegel gehoben und verbleibt dort kurz, um das entnommene Geschwemmsel zu entwässern. Anschliessend schwenkt der Hauptarm über die Spülrinne und die Putzharke wird geöffnet. Nach dem Abwerfen des Geschwemmsels verfährt die Maschine zur nächsten Reinigungsposition und der Putzzyklus beginnt von neuem.

Die Visualisierungen in Abb. 3.39 zeigen die RRM in der untersten Reinigungsposition und in der Parkposition auf der Rechenbrücke.

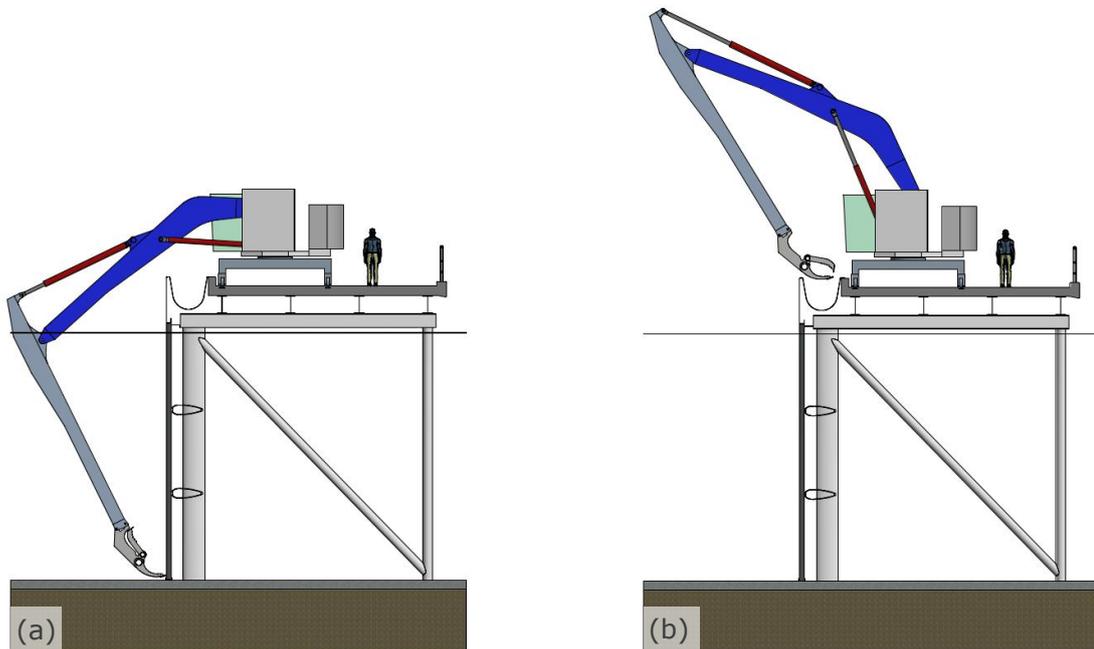


Abb. 3.39 RRM in (a) der untersten Reinigungsposition und in (b) der Parkposition.

3.13 Plandarstellung des geplanten Leitrochen-Bypass-Systems

Abb. 3.4 gibt einen Überblick über die erstellten Pläne des Leitrochen-Bypass-Systems, welche im Anhang 3 in Originalgröße zu finden sind.

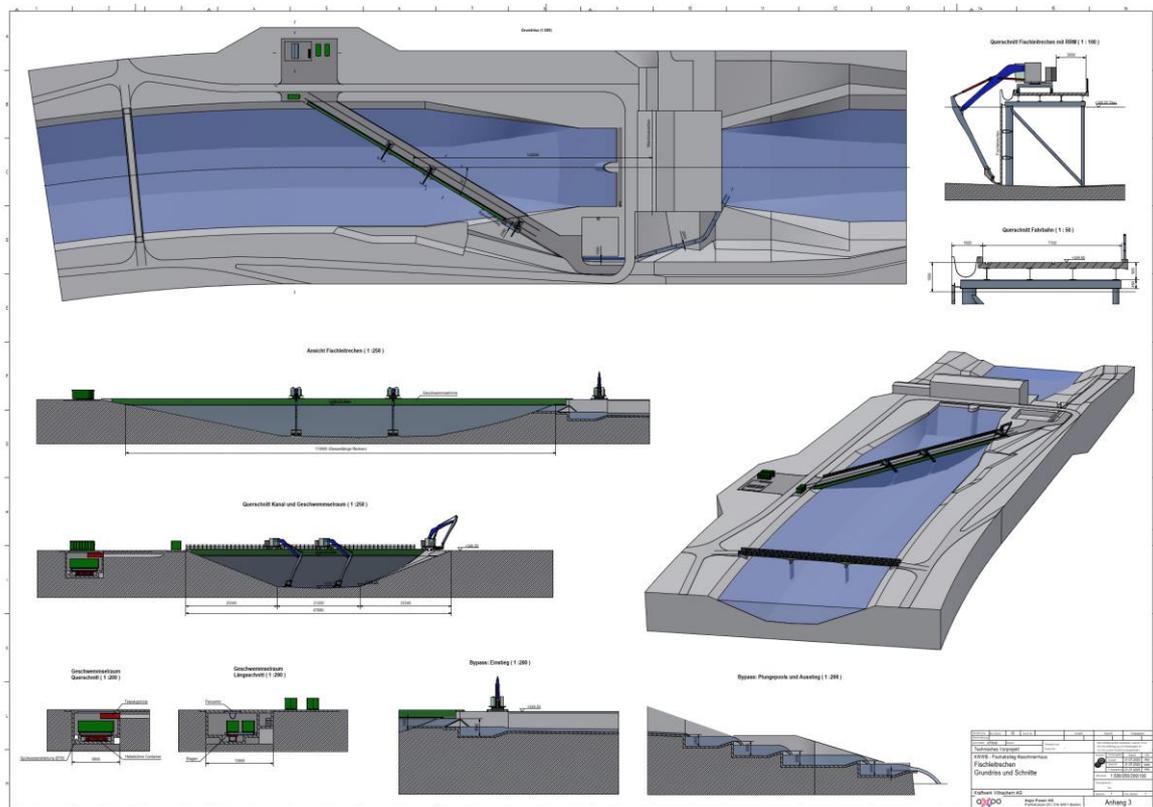


Abb. 3.40 Plandarstellung des geplanten Fischrechens (Plan in Originalgröße im Anhang 3).

3.14 Bauprogramm

Für die Erstellung des geplanten Leitrechen-Bypass-Systems wird von einer Bauzeit von rund 2 Jahren ausgegangen. Das detaillierte Bauprogramm kann Anhang 4 entnommen werden.

3.15 Betriebserfahrungen mit mechanischen Verhaltensbarrieren

Bei dem im vorliegenden technischen Vorprojekt geplanten Fischleitrechen mit gekrümmten bzw. abgewinkelten Stäben handelt es sich um eine neuartige Rechenkonstruktion, welche bisher noch bei keinem grösseren Kraftwerk eingesetzt wurde. Um das Investitionsrisiko zu reduzieren, wird empfohlen, die definitive Stabform des Rechens zuerst an mehreren kleineren Wasserkraftanlage erfolgreich zu testen. Dies vor allem auch darum, weil Nachbesserungen an einer so grossen Anlage wie dem KWWB nur begrenzt möglich sind und hohe Kosten nach sich ziehen. Nur so können fehlende Erfahrungen mit mechanischen Verhaltensbarrieren betreffend betrieblicher Aspekte wie beispielsweise der Rechenreinigung und etwaigen Rechenschwingungen gesammelt werden.

Eine erste Pilotanlage mit einem Fischleitrechen mit einer gekrümmten Stabform (CBR) wurde im Sommer 2022 an der Wasserkraftanlage Herrentöbeli an der Thur in Betrieb genommen. Die an diesem Fischleitrechen gesammelten Erfahrungen können aber voraussichtlich nur bedingt auf die KWWB übertragen werden, da beispielsweise die Einlaufgeometrie, Stabform und der lichte Stababstand bei Herrentöbeli stark vom beim KWWB geplanten Fischleitrechen abweichen.

4. Grobkostenschätzung

Für die Erstellung und den Betrieb des Leitrechen-Bypass-Systems während der nächsten 40 Jahre wird gemäss Tab. 4.1 von **Gesamtkosten von CHF 72.3 Mio. exkl. MWST** ausgegangen. Diese Kostenschätzung beinhaltet die Kosten ab SIA Phase 2 (Vorprojekt) bis und mit Phase 5 (Realisierung). Die Investitionskosten, welche sich aus den Planungskosten, den Baukosten, den Erlöseinbussen während der Bauphase und den Finanzierungskosten zusammensetzen, betragen CHF 44.0 Mio. exkl. MWST.

Die Baukosten basieren auf Erfahrungswerten ausgeführter Projekte. Die Position A1 umfasst sämtliche Honorare für Leistungen aus den Bereichen Bau, Umwelt und Projektleitung. Weil es sich um ein GSchG-Projekt handelt, fallen zusätzliche administrative Aufwände (Entschädigungsgesuche, Abrechnungen, usw.), welche in der Kostenschätzung in Tab. 4.1 nicht enthalten sind, an. Die Kosten für die Durchführung der Wirkungskontrolle wurden basierend auf Erfahrungswerten grob abgeschätzt, wobei die effektiven Kosten stark vom gewünschten Umfang abhängen, welcher erst mit dem Detailkonzept zur Wirkungskontrolle definiert wird.

Die Produktionsverluste wurden mithilfe des BAFU-Berechnungstools basierend auf den Geschäftsjahren 2010/11–2018/19 mit einer Rechenverlegung von 10% (nach Meusburger [18]) und einem Wasserverlust infolge des Bypassbetriebs von 1.5 m³/s ermittelt. Es wurden von den zukünftig zu erwartenden Restwassermengen gemäss Kapitel 2.1 ausgegangen. Die Produktionsverluste durch die Rechenverluste und Wasserverlust durch den Bypass betragen unter den getroffenen Annahmen 1–1.5% der Jahresenergiemenge von 280 GWh des KWWB.

Die Betriebs- und Instandhaltungskosten beruhen auf Erfahrungswerten des Betriebs. Die Erneuerungskosten wurden aus der durchschnittlichen Nutzungsdauer der einzelnen Objekte ermittelt. Diese betragen im Allgemeinen für die mechanischen und elektrischen Ausrüstung 40 Jahre und für die Bauwerke 80 Jahre, mit Ausnahme der Rechenelemente, die voraussichtlich nach 40 Jahren ersetzt werden müssen.

Detaillierte Informationen zu den Positionen B Baukosten und F2 Erneuerungskosten können der detaillierteren Kostenschätzung im Anhang 5 entnehmen werden.

Die Kostengenauigkeit beträgt generell +/- 30%. Die Erlöseinbussen sind zudem noch vom effektiven Strompreis und dem Wechselkurs EUR/CHF abhängig, wobei in der Kostenschätzung vereinfachend von einem Preis von 56 CHF/MWh ausgegangen wurde. Alle Preise sind in CHF exkl. MWST angegeben.

Gesamtkosten (A+B+C+D+E+F+G)			72'300'000
A	Planungskosten		8'200'000
A1	Honorare		6'700'000
A1.1	Honorare (Vorstudie und Vorprojekt)		800'000
A1.2	Honorare (Bauproj. & Ausführungsproj.)	20% von B	5'900'000
A2	Bauherrenleistungen	5% von B	1'480'000
B	Baukosten		29'500'000
B1	Baukosten		29'500'000
C	Erlöseinbussen Bauphase		4'400'000
C1	Erlöseinbussen Bauphase		4'370'000
C1.1	Abstellung 100%	37'000 MWh à 56 .- ^{*1}	2'070'000
C1.2	Reduzierter Betrieb	28'000 MWh à 56 .- ^{*1}	1'570'000
C1.3	Unvorhergesehenes	20% von C1.1+C1.2	730'000
D	Erlöseinbussen Betriebsphase (40 Jahre)		7'200'000
D1	Erlöseinbussen Betriebsphase jährlich		179'000
D1.1	Rechenverlust Leitrechen	1'700 MWh/a à 56 .- ^{*1}	95'000
D1.2	Wasserverlust Bypass (1.5 m ³ /s)	1'500 MWh/a à 56 .- ^{*1}	84'000
E	Wirkungskontrolle		700'000
E1	Durchführung der Wirkungskontrolle		700'000
F	Betriebs-, Instandhaltungs- und Erneuerungskosten 40 Jahre^{*2}		20'400'000
F1	Betriebs- und Instandhaltungskosten jährlich		170'000
F1.1	Personalkosten (40 h / Monat)	480 h à 120 .-	58'000
F1.2	Laufender Unterhalt/Reparaturen	0.20% von B	59'000
F1.3	Entsorgung (Mehrmenge zu heute)	330 t à 160 .-	53'000
F2	Erneuerungskosten jährlich		339'000
F2.1	Erneuerung	0.90% von A+B	339'000
G	Weitere Kosten		1'900'000
G1	Finanzierungskosten^{*3}	5% von A+B	1'890'000

Tab. 4.1 Grobkostenschätzung für das beim KWWB geplante Leitrechen-Bypass-System; Preisbasis 2021; ^{*1} gemäss BFE Preisszenario vom 1. Mai 2021 als Mittelwert der Jahre 2030–2045 für den Strompreis «Mittel» Base mit einem Wechselkurs von EUR/CHF = 1.10, Kostengenauigkeit nicht gültig für Strompreis; ^{*2} gemäss EnV nicht entschädigungsberechtigt, gemäss Auffassung KWWB nach Art. 34 EnG entschädigungsberechtigt; ^{*3} gemäss EnV nicht entschädigungsberechtigt; Zahlen gerundet.

5. Zusammenfassende Empfehlung

Beim KWWB soll der Fischabstieg mittels eines Leitrechen-Bypass-Systems sichergestellt werden. Im Rahmen des vorliegenden technischen Vorprojekts wurden verschiedene Varianten für z.B. Rechenwinkel, Anzahl Rechenreinigungsmaschinen, mit oder ohne vorgeschaltetem Grobrechen usw. untersucht.

Die Bestvariante ist ein als mechanische Verhaltensbarriere wirkender Rechen mit einem lichten Stababstand von 50 mm, welcher mit einem horizontalen Anströmwinkel von $\alpha = 31^\circ$ zur Hauptstromrichtung vom linken zum rechten Ufer angeordnet werden soll. Der Leitrechen soll aus gekrümmten bzw. abgewinkelten, vertikal installierten Stäben gebaut werden, wobei die genaue Stabform erst in der nächsten Projektphase festgelegt wird.

An der orographisch rechten Böschung wird eine Sohlleitwand vorgesehen, welche sohlnah orientierte Fische in Richtung Bypasseinlauf leitet. Der Bypassdurchfluss von 1 bis 2 m³/s wird durch eine Einlaufklappe reguliert, welchem eine Kaskade von Plungepools folgt. Voraussichtlich beim ersten Absturz der Plungepool-Kaskade wird eine Zählleinrichtung für die biologische Wirkungskontrolle installiert.

6. Schlussfolgerungen und weiteres Vorgehen

Das vorliegende technische Vorprojekt hat ergeben, dass das in Kapitel 3 beschriebene Leitrechen-Bypass-System technisch machbar und voraussichtlich geeignet ist, um die wesentliche Beeinträchtigung des Fischabstieg beim KWWB zu beheben. Für das Leitrechen-Bypass-System wird mit Gesamtkosten von CHF 72.3 Mio. exkl. MWST (Kostengenauigkeit +/- 30%, ausser Strompreis) gerechnet. Die Gesamtkosten beinhalten die Planungskosten, die Baukosten, die Erlöseinbussen während der Bauphase und während der Betriebsphase in den nächsten 40 Jahre, sowie die Kosten für die Wirkungskontrolle, die Betriebs- und Erneuerungskosten während der nächsten 40 Jahre und die Finanzierungskosten. Erfahrungen mit vergleichbaren Anlagen bestehen jedoch nicht, weshalb es sich hierbei um eine Pilotanlage mit entsprechenden Unsicherheiten bezüglich des Betriebs und der biologischen Leiteffizienz handeln würde.

Mit dem vorliegenden technischen Vorprojekt konnten die wichtigsten Fragestellungen des Pflichtenhefts bezüglich eines Leitrechen-Bypass-System mit einem *Bar Rack* beim KWWB beantwortet werden. Da die Kosten hoch erscheinen, wurden im parallel zu diesem technischen Vorprojekt verfassten Synthesebericht [21] mögliche alternative Fischabstiegsmassnahmen für das KWWB beschrieben. Im nächsten Schritt muss das Bundesamt für Umwelt (BAFU) entscheiden, ob das im technischen Vorprojekt beschriebene Leitrechen-Bypass-System oder eine im Synthesebericht beschriebene alternative Fischabstiegsmassnahme weiterverfolgt werden soll.

Literaturverzeichnis

- [1] Departement Bau, Verkehr und Umwelt (2014). Strategische Planung, Sanierung Fischgängigkeit Kanton Aargau.
- [2] Ebel, G. (2016). Fischschutz und Fischabstieg an Wasserkraftanlagen – Handbuch Rechen- und Bypasssysteme. Ingenieurbiologische Grundlagen, Modellierung und Prognose, Bemessung und Gestaltung. Mitteilungen aus dem Büro für Gewässerökologie und Fischereibiologie Dr. Ebel, 2. Auflage.
- [3] Interkantonale Aareplanung (2014). Strategische Planung Sanierung Fischgängigkeit, Fischwanderhilfen bei Aarekraftwerken – Einheitliche Grundsätze der Kantone Aargau, Bern und Solothurn; Version 1.1 / 15.08.2014.
- [4] Axpo und Aquarius (2018). Kleinwasserkraftwerk Stoppel (Axpo Kleinwasserkraft AG) – Wirkungskontrolle Fischabstieg am Horizontalrechen mit Bypass.
- [5] Axpo und WFN (2020). Kraftwerk Rüchlig AG, Wiederherstellung der Fischwanderung, Fischabstieg Dotierkraftwerk – Wirkungskontrolle Fischabstieg am Horizontalrechen mit Bypass.
- [6] Kriewitz-Byun, C.R. (2015). Leitrechen an Fischabstiegsanlagen: Hydraulik und fischbiologische Effizienz. VAW-Mitteilung 230 (R. Boes, Hrsg.), VAW, ETH Zürich.
- [7] Meister, J. (2020). Fish protection and guidance at water intakes with horizontal bar rack bypass systems. VAW-Mitteilung 258 (R. Boes, Hrsg.), VAW, ETH Zürich.
- [8] Boubée, J. und Haro, A. (2003). Downstream Migration and Passage Technologies for Diadromous Fishes in the United States and New Zealand: Tales From Two Hemispheres. In: Downstream movement of fish in the Murray-Darling basin (Canberra Workshop 2003).
- [9] Beck, C. (2020). Fish protection and fish guidance at water intakes using innovative curved-bar rack bypass systems. VAW-Mitteilung 257 (R. Boes, Hrsg.), VAW, ETH Zürich.
- [10] BAFU (2012). Wiederherstellung der Fischauf- und -abwanderung bei Wasserkraftwerken. Checkliste Best practice.
- [11] DWA (2014). Fischaufstiegsanlagen und fischpassierbare Bauwerke – Gestaltung, Bemessung, Qualitätssicherung, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (DWA), Merkblatt DWA-M 509.
- [12] BAFU (2016). Massnahmenumsetzung Sanierung Fischgängigkeit – Umfang und Methodenwahl von Wirkungskontrollen. Arbeitsgemeinschaft Handbuch Wirkungskontrollen Fischgängigkeit.
- [13] Ruggles, C.P. und Ryan, P. (1964). An investigation of Louvers as a method of guiding juvenile Pacific salmon. The Canadian Fish Culturist, 33: 1–68.
- [14] Beck, C., Albayrak, I., Meister, J., Leuch, C., Vetsch, D., Peter, A. und Boes, R. (2021). Curved-Bar-Rack-Bypass-Systeme für den Fischschutz an Wasserkraftanlagen und Wasserfassungen. Wasserwirtschaft 9–10.
- [15] VAW (2021). Fischleitrechen Pilotanlage KW Herrentöbeli. Hydraulische und numerische Modelluntersuchung zur Anordnung eines *Curved-Bar Rack* Bypass Systems beim Kraftwerk Herrentöbeli an der Thur.

- [16] HG&E (2010). Lihi Application Volume 1. Holyoke Gas & Electric Department Hydroelectric System (HG&E).
- [17] Schälchli, U., Baumgartner, A. und Baumann, P. (1997). Geschwemmsel bei Kleinwasserkraftwerken, Bundesamt für Energiewirtschaft et al., Bern EDMZ.
- [18] Meusbürger, H. (2002). Energieverluste an Einlaufrechen von Flusskraftwerken, VAW-Mitteilung 179 (H.-E. Minor, Hrsg.), VAW, ETH Zürich.
- [19] VAW (1950). Kraftwerk Wildegg-Brugg. Versuche über Wehrschwollenformen. Varianten 11–20.
- [20] Girmscheid, G. (2013). Vorlesungsmanuskript Bauverfahren des Spezialtiefbaus. Institut für Bau- und Infrastrukturmanagement, ETH Zürich.
- [21] Axpo und BKW (2024). Kraftwerke Wildegg-Brugg und Bannwil. Synthesebericht der Fischabstiegs-Pilotprojekte des Verbands Aare-Rheinkraftwerke (VAR). H 18597.

Abbildungsverzeichnis

Abb. 2.1	Situation beim KWWB, Fliessrichtung der Aare von links nach rechts (Quelle: Axpo).	7
Abb. 2.2	Kanaleinlauf mit der 5 m hohen Einlaufschwelle (a) während der Bauzeit (Blick in Fliessrichtung) und (b) im Grundriss (Fliessrichtung von links nach rechts; Planausschnitt Nr. KWWB4153).....	7
Abb. 2.3	Abflussdauerkurve der Aare bei Brugg (1935–2018), des Dotierkraftwerks Wildeg-Brugg und des Hauptkraftwerks Wildeg-Brugg (Datengrundlage: BAFU Messstation Brugg 1935–2018).....	8
Abb. 2.4	Wahrscheinlichkeit der Nutzung der bestehenden Abstiegskorridore unter der Annahme, dass die Fische der "grössten" Strömung folgen (Datengrundlage: BAFU Messstation Brugg 1935–2018).....	9
Abb. 2.5	Mit artunspezifischen Modellen berechnete Überlebensraten bei der Turbinenpassage des KWWB (TL: totale Fischlänge).	10
Abb. 2.6	Mit salmonidenspezifischen Modellen berechnete Überlebensraten bei der Turbinenpassage des KWWB (TL: totale Fischlänge).	11
Abb. 2.7	Mit aalspezifischen Modellen berechnete Überlebensraten bei der Turbinenpassage des KWWB (TL: totale Fischlänge).	11
Abb. 2.8	Mit dem salmonidenspezifischen Modell von Turnpenny et al. (2000) für den Teillastbetrieb berechnete Überlebensraten bei der Turbinenpassage des KWWB (TL: totale Fischlänge).	12
Abb. 3.1	Leitrechenvarianten LRV 1 bis 16 in orange und die mittels ADCP vermessenen Querprofile QP 01 bis 10 in blau im Oberwasser des KWWB (Quelle: Beilage 1; Hintergrundbild: Swisstopo).	18
Abb. 3.2	Verhältnis der parallelen zur normalen Fliessgeschwindigkeitskomponente (v_p/v_n) der Bestvariante LRV 13 für die Lastfälle (a) linke Turbine Vollast ($Q = 210 \text{ m}^3/\text{s}$), (b) rechte Turbine Vollast ($Q = 210 \text{ m}^3/\text{s}$) und (c) beide Turbinen Vollast ($Q = 420 \text{ m}^3/\text{s}$).	19
Abb. 3.3	Normalkomponente v_n (Contour) und Parallelkomponente v_p (Vektoren) der Bestvariante LRV 13 für die Lastfälle (a) linke Turbine Vollast ($Q = 210 \text{ m}^3/\text{s}$), (b) rechte Turbine Vollast ($Q = 210 \text{ m}^3/\text{s}$) und (c) beide Turbinen Vollast ($Q = 420 \text{ m}^3/\text{s}$) (Quelle: Beilage 1).....	20
Abb. 3.4	Prozentualer kumulativer Anteil der Leitreechenfläche in Funktion von v_n der Bestvariante (LRV 13) für den Vollastbetrieb (Quelle: Beilage 1).	21
Abb. 3.5	Dauerkurven der aus der Kontinuitätsgleichung berechneten durchschnittlichen Anströmgeschwindigkeit v_a und Normalgeschwindigkeit v_n , welche auf der Dauerkurve des Durchflusses am Hauptkraftwerk basieren (Abb. 2.3).	22

Abb. 3.6	Im numerischen Modell untersuchte Stabformen: (a) <i>Modified Bar Rack</i> (MBR), (b) abgerundeter MBR, (c) <i>Curved-Bar Rack</i> (CBR), (d) <i>foil-shaped CBR</i> (f-CBR) und (e) <i>Alternating Bar Rack</i> (ABR) (Quelle: Beilage 1).....	23
Abb. 3.7	Zusammenstellung der Verlustbeiwerte des MBR, CBR, ABR und f-CBR aus der numerischen Simulation, physikalischen Messungen und empirischen Gleichungen (Quelle: Beilage 1).....	24
Abb. 3.8	Anordnung zweier Rechenstäbe eines (a) MBR, (b) CBR, (c) f-CBR [9] und (d) ABR.....	25
Abb. 3.9	Querschnitt durch einen Fischleitreehen mit der Stabform (a) ABR und (b) f-CBR für einen Rechenwinkel von $\alpha = 30^\circ$	25
Abb. 3.10	Normierte longitudinale Geschwindigkeiten für (a) einen MBR und (b) einen ABR (Quelle: Beilage 1).	26
Abb. 3.11	Im Labor quantifizierte Fischleit- (FLE) und Fischschutzeffizienzen (FSE) für verschiedene Fischarten [14].	27
Abb. 3.12	Übersicht Leitreehen mit Bypass und in Planung befindliche FAH (FAH Variante 12-A'-T; Hintergrundbild: Swisstopo).	30
Abb. 3.13	Schematischer Längsschnitt durch den Einlauf in den Bypasskanal (a) mit horizontalachsiger und (b) mit vertikalachsiger Einlaufklappe.....	31
Abb. 3.14	Schematischer Längsschnitt der aufeinanderfolgenden Plungepools.	31
Abb. 3.15	Zählvorrichtung für den Fischabstieg am <i>Holyoke Canal</i> in den USA (Quelle: angepasst nach [16]).	32
Abb. 3.16	Feststoffe (exkl. Treibeis) und ihre Verteilung über die Abflusstiefe. Unterteilung der Wassertiefe in den oberflächennahen, den mittleren und den sohlennahen Abflussbereich [17].	34
Abb. 3.17	Zusammensetzung des POM in der Töss bei Winterthur-Wülflingen im Herbst/Winter 1993/94 [17].	35
Abb. 3.18	Relative Geschwemmselektkonzentration des sohlennahen, mittleren und oberflächennahen Abflussanteils der Töss bei Winterthur-Wülflingen im Verhältnis zur durchschnittlichen Konzentration des gefassten Wassers für die Monate Oktober 1993 - Januar 1994 [17].	36
Abb. 3.19	Jahresganglinie des Abflusses und Geschwemmselekt und die Summenkurve des Geschwemmselekt 2010 beim KWWB.	37
Abb. 3.20	Tageshäufigkeit der anfallenden Geschwemmselektmenge 040 m^3 im Zeitraum 2009–2017 (3285 Tage), 11 Werte zwischen $41\text{--}110 \text{ m}^3$ sind der Übersichtlichkeit halber nicht dargestellt ($41, 42, 45, 50, 55, 2 \times 60, 62, 70, 80, 110 \text{ m}^3$).	38
Abb. 3.21	Beispielfoto einer hydraulischen RRM (Quelle: Künz GmbH).....	41
Abb. 3.22	Strömungsaufnahmen am Kanaleinlauf mit der hohen Einlaufschwelle für einen Durchfluss im Zulaufkanal von	

	$Q_z = 350 \text{ m}^3/\text{s}$ und einem Wehrüberfall von $Q_w = 320 \text{ m}^3/\text{s}$ [19].	43
Abb. 3.23	Fischleitrechen (a) ohne und (b) mit einem vorgeschalteten Grobrechen (Hintergrund Planausschnitt Nr. KWWB4155).	44
Abb. 3.24	Rechen für den Schwemmholzurückhalt an der Sihl bei Langnau am Albis (Quelle: AWEL, Sektion Bau).	46
Abb. 3.25	Beispiel für die Geschwemmselentsorgung mit Direktabwurf am Wasserkraftwerk Griesheim am Main (Quelle: Muhr GmbH).	47
Abb. 3.26	Konzept des Direktabwurfs für die Geschwemmsellogistik (Hintergrund Planausschnitt Nr. KWWB4155).	48
Abb. 3.27	Beispiel für die Geschwemmselentsorgung mit Stahlrinne am Wasserkraftwerk Altusried an der Iller (Quelle: Künz GmbH).	48
Abb. 3.28	Grundriss, Längs- und Querschnitt des geplanten Geschwemmselraums auf Basis der Anlage des Aarekraftwerks Ruppoldingen. Die Perspektive zeigt die Situation bei einem Containerwechsel.	49
Abb. 3.29	System des fluidischen Rinnentransports mit dem Geschwemmselraum am rechten Ufer (Hintergrund Planausschnitt Nr. KWWB4155).	50
Abb. 3.30	System des fluidischen Rinnentransports mit dem Geschwemmselraum am linken Ufer (Hintergrund Planausschnitt Nr. KWWB4155).	50
Abb. 3.31	Brückenquerschnitt mit der RRM in der untersten Reinigungsposition.	52
Abb. 3.32	Querschnitt durch die Fahrbahn der Rechenbrücke.	52
Abb. 3.33	Normalprofil des bestehenden OW-Damms mit den Details der Betonauskleidung (Planausschnitt Nr. NOK4171).	53
Abb. 3.34	Erstellung von Betonpresspfählen nach dem HW-Verfahren [20].	53
Abb. 3.35	(a) Schnitt durch die Baugrube mit dem Fangedamm (aufgehender rote Konstruktion ab schräger Kanalwand) und (b) Blick auf die Stahlkonstruktion des Fangedamms (Quelle: Baudepartement Kanton Aargau).	54
Abb. 3.36	Erstellung der Pfähle (a) von einer Brücke (Quelle: Rothpletz & Lienhard AG) und (b) einem Stelzenponton (Quelle: Meier Jäggi AG).	54
Abb. 3.37	Ein möglicher Bauablauf für die Erstellung der Pfähle der Rechenbrücke mit den Bauphasen (a) 1, (b) 2, (c) 3 und (d) 4.	55
Abb. 3.38	(a) Grundriss und (b) Querschnitt durch die Einlaufschwelle mit aufgesetzter Bohlenwand in rot (Hintergrund Planausschnitt Nr. KWWB4153 und NOK1210).	56
Abb. 3.39	RRM in (a) der untersten Reinigungsposition und in (b) der Parkposition.	58

Abb. 3.40	Plandarstellung des geplanten Fischrechens (Plan in Originalgrösse im Anhang 3).	58
Abb. A.1	Jahresganglinie des Abflusses und Geschwemmsels und Summenkurve des Geschwemmsels 2009.	70
Abb. A.2	Jahresganglinie des Abflusses und Geschwemmsels und Summenkurve des Geschwemmsels 2010.	70
Abb. A.3	Jahresganglinie des Abflusses und Geschwemmsels und Summenkurve des Geschwemmsels 2011.	71
Abb. A.4	Jahresganglinie des Abflusses und Geschwemmsels und Summenkurve des Geschwemmsels 2012.	71
Abb. A.5	Jahresganglinie des Abflusses und Geschwemmsels und Summenkurve des Geschwemmsels 2013.	72
Abb. A.6	Jahresganglinie des Abflusses und Geschwemmsels und Summenkurve des Geschwemmsels 2014.	72
Abb. A.7	Jahresganglinie des Abflusses und Geschwemmsels und Summenkurve des Geschwemmsels 2015.	73
Abb. A.8	Jahresganglinie des Abflusses und Geschwemmsels und Summenkurve des Geschwemmsels 2016.	73
Abb. A.9	Jahresganglinie des Abflusses und Geschwemmsels und Summenkurve des Geschwemmsels 2017.	74

Tabellenverzeichnis

Tab. 2.1	Anforderungen für die Dimensionierung einer FABH gemäss [2], [7], Beck, C. (2020). Fish protection and fish guidance at water intakes using innovative curved-bar rack bypass systems. VAW-Mitteilung 257 (R. Boes, Hrsg.), VAW, ETH Zürich.	15
Tab. 3.1	Jährliche Geschwemmselmenge beim KWWB für die Jahre 2009–2017.	39
Tab. 3.2	Anlagekennndaten und rechenverlustrelevante Parameter der Einlaufrechen von Kraftwerken an der Aare mit einer Ausbauwassermenge > 300 m ³ /s, Auszug aus [18], Stand 2000.	40
Tab. 3.3	Reinigungszeiten und Reinigungskapazität für 1, 2 oder 3 RRM.	42
Tab. 3.4	Erwartete Aufteilung des Geschwemmsels bei der Installation eines Grobrechens.	44
Tab. 4.1	Grobkostenschätzung für das beim KWWB geplante Leitrechen-Bypass-System; Preisbasis 2021; * ¹ gemäss BFE Preisszenario vom 1. Mai 2021 als Mittelwert der Jahre 2030–2045 für den Strompreis «Mittel» Base mit einem Wechselkurs von EUR/CHF = 1.10, Kostengenauigkeit nicht gültig für Strompreis; * ² gemäss EnV nicht entschädigungsberechtigt, gemäss Auffassung KWWB nach	

Art. 34 EnG entschädigungsberechtigt; *³ gemäss EnV nicht
entschädigungsberechtigt; Zahlen gerundet.61

Anhangsverzeichnis

- Anhang 1 Geschwemmungsmengen beim KWWB in den Jahren 2009–2017
- Anhang 2 Berechnung Reinigungskapazität Rechenreinigungsmaschine
- Anhang 3 Plandarstellung des geplanten Leitrechen-Bypass-Systems
- Anhang 4 Bauprogramm für das geplante Leitrechen-Bypass-Systems
- Anhang 5 Kostenschätzung des geplanten Leitrechen-Bypass-Systems

Beilagenverzeichnis

- Beilage 1 Schlussbericht der VAW zur numerischen Modelluntersuchung des
Fischleitrechens beim Kraftwerk Wildegg-Brugg

Anhang 1 Geschwemmelmengen beim KWWB in den Jahren 2009–2017

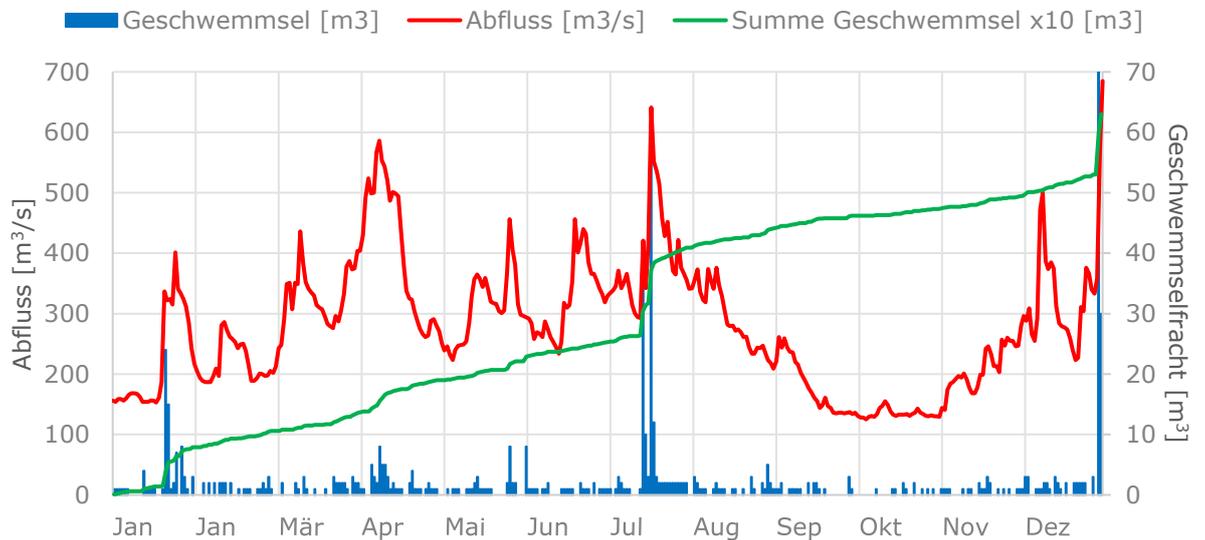


Abb. A.1 Jahresganglinie des Abflusses und Geschwemmels und Summenkurve des Geschwemmels 2009.

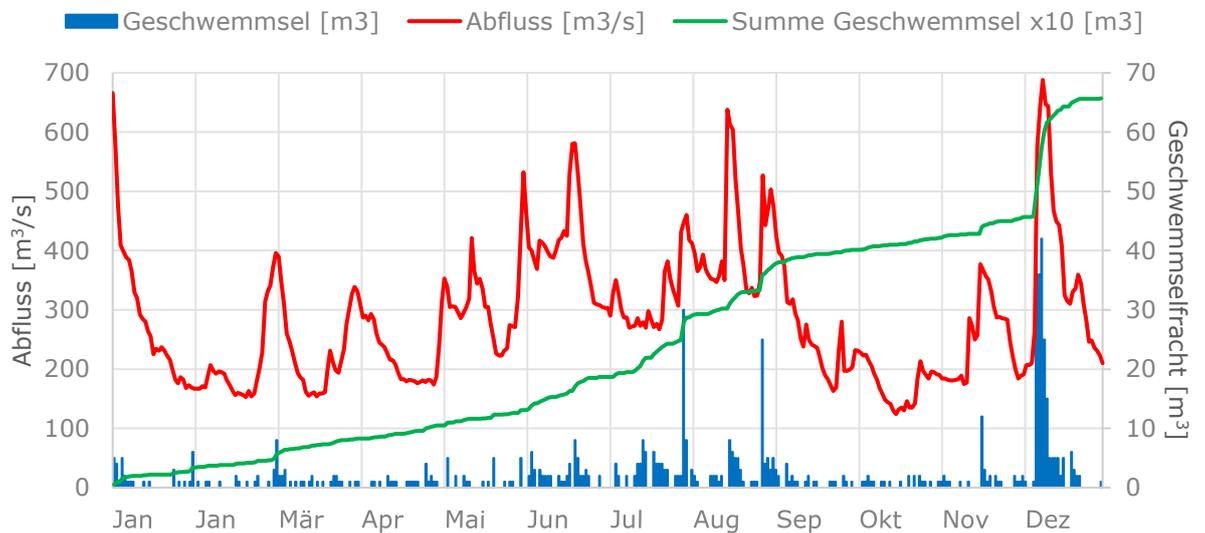


Abb. A.2 Jahresganglinie des Abflusses und Geschwemmels und Summenkurve des Geschwemmels 2010.

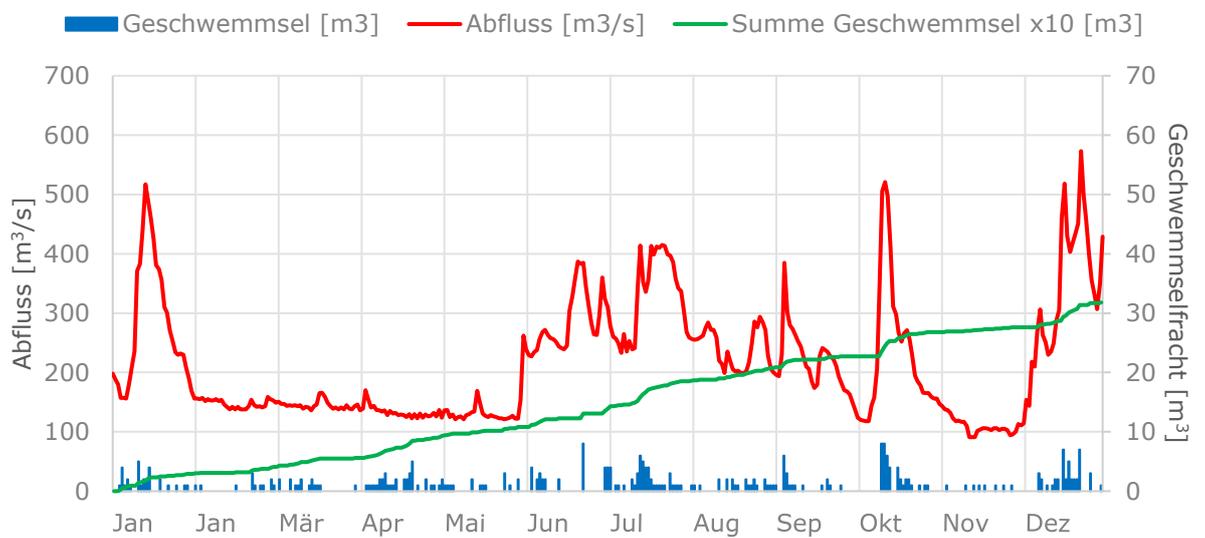


Abb. A.3 Jahresganglinie des Abflusses und Geschwemmsels und Summenkurve des Geschwemmsels 2011.

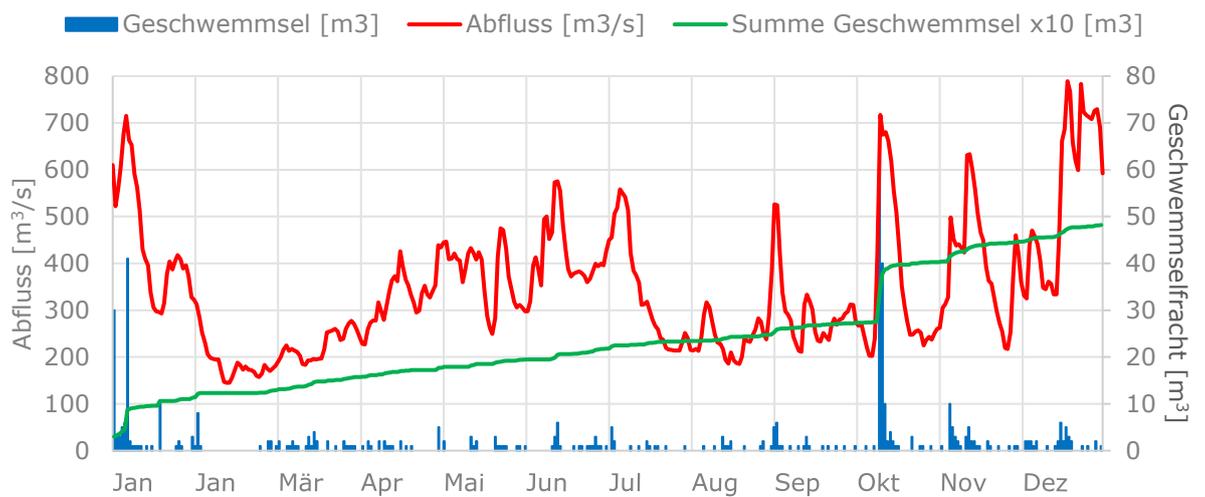


Abb. A.4 Jahresganglinie des Abflusses und Geschwemmsels und Summenkurve des Geschwemmsels 2012.

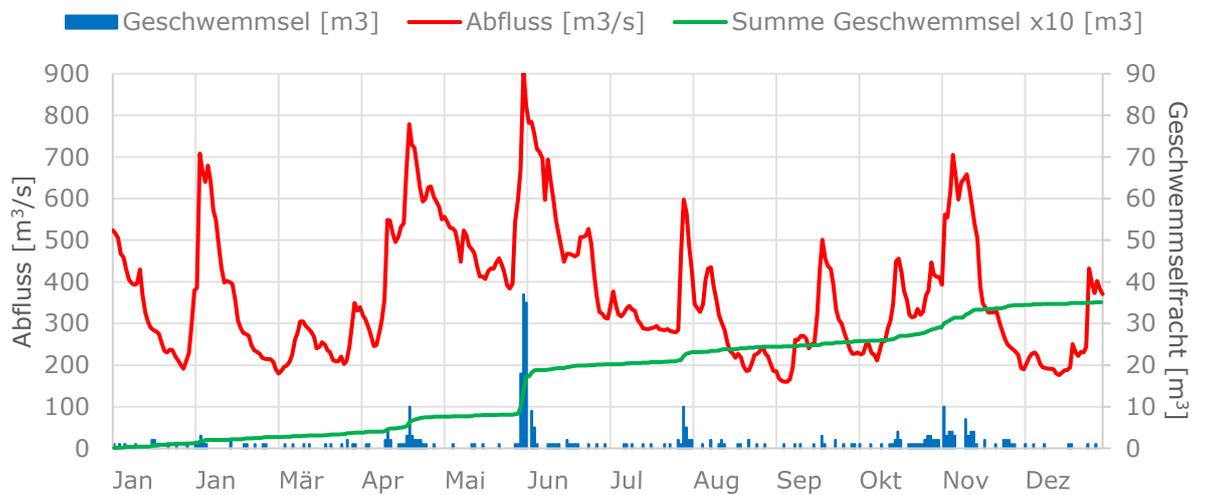


Abb. A.5 Jahresganglinie des Abflusses und Geschwemmsels und Summenkurve des Geschwemmsels 2013.

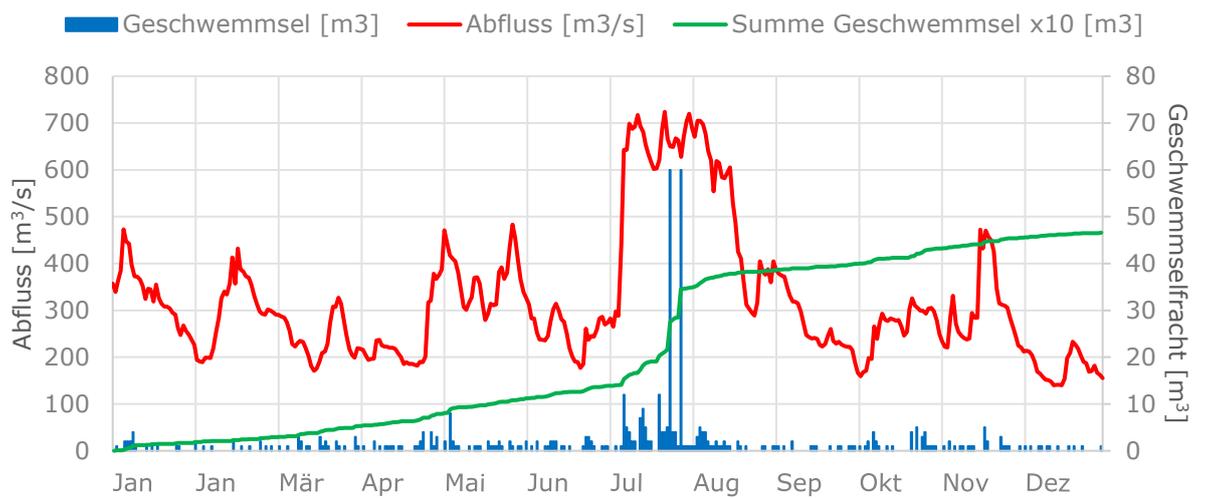


Abb. A.6 Jahresganglinie des Abflusses und Geschwemmsels und Summenkurve des Geschwemmsels 2014.

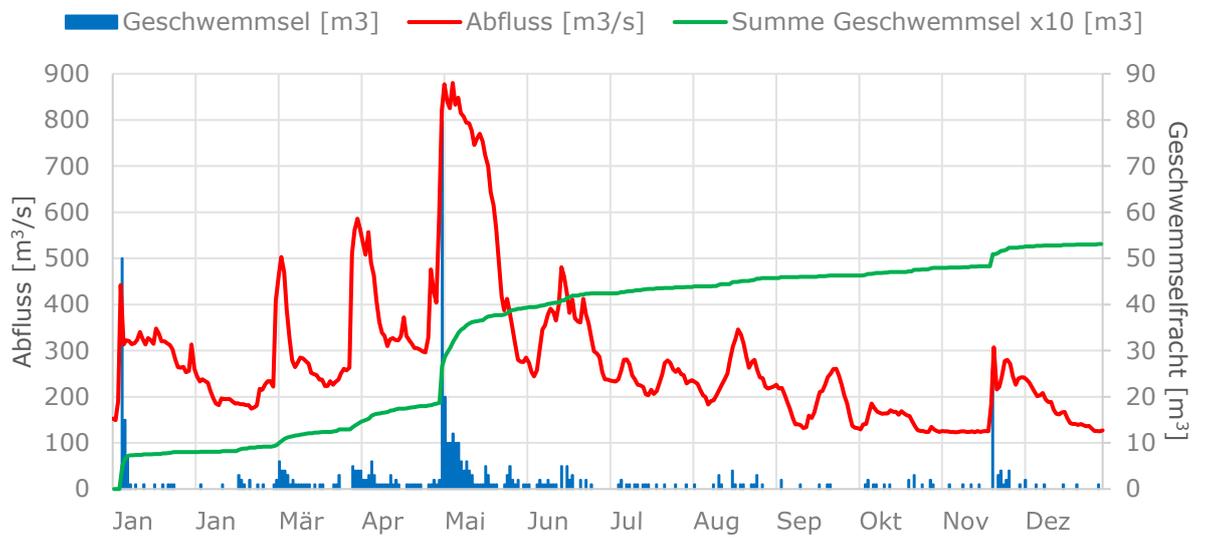


Abb. A.7 Jahresganglinie des Abflusses und Geschwemmsels und Summenkurve des Geschwemmsels 2015.

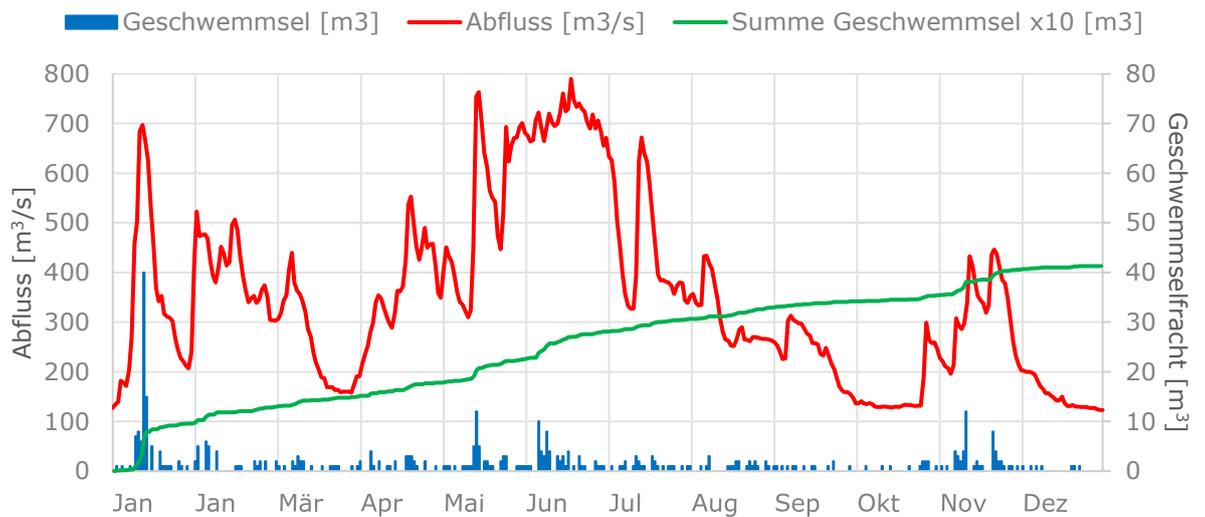


Abb. A.8 Jahresganglinie des Abflusses und Geschwemmsels und Summenkurve des Geschwemmsels 2016.

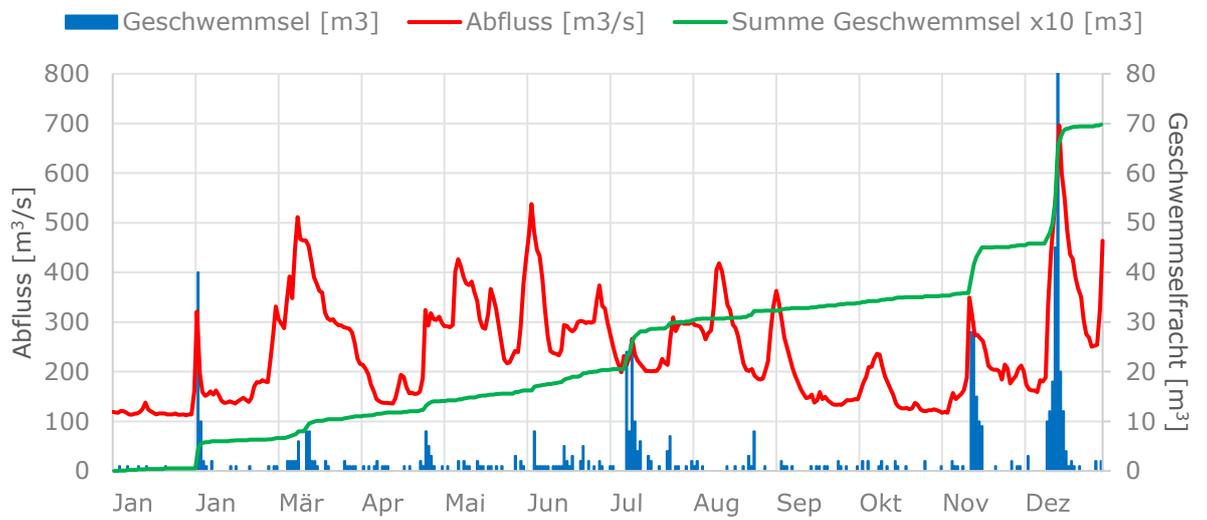


Abb. A.9 Jahresganglinie des Abflusses und Geschwemmsels und Summenkurve des Geschwemmsels 2017.

Anhang 2 Berechnung Reinigungskapazität Rechenreinigungsmaschine

Maschinendaten		Bemerkungen
Typ RRM:	Hydraulisch	Baggermaschine
Fabrikat:	RRM-H500	Künz
Putzkraft am Rechen:	2'500 kg	
Heben max.	10 m/min	stufenlos einstellbar
Senken max.	20 m/min	stufenlos einstellbar
Arbeitsgeschwindigkeit Heben	9 m/min	Gewählt 90% von max
Arbeitsgeschwindigkeit Senken	18 m/min	Gewählt 90% von max
Längsfahren max.	25 m/min	Stufenlos einstellbar
Fahrgeschwindigkeit	12.5 m/min	Gewählt 50% von max
Schwenkbereich	270 °	
Greiferharke Breite	2.5 m	
Greiferharke Inhalt	0.5 m ³	

Rechendaten		
Rechenlänge	108 m	
Rechenfläche	610 m ²	
Pegel	8 m	
Rechenhöhe gesamt	11 m	
Rechenhöhe eingetaucht in Kanalmitte	8 m	
Länge Mittelfeld	41 m	Rechteck
Länge Aussenfelder	34 m	Dreieck (Mittelwert)

Reinigen Mittelfeld für einen Zyklus		1 Zyklus = 1 Reinigung Mittelfeld
Anzahl Felder	1 Stk	
Überlappung Quer	0.2 m	
Anzahl Putzzyklen	18 Stk	mit Überlappung
Putzweg (Heben+Senken)	26.4 m	
Putzdauer / Streifen	1.96 min	
Greifer öffnen+schliessen	1.00 min	
Querfahrt Maschine	0.32 min	
Dauer/Putzzyklus	3.28 min	
Gesamtdauer Mittelfeld	59.0 min	
Max. mögl. Putzmenge	9 m ³	

Reinigen Aussenfelder für einen Zyklus		1 Zyklus = 1 Reinigung Aussenfeld
Anzahl Felder	2 Stk	
Überlappung Quer	0.2 m	
Anzahl Putzzyklen	15 Stk	mit Überlappung
Putzweg (Heben+Senken)	16.8 m	
Putzdauer / Streifen	1.87 min	
Greifer öffnen+schliessen	1.00 min	

Querfahrt Maschine	0.32	min	
Dauer/Putzzyklus	3.19	min	
Gesamtdauer Aussenfeld	47.8	min	
Max. mögl. Putzmenge	7.5	m ³	

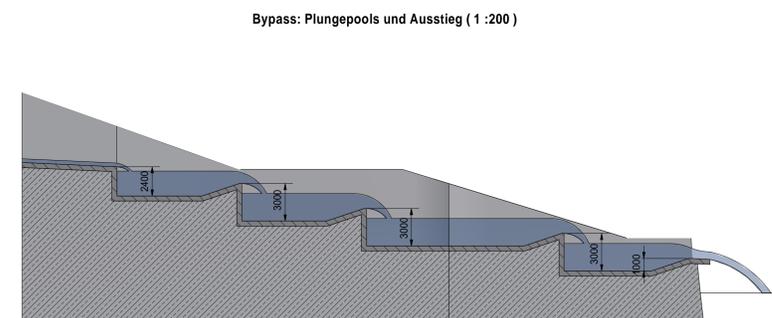
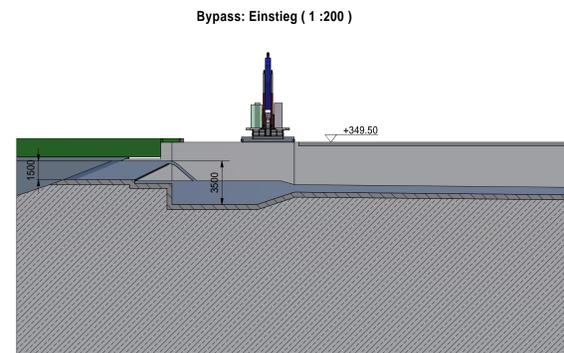
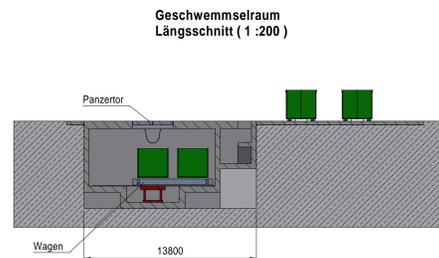
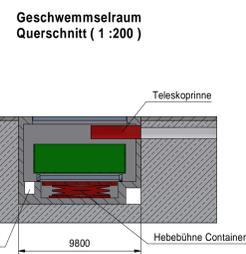
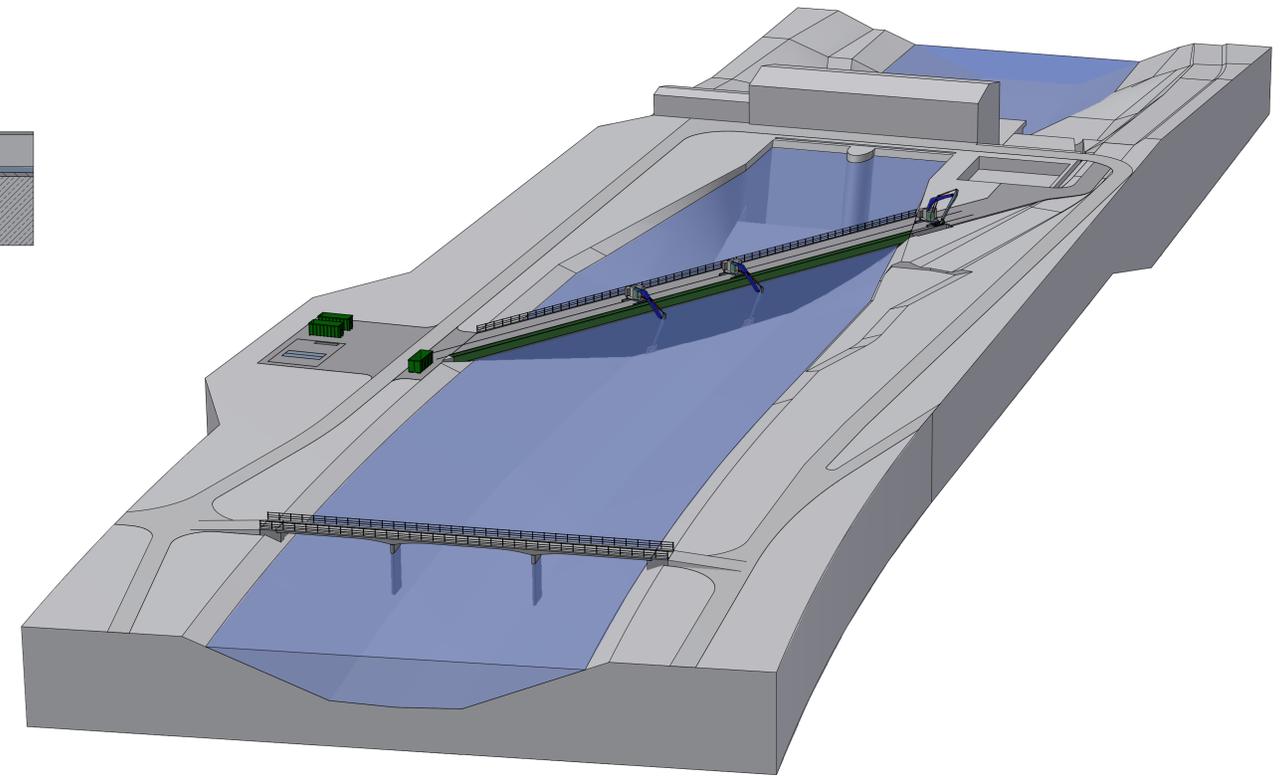
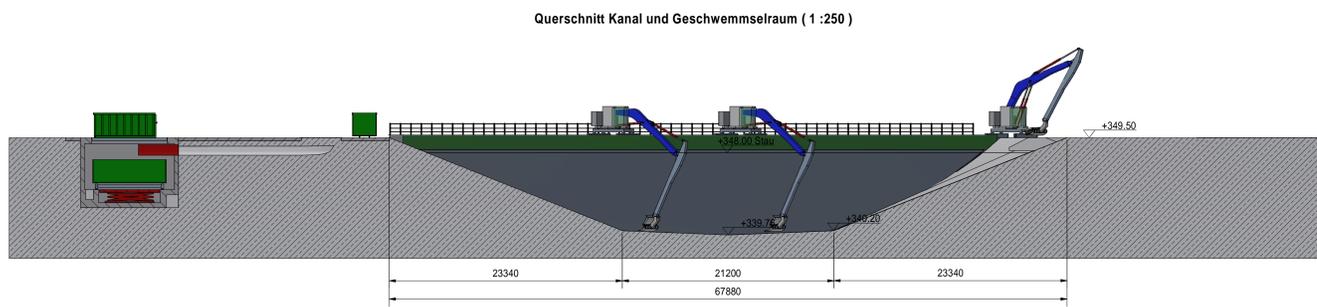
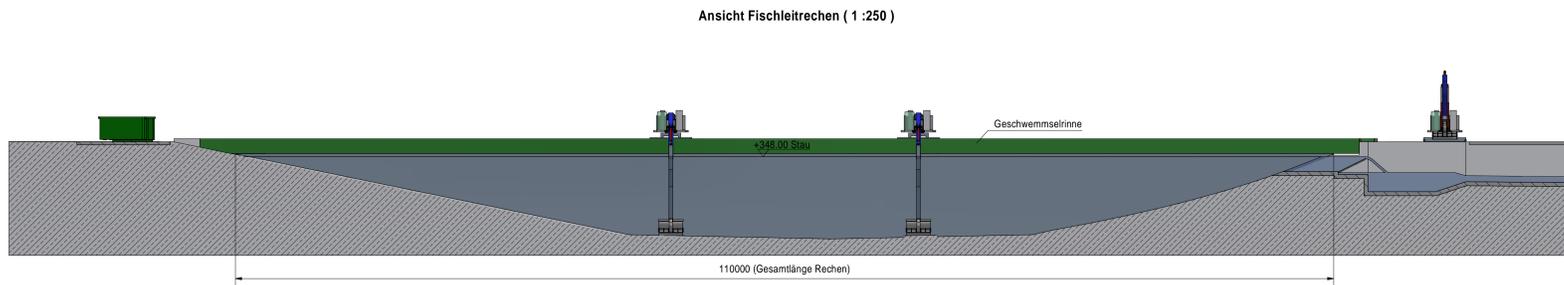
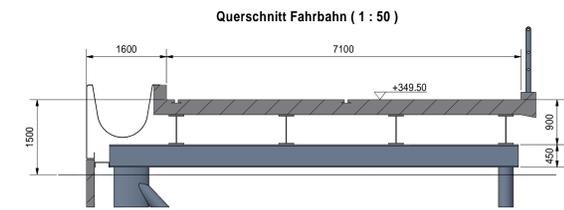
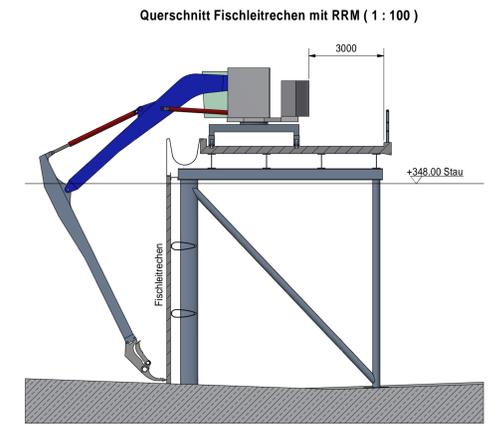
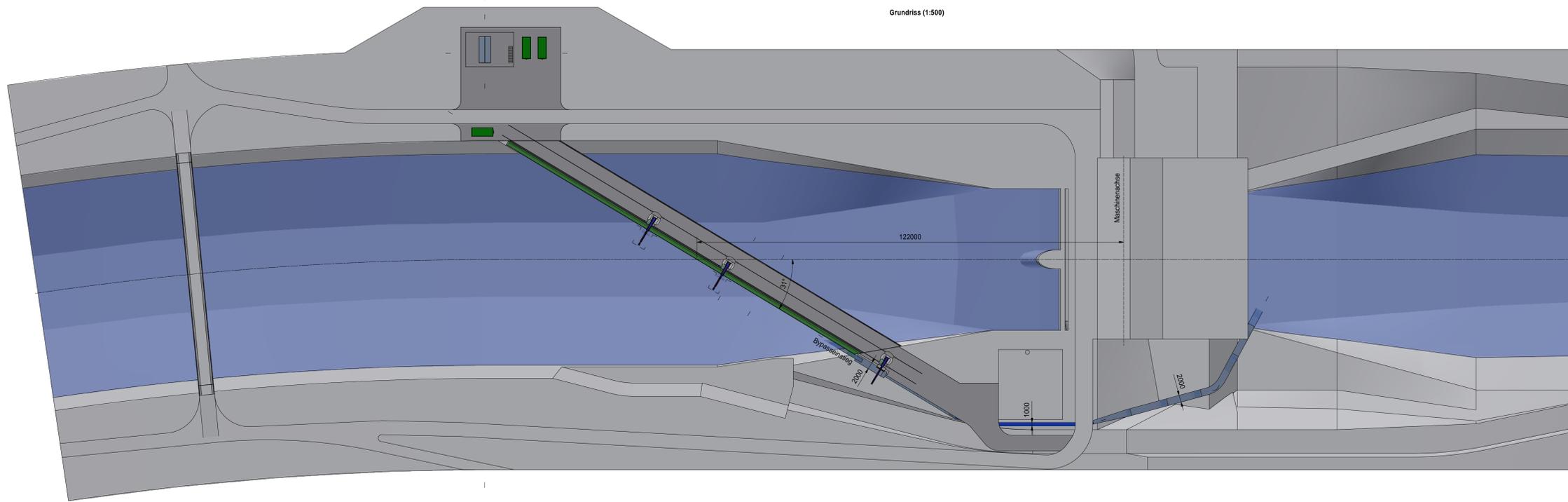
Reinigungszeiten

Reinigungszeit mit 1 Maschine	155	min	2.6 h
Reinigungszeit mit 2 Maschinen	107	min	1.8 h
Reinigungszeit mit 3 Maschinen	59	min	1.0 h

Reinigungskapazität / Tag bei 75% Einschaltdauer

Reinigungskapazität	24	m ³ /Zyklus	
Kapazität mit 1 Maschine	168	m ³ /d	
Kapazität mit 2 Maschinen	243	m ³ /d	
Kapazität mit 3 Maschinen	440	m ³ /d	

Anhang 3 Plandarstellung des geplanten Leitrechen-Bypass-Systems



Änderung	Rev. Stand	00	Arbeits Nr.		Erstellt	Geprüft	Freigegeben
Beschreibung	Ziel Stelle	HTW-B	Status	Erstellt aus	Alle Urheberrechte vorbehalten unserer Firma. Die Vervielfältigung und Weitergabe ist nur mit unserer Zustimmung gestattet!		
Technisches Vorprojekt		Erstellt für		Monitor	Entwurfphase	Datum	PKZ
KWWB - Fischabstieg Maschinenhaus		Erstellt		21.07.2023	BUP		
Fischleitrechen		Geprüft		21.07.2023	scr		
Grundriss und Schnitte		Freigegeben		21.07.2023	mfp		
Massstab:		1:500/250/200/100					
Freigegeben für:		Nr.:					
Blatt Nr.:		1		Anz. Blätter:		1	
Kraftwerk Villnachern AG		Axpo Power AG		Parkstrasse 23 CH-5401 Baden		Anhang 3	
OXPO		Axpo Power AG		Parkstrasse 23 CH-5401 Baden		Anhang 3	

Anhang 4 Bauprogramm für das geplante Leitreehen-Bypass-System

Anhang 5 Kostenschätzung des geplanten Leitrechen-Bypass-Systems

KWVB-Fischabstieg
Technisches Vorprojekt
Kostenschätzung Baukosten (Genauigkeit +/- 30%)

Pos	Bauteil	E	Menge	Preis/E	Preis/Pos	Bemerkung
1	Bauinstallationen Brückenbau				1'500'000	
1	Generell	Stk	1	1'000'000	1'000'000	
2	Hilfsbrücke	Stk	1	500'000	500'000	
2	Fundamente Brücke				5'350'000	
1	Widerlager	Stk	2	200'000	400'000	
2	Pfähle	Stk	24	40'000	960'000	
3	Beton Sohlarmatur UW	m	120	2'000	240'000	unter Wasser
4	Fangedämme	Stk	5	750'000	3'750'000	
3	Überbau Brücke				3'820'000	
1	Rahmenjoche	Stk	12	100'000	1'200'000	7 t / Stk
2	Zuschlag Tauchermontage	Stk	12	20'000	240'000	für Joche
3	Längsträger	to	120	8'000	960'000	4 HEB600, 212kg/m
4	Fahrbahnplatte (7.7x115 m)	m2	890	950	845'500	
5	Entwässerung	p	1	100'000	100'000	
6	Lager und Übergänge	p	1	100'000	100'000	
7	Geländer	m	137	750	102'750	
8	Gleise	m	137	2'000	274'000	
4	Plätze bei Brücke				420'000	
1	Vorplatz LU	m2	181	350	63'350	
2	Vorplatz RU	m2	125	350	43'750	
3	Platz RU	m2	385	350	134'750	
4	Bauwerke Zufahrt RU	Stk	1	150'000	150'000	Brücke, Anpassungen Gleis
5	Zäune	p	1	25'000	25'000	
5	Fischleitrechen				2'640'000	
1	Elemente	t	135	10'000	1'350'000	630 m2 à 215 kg/m2
2	Rechenträger	t	58	10'000	580'000	160 m à 300 kg/m
3	Sohl+Kopfarmatur	t	9.5	10'000	95'000	115 m x (45+23)kg/m
4	Schleiffblech	t	16	7'000	112'000	115 m x 140 kg/m
5	Zuschlag Tauchermontage	p	1	500'000	500'000	
6	Bypass				3'000'000	
1	Einstieg	p	1	200'000	200'000	
2	Kanal	m	150	14'000	2'100'000	
3	Zählkammer	p	1	200'000	200'000	
4	Ausstieg	p	1	200'000	200'000	
5	Klappe	p	1	150'000	150'000	
6	OW-DB	p	1	50'000	50'000	
7	UW-DB	p	1	50'000	50'000	
8	Grobrechen	p	1	50'000	50'000	
7	Rechenreinigungsmaschinen				3'600'000	
1	RRM-Maschinen	Stk	3	1'200'000	3'600'000	
8	Elektrotechnik / Leittechnik				1'000'000	
1	Stromversorgung-Verteilung	p	1	400'000	400'000	
2	Leittechnik	p	1	400'000	400'000	
3	Pegelmessung	p	1	100'000	100'000	
4	Videoüberwachung	p	1	100'000	100'000	
9	Geschwemmseleentsorgung				3'240'000	
1	Rinnen				367'100	
1	Oberirdisch Stahl	m	113	1'700	192'100	U-Profil, vorgehängt, 185 kg/m
2	Unterirdisch	m	25	3'000	75'000	Graben
3	Teleskoprinne	Stk	1	100'000	100'000	
2	Raum (13.8x9.8x6m)				1'067'500	
1	Bauwerk	m3	810	750	607'500	
2	Zugang	Stk	1	50'000	50'000	
3	Gleis	m	10	1'000	10'000	
4	Verschubwagen	Stk	1	100'000	100'000	
5	Hebebühne	Stk	1	100'000	100'000	
6	Panzertor	Stk	1	100'000	100'000	

Pos	Bauteil	E	Menge	Preis/E	Preis/Pos	Bemerkung
	7 Hydraulikantrieb	Stk	1	50'000	50'000	
	8 Steuerung	Stk	1	50'000	50'000	
4	Ausrüstung				60'000	
	1 Container	Stk	5	12'000	60'000	
5	Platz				203'150	
	1 Platz LU (24x28m)	m2	509	350	178'150	
	2 Zäune	p	1	25'000	25'000	
6	Spülwasser				180'000	
	1 Bauwerk	Stk	1	50'000	50'000	
	2 Leitung	m	15	2'000	30'000	
	3 Pumpe	Stk	1	80'000	80'000	
	4 Schieber	Stk	1	20'000	20'000	
7	Abwasser Ø700				965'000	
	1 Leitung unterirdisch 1	m	177	4'000	708'000	Microtunneling
	2 Leitung unterirdisch 2	m	86	2'000	172'000	Graben
	3 Einlauf	Stk	1	20'000	20'000	
	4 Auslauf	Stk	1	20'000	20'000	
	5 Schächte	Stk	3	15'000	45'000	
8	Elektrotechnik				200'000	
	1 Zuleitung Bau	p	1	100'000	100'000	
	2 Installation	p	1	100'000	100'000	
9	Leittechnik				200'000	
	1 Zuleitung Bau	p	1	100'000	100'000	
	2 Installation	p	1	100'000	100'000	
	Zwischentotal (1-9)				24'570'000	
	Unvorhergesehenes			20%	4'910'000	
	Gesamttotal Baukosten				29'500'000	

**KWWB-Fischabstieg
Technisches Vorprojekt
Kostenschätzung Erneuerungskosten 40 Jahre**

Pos	Bauteil	Sanierungsmassnahmen	Neupreis	Sanierungsbedarf 40 J.	Preis/Pos
1	Bauinstallationen Brückenbau				100'000
	Generell	Installallationen	1'000'000	10%	100'000
2	Fundamente Brücke				20'000
	Widerlager	Betonsanierung	400'000	5%	20'000
	Pfähle	Keine Massnahmen	960'000	0%	0
	Beton Sohlarmatur UW	Keine Massnahmen	240'000	0%	0
3	Überbau Brücke				862'000
	Rahmenjoche	Ersatz Ko-Schutz	1'200'000	20%	240'000
	Zuschlag Tauchermontage	Ersatz Ko-Schutz	240'000	20%	48'000
	Längsträger	Ersatz Ko-Schutz	960'000	20%	192'000
	Fahrbahnplatte (7.7x115 m)	Betonsanierung	845'500	5%	42'275
	Entwässerung	Revision	100'000	5%	5'000
	Lager und Übergänge	Sanierung	100'000	50%	50'000
	Geländer	Revision	102'750	10%	10'275
	Gleise	Ersatz	274'000	100%	274'000
4	Plätze bei Brücke				65'000
	Vorplatz LU	Betonsanierung	63'350	10%	6'335
	Vorplatz RU	Betonsanierung	43'750	10%	4'375
	Platz RU	Belagsanierung	134'750	20%	26'950
	Bauwerke Zufahrt RU	Betonsanierung	150'000	10%	15'000
	Zäune	Teilersatz	25'000	50%	12'500
5	Fischleitrechen				1'607'000
	Elemente	Ersatz	1'350'000	100%	1'350'000
	Rechentträger	Ersatz Ko-Schutz	580'000	20%	116'000
	Sohl+Kopfarmatur	Ersatz Ko-Schutz	95'000	20%	19'000
	Schleiffblech	Ersatz Ko-Schutz	112'000	20%	22'400
	Zuschlag Tauchermontage	Ersatz Ko-Schutz	500'000	20%	100'000
6	Bypass				240'000
	Einstieg	Betonsanierung/Antriebe	200'000	10%	20'000
	Kanal	Betonsanierung	2'100'000	5%	105'000
	Zählkammer	Betonsanierung/Antriebe	200'000	10%	20'000
	Ausstieg	Betonsanierung/Antriebe	200'000	10%	20'000
	Klappe	Ersatz Antriebe + Ko-Schutz	150'000	30%	45'000
	OW-DB	Revision	50'000	20%	10'000
	UW-DB	Revision	50'000	20%	10'000
	Grobrechen	Ersatz Ko-Schutz	50'000	20%	10'000
7	Rechenreinigungsmaschinen				3'600'000
	RRM-Maschinen	Ersatz	3'600'000	100%	3'600'000
8	Elektrotechnik / Leittechnik			100%	1'000'000
	Stromversorgung-Verteilung	Ersatz	400'000	100%	400'000
	Leittechnik	Ersatz	400'000	100%	400'000
	Pegelmessung	Ersatz	100'000	100%	100'000
	Videoüberwachung	Ersatz	100'000	100%	100'000
9	Geschwemmselektorsorgung				910'000
	Rinnen				103'420
	Oberirdisch Stahl	Ersatz Ko-Schutz	192'100	20%	38'420
	Unterirdisch	Ersatz Ko-Schutz	75'000	20%	15'000
	Teleskoprinne	Ersatz Antrieb	100'000	50%	50'000
	Raum (13.8x9.8x6m)				295'375
	Bauwerk	Betonsanierung	607'500	5%	30'375
	Zugang	Teilsanierung	50'000	10%	5'000
	Gleis	Ersatz	10'000	100%	10'000
	Verschubwagen	Ersatz Antrieb	100'000	50%	50'000
	Hebebühne	Ersatz Antrieb	100'000	50%	50'000

Pos	Bauteil	Sanierungsmassnahmen	Neupreis	Sanierungsbedarf 40 J.	Preis/Pos
	Panzertor	Ersatz Antrieb	100'000	50%	50'000
	Hydraulikantrieb	Ersatz	50'000	100%	50'000
	Steuerung	Ersatz	50'000	100%	50'000
	Ausrüstung				60'000
	Container	Ersatz	60'000	100%	60'000
	Platz				48'130
	Platz LU (24x28m)	Belagsanierung	178'150	20%	35'630
	Zäune	Teilersatz	25'000	50%	12'500
	Spülwasser				90'500
	Bauwerk	Betonsanierung	50'000	5%	2'500
	Leitung	Ersatz Ko-Schutz	30'000	20%	6'000
	Pumpe	Ersatz	80'000	100%	80'000
	Schieber	Revision	20'000	10%	2'000
	Abwasser Ø700				92'250
	Leitung unterirdisch 1	Lokale Sanierung	708'000	10%	70'800
	Leitung unterirdisch 2	Lokale Sanierung	172'000	10%	17'200
	Einlauf	Betonsanierung	20'000	5%	1'000
	Auslauf	Betonsanierung	20'000	5%	1'000
	Schächte	Betonsanierung	45'000	5%	2'250
	Elektrotechnik				110'000
	Zuleitung Bau	Lokale Sanierung	100'000	10%	10'000
	Installation	Ersatz	100'000	100%	100'000
	Leittechnik				110'000
	Zuleitung Bau	Lokale Sanierung	100'000	10%	10'000
	Installation	Ersatz	100'000	100%	100'000
10	Produktionsverluste	Abstellung und red. Betrieb	3'640'000	10%	364'000
	Zwischentotal (1-10)				8'770'000
	Unvorhergesehenes			20%	1'754'000
	Gesamttotal Erneuerungskosten 40 Jahre				10'500'000
	Jährlicher Anteil von den Baukosten				0.90%