




Oberirdische Gewässer
Gewässerökologie 101


Durchgängigkeit für Tiere in Fließgewässern

 Leitfaden Teil 2 - Umgebungsgewässer und fischpassierbare Querbauwerke



Baden-Württemberg

Durchgängigkeit für Tiere in Fließgewässern

 Leitfaden Teil 2 - Umgehungsgewässer und fischpassierbare Querbauwerke

| | |
|--------------------|---|
| HERAUSGEBER | Landesanstalt für Umwelt, Messungen und Naturschutz Baden-Württemberg (LUBW) 76157 Karlsruhe · Postfach 21 07 52 poststelle@lubw.bwl.de www.lubw.baden-wuerttemberg.de |
| BEARBEITUNG | Projektbegleitende Arbeitsgruppe auf Grundlage einer Studie der Universität Karlsruhe, IWG: Dr. Ottfried Arnold, Regierungspräsidium Tübingen David Bösing, Dr. Rainald Hoffmann, Hubert Wnuck, Regierungspräsidium Stuttgart Heinz Daucher, Bernd Karolus, Landesanstalt für Umwelt, Messungen und Naturschutz Baden-Württemberg Peter Dehus, Fischereiforschungsstelle Baden-Württemberg Andreas Ehl-Nazaruk, Landratsamt Rems-Murr-Kreis Dr. Jürgen Scherle, Regierungspräsidium Karlsruhe Dr. Stephan Heimerl, EnBW Kraftwerke AG Frauke König, Dr. Boris Lehmann, Universität Karlsruhe IWG Dr. Herbert Löffler, Institut für Seenforschung der LUBW |
| REDAKTION | Landesanstalt für Umwelt, Messungen und Naturschutz Baden-Württemberg (LUBW) Referat 41 – Fließgewässer, Integrierter Gewässerschutz |
| BEZUG | Die Broschüre ist für 17,- Euro erhältlich bei der Verlagsauslieferung der LUBW JVA Mannheim - Druckerei Herzogenriedstraße 111 · 68169 Mannheim Telefax 0621 / 398-370 bibliothek@lubw.bwl.de Download unter: www.lubw.baden-wuerttemberg.de |
| ISSN | 1436-7882 (Bd. 101, 2006) |
| ISBN | 3-88251-304-7 |
| STAND | 6/2006, 1. Auflage, Seite 156 korrigiert 7/2007 |
| DRUCK | Engelhardt & Bauer, 76131 Karlsruhe Gedruckt auf Recyclingpapier |

| | | |
|----------|---|-----------|
| 1 | ZUM LEITFADEN | 6 |
| 1.1 | Querbauwerke | 8 |
| 1.2 | Prioritäten und Ziele | 9 |
| 1.3 | Beseitigung des Querbauwerks | 10 |
| 1.4 | Anlagen zur Herstellung der Durchgängigkeit | 10 |
| 1.5 | Geräuschemission von Rauerinnen an schutzbedürftiger Bebauung | 12 |
| 2 | PASSIERBARE QUERBAUWERKE | 14 |
| 2.1 | Rampenbauweisen und Rampentypen | 14 |
| 2.1.1 | Deckwerksbauweisen | 16 |
| 2.1.1.1 | Setzsteinbauweise (geschichtete Bauweise) | 16 |
| 2.1.1.2 | Schüttsteinbauweise (lockere Bauweise) | 17 |
| 2.1.1.3 | Versagensmechanismen bei verschiedenen Deckwerksbauweisen | 17 |
| 2.1.1.4 | Auswahl der geeigneten Deckwerksbauweisen | 18 |
| 2.1.2 | Rampentypen | 19 |
| 2.1.2.1 | Klassische Rampe | 19 |
| 2.1.2.2 | Steinrampe nach Schauberger | 20 |
| 2.1.2.3 | Aufgelöste Rampe | 21 |
| 2.1.2.4 | Muldenrampe | 23 |
| 2.1.2.5 | Teilrampe | 23 |
| 2.1.3 | Empfehlungen zur Auswahl des Rampentyps | 24 |
| 2.2 | Hydraulische Bemessung von Rauen Rampen | 25 |
| 2.2.1 | Abflussverhalten | 25 |
| 2.2.2 | Hydraulische Wirksamkeit | 27 |
| 2.2.3 | Nachweis des BHW für die Hochwasserneutralität der Anlage | 29 |
| 2.2.4 | Ermittlung des Wasserspiegelverlaufs auf der Rampe | 32 |
| 2.2.5 | Bemessungsabfluss für die maximale Deckwerksbelastung | 34 |
| 2.2.6 | Nachweis der hydraulischen Parameter in der Realität | 38 |
| 2.2.7 | Angreifende Kräfte | 38 |
| 2.2.7.1 | Angreifende Kräfte an einem Einzelstein bzw. Deckwerkselement | 39 |
| 2.2.7.2 | Angreifende Kräfte am Deckwerk als Gesamtsystem | 42 |
| 2.3 | Empfehlungen zur Rampenkonstruktion | 43 |
| 2.3.1 | Bemessung des Rampendeckwerks | 44 |
| 2.3.2 | Anforderungen an das Steinmaterial und Einbauempfehlungen | 50 |
| 2.3.3 | Bemessung des Rampenunterbaues bzw. des Rampenfilters | 51 |
| 2.3.4 | Bemessung und Konstruktion der Rampenkronen | 51 |
| 2.3.5 | Bemessung und Konstruktion des Nachbettes | 53 |
| 2.4 | Nachweise und Konstruktionsempfehlungen für die Rampentypen | 55 |
| 2.4.1 | Steinrampe nach Schauberger | 55 |
| 2.4.2 | Aufgelöste Rampe | 60 |
| 2.4.3 | Muldenrampe | 66 |
| 2.4.4 | Ergänzende Empfehlung für Teilrampen | 69 |
| 2.5 | Anbindungsmöglichkeiten von Rauen Rampen an bestehende Querbauwerke | 72 |
| 2.6 | Pegelanlagen | 74 |
| 2.6.1 | Anforderungen | 74 |
| 2.6.2 | Durchgängigkeit am Kontrollbauwerk | 75 |
| 2.6.3 | Durchgängigkeit im Messgerinne | 77 |
| 2.7 | Ausgeführte Beispiele | 78 |

| | | |
|----------|--|-----|
| 3 | UMGEHUNGSGEWÄSSER UND GERINNEARTIGE FISCHAUFSTIEGSANLAGEN | 139 |
| 3.1 | Bauweisen | 139 |
| 3.2 | Hydraulische Bemessung und Empfehlung zur Gestaltung | 142 |
| 3.2.1 | Grundsätzliche Gestaltungskriterien | 142 |
| 3.2.2 | Anbindung an das Oberwasser – Einlaufbereich | 143 |
| 3.2.2.1 | Einlaufbauwerk mit hydraulische Kontrollfunktion | 143 |
| 3.2.2.2 | Geschwemmselabweiser und Regelorgane | 148 |
| 3.2.3 | Bemessung und Gestaltung | 149 |
| 3.2.3.1 | Störsteine | 150 |
| 3.2.3.2 | Auslegung der Anlagen in Störsteinbauweise | 153 |
| 3.2.3.3 | Bemessung von Querriegeln | 154 |
| 3.2.4 | Anbindung an das Unterwasser – Auslaufbereich und Leitströmung | 156 |
| 3.2.4.1 | Auffindbarkeit | 156 |
| 3.2.4.2 | Zugänglichkeit | 158 |
| 3.3 | Ausgeführte Beispiele | 160 |
| 4 | KOMBINIERTE ANLAGEN | 206 |
| 4.1 | Zusammengesetzte Anlagen | 206 |
| 4.2 | Fischaufstieg und Bootsdurchfahrt | 209 |
| 4.2.1 | Veranlassung und Anforderungen | 209 |
| 4.2.2 | Befahrbare Fischaufstiegsanlagen | 209 |
| 4.2.3 | Getrennte Anlagen | 211 |
| 4.3 | Ausgewählte Anlagen | 213 |
| 5 | LITERATUR | 242 |
| 6 | BILDNACHWEIS | 247 |

Zusammenfassung

Die Durchgängigkeit in Fließgewässern hat eine herausragende Bedeutung für die Erhaltung und Wiederherstellung von natürlichen Verhältnissen mit artenreichen und gewässertypischen Lebensgemeinschaften. Die Vielzahl der in diesem Zusammenhang zu beantwortenden Fragen kann nicht in einem einzigen Leitfaden abgehandelt werden. Die Thematik wird daher in einer Leitfadenreihe in 5 Teilen behandelt. Dabei werden alle Aspekte von der Aufstiegshilfe bis zum Abstieg, der Durchgängigkeit in Längsrichtung der Gewässer (longitudinal), zu den Auen und Zuflüssen (lateral) und zwischen Sohle und fließender Welle (vertikal) betrachtet.

Der vorliegende Teil 2 der Leitfadenreihe erläutert verschiedene Möglichkeiten zur Herstellung der Durchgängigkeit für die Gewässerfauna an Querbauwerken. Als Querbauwerke werden Sohlen- und Regelungsbauwerke sowie Stauwerke bei Wasserkraftanlagen u. a. bezeichnet. Als Lösungen werden hier passierbare Querbauwerke, Umgehungsgewässer, gerinneartige Fischaufstiegsanlagen mit Störsteinen sowie Kombinationsanlagen erläutert. Andere bekannte Möglichkeiten zur Herstellung der Durchgängigkeit sind in der Fachliteratur (z. B. DVWK-Merkblatt 232, 1996) ausführlich beschrieben.

Kapitel 1 führt in die Thematik ein. Neben der Definition von Querbauwerken werden u. a. eine Prioritätenliste und ein Zielkatalog zur Herstellung der Durchgängigkeit bei Querbauwerken erläutert.


Kapitel 2 erläutert die passierbaren Querbauwerke. Zunächst werden verschiedene Rampentypen und -formen klassifiziert und dann Empfehlungen zur hydraulischen und konstruktiven Bemessung und Ausführung gegeben. Auch die Durchgängigkeit bei Pegelanlagen wird behandelt. Anschließend werden ausgewählte Beispiele in Baden-Württemberg dargestellt.

Kapitel 3 dokumentiert Bauweisen von Umgehungsgewässern sowie gerinneartige Fischaufstiegsanlagen mit Störsteinen und gibt Empfehlungen zu deren Bemessung und Gestaltung. Ein ausführlicher Beispielkatalog ist auch in diesem Kapitel zu finden.

Kapitel 4 gibt einen Überblick über die Kombinationsmöglichkeiten unterschiedlicher Durchgängigkeitsbauwerke bei speziellen Randbedingungen. Fischaufstieg in Kombination mit Bootsdurchgängigkeit ist ebenfalls Thema dieses Kapitels und liefert einige Möglichkeiten zur Erfüllung beider Forderungen.

Dieser Leitfaden ist die Fortschreibung des Leitfadens „Anlagen zur Herstellung der Durchgängigkeit“ der Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg Heft 63 (2000). Er richtet sich gleichermaßen an Behörden und Planer. Der Leitfaden ermöglicht es dem Anwender, den für seine Aufgabenstellung optimalen Anlagentyp zu wählen und die Bemessung durchzuführen.

1 Zum Leitfaden

 Natürliche Fließgewässer und ihre Auen stellen einen vielfältigen Lebensraum für verschiedene Tier- und Pflanzenarten dar. Die natürlichen Randbedingungen, wie Geologie, Landschaft, Klima und Abflussregime sowie die entsprechende natürliche Vegetation bieten die Voraussetzung für unterschiedliche Gewässerstrukturen und Lebensräume. Fließgewässer sind linienhafte Biotope, die als vernetzte „grüne Korridore“ unsere Kulturlandschaft durchziehen. Neben der großräumig verbindenden Wirkung von der Quelle bis ins Meer besitzen sie auch auf engem Raum natürlicherweise eine außerordentlich große Arten- und Biotopvielfalt.

Die natürlichen, gewässertypischen Eigenschaften wurden in den letzten Jahrhunderten durch vielfältige Nutzungen, wie z. B. Siedlung, Landwirtschaft, Wasserkraft, Hochwasserschutz, verändert. Viele Gewässer sind begradigt, verlegt, mit Ufer- und Sohlensicherungen ausgebaut und aufgestaut. Durch Wasserentnahmen bleibt mancherorts kein Wasser mehr im Gewässerbett. Neben der Verarmung der Gewässerstrukturvielfalt wurde auch die natürliche Vernetzung der Fließgewässer stark beeinträchtigt oder ganz unterbunden. So wurden vielerorts wertvolle Standorte für die Gewässerfauna und -flora beeinträchtigt oder z. T. zerstört. Die Möglichkeit zur Wanderung in den Fließgewässern, die für viele Arten der Gewässerfauna überlebenswichtig ist, ist daher nicht mehr oder nur noch eingeschränkt möglich.



Abb. 1.1: Donau bei Blochingen - dynamisches Fließgewässer in einer Kulturlandschaft.

Die Durchgängigkeit in Fließgewässern hat eine herausragende Bedeutung für die Erhaltung und Wiederherstellung von natürlichen Fließgewässern mit artenreichen und gewässertypischen Lebensgemeinschaften. Die Durchgängigkeit ist außerdem ein Kriterium für die Ermittlung der so genannten „signifikanten Belastungen“ von Oberflächengewässern bei der Umsetzung der Anforderungen der EG-Wasserrahmenrichtlinie (WRRL) sowie der Umsetzung des bundesdeutschen und baden-württembergischen Wasserrechts.

Zur Unterstützung von planenden Ingenieurbüros und der Fachverwaltung sowie zur Information interessierter Gruppen behandelt die Landesanstalt für Umwelt, Messungen und Naturschutz Baden-Württemberg das Thema „Durchgängigkeit für Tiere in Fließgewässern“ in einer Leitfadenreihe. Dabei werden alle Aspekte von der Aufstiegshilfe bis zum Abstieg, der Durchgängigkeit in Längsrichtung der Gewässer (longitudinal), zu den Auen und Zuflüssen (lateral) und zwischen Sohle und fließender Welle (vertikal) betrachtet:

Durchgängigkeit für Tiere in Fließgewässern

Teil 1 – Grundlagen

Teil 2 – Umgehungsgewässer und fischpassierbare Querbauwerke

Teil 3 – Hochwasserrückhaltebecken und Talsperren

Teil 4 – Durchlässe, Verrohrungen sowie Anschluss Seitengewässer und Aue¹

Teil 5 – Fischabstieg bei Querbauwerken

Stand 2006



Abb. 1.2: Umgehungsgewässer in Heidenheim an der Brenz mit Einlaufbereich.

¹ der Titel des Teils 4 der Leitfadenreihe wurde aktualisiert.



Abb. 1.3: Raue Rampe an der Iller.

1.1 QUERBAUWERKE

Neben den **Regelungsbauwerken** (z. B. Wehre) und **Wasserkraftanlagen** zählen die Sohlenbauwerke zu den Querbauwerken (siehe Teil 1, Wanderungshindernisse). Eine Klassifikation der Sohlenbauwerke ist gemäß DIN 19661 Teil 2 (2000) und DIN 4047 Teil 5 (1989) möglich.

Sohlenbauwerke verhindern die Sohlenerosion und sind quer zur Fließrichtung meist über die ganze Breite des Gewässers angeordnet. Man unterscheidet hierbei zwischen:

Sohlenstufe (Bauwerk, mit dem ein Höhenunterschied in der Sohle eines Gewässers überwunden wird. Oberhalb und unter Umständen auch unterhalb des Sohlenbauwerks entsteht ein geringeres Sohlengefälle als im unverbauten Fluss):

- **Absturz**: lotrechte oder steil geneigte Absturzwand,
- **Absturztreppe**: mehrere aufeinander folgende Abstürze,
- **Sohlenrampe**: Raue Rampe mit einem Gefälle zwischen 1:3 und 1:10,
- **Sohlengleite**: Raue Rampe mit einem Gefälle zwischen 1:10 und 1:30.

Schwelle (Sohlenbauwerk, das zunächst ohne Veränderung des vorhandenen Sohlengefälles die Erosion verhindert):

- **Stützschwelle (Stützwehr)**: Sohlenbauwerk, das hoch über die Sohle hinausragt, und im Oberwasser einen Aufstau bewirkt. Über der Krone tritt wie bei Wehren ein Fließwechsel auf.
- **Grundschwelle**: über die Sohle hinausragende Schwelle, die auch der Niedrigwasseranhöhung dient (vgl. Pegelanlagen).
- **Sohlenschwelle**: mit der Sohle bündige Schwelle.

Pegelanlagen stellen Sohlenbauwerke dar, an die besondere Ansprüche gestellt werden, da diese der Messung von Wasserständen und daraus abgeleiteten Abflüssen dienen.

Querbauwerke zum Aufstau des Gewässers für die Wasserentnahme sind nicht immer erforderlich. Eine Wasserentnahme mittels staulosen Wasserteiler mit geringen ökologischen Auswirkungen ist möglich [IWK 1991].

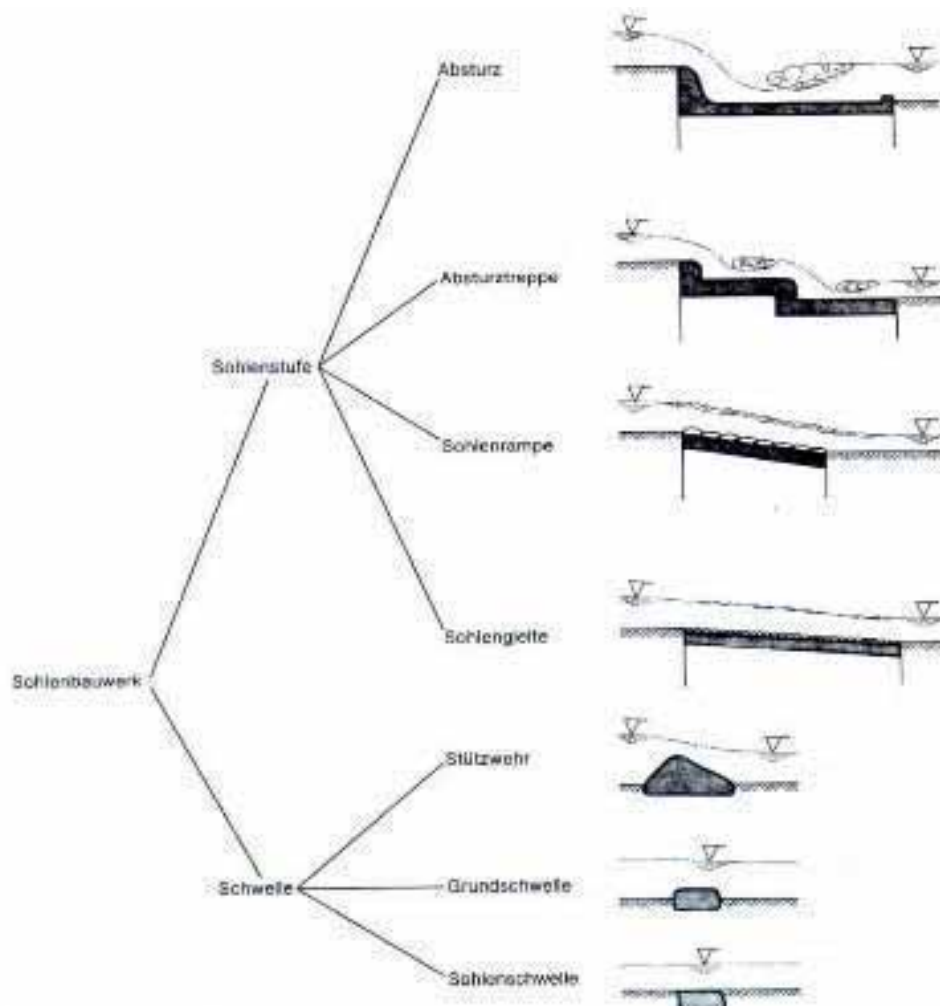


Abb. 1.4: Definition der verschiedenen Sohlenbauwerke nach DIN 4047 Teil 5.

1.2 PRIORITÄTEN UND ZIELE

Die Herstellung der Durchgängigkeit in Fließgewässern mit Querbauwerken ist aus gewässerökologischen Gründen nach folgenden **Prioritäten** vorzunehmen:

- I. Zunächst ist die Möglichkeit einer (Teil-) Beseitigung des Querbauwerkes zu prüfen.
- II. Bei einem weitgehend naturnahen Fließgewässer oder einem Gewässer mit nur wenigen und kurzen Staubereichen sollte die Durchgängigkeit durch eine Rampe oder in Ausnahmefällen durch eine Teilrampe wieder hergestellt werden.
- III. Bei einem naturfernen oder strukturarmen Fließgewässer mit vielen Staubereichen und unter der Voraussetzung, dass eine naturnahe Entwicklung ober- und unterhalb gelegener Gewässerstrecken nicht möglich ist, sollte die Durchgängigkeit über ein Umgehungsgewässer wieder hergestellt werden. Dieses Gewässer soll hinreichend lang sein, naturnah gestaltet werden und der standorttypischen Fauna ausreichend Habitate bieten. Damit kann es

auch die Funktion eines Ersatz-Lebensraumes erfüllen.

- IV. Sind die Punkte I bis III nicht realisierbar, so muss die Durchgängigkeit am Querbauwerk durch eine becken- oder gerinneartige Anlage verwirklicht werden. Ober- und unterhalb gelegene Gewässerstrecken sollen naturnah entwickelt werden.

Aus den in Teil 1 der Leitfadenreihe genannten gewässerökologisch relevanten Parametern wurde interdisziplinär unter Federführung der damaligen Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg und unter Beteiligung von Behördenvertretern aus den Fachbereichen der

- Fischerei,
- Fischökologie und
- Gewässerbiologie

der nachfolgende **Ziele** für die Planung von ökologisch durchgängigen Bauwerken festgelegt.

Durchgängigkeit in Fließgewässern

1. Bei der Planung von Anlagen zur Herstellung der Durchgängigkeit ist neben der Funktion der Anlage auch das **Auffinden der Anlage (Leitströmung)**, die **ober- und unterstromige Anbindung der Anlage** an das Gewässer und die **Funktionssicherheit bei geringem Unterhaltungsaufwand** zu beachten.
2. Sohlensprünge sind zu vermeiden oder durchgängig zu gestalten.
3. Das Sohlensubstrat soll ortstypisch sein und muss eine Mächtigkeit von mindestens 0,20 m haben.
4. Die Dimensionen des Bauwerkes sowie die Wassertiefen sind an die Anforderungen der Arten der natürlichen Fischfauna anzupassen. Die Strömungsgeschwindigkeit in den Anlagen muss sich an den tolerierbaren Strömungsgeschwindigkeiten (vgl. Leitfaden Teil 1) für die vorkommenden oder natürlicherweise vorhandenen Fischarten sowie bei Bedarf auch an deren verschiedenen Lebensstadien orientieren. Dabei sind die Strömungsgeschwindigkeiten sowohl an der Sohle wie auch in der fließenden Welle zu berücksichtigen.
5. Raue Rampen und Umgehungsgewässer sind vorzugsweise aus örtlich vorkommendem Gesteinsmaterial zu bauen. Die Formgebung der Stör- und Deckwerkssteine muss unregelmäßig und in der Größe abgestuft polygon sein. Die künftige Funktionsfähigkeit der Anlage ist bei der Auswahl der Materialien entscheidend.
6. An größeren Bauwerken sollen Ruhezone, z. B. in Form von Gumpen (Kolke), mit deutlich verringerten Strömungsgeschwindigkeiten eingebaut sein.
7. Der Ausstieg bei Gerinnen muss gegen ein Verlegen mit Schwemmgut ausreichend geschützt sein.
8. Flache, kontinuierliche Übergänge zu den Uferzonen sind vorzusehen. Ufergehölze, die über die Wasseroberfläche reichen, sind zu fördern.
9. Die Planung und Bauausführung ist mit der zuständigen Wasser- und Fischereibehörde abzustimmen.
10. Die regelmäßige Überwachung der Arbeiten während der Bauphase soll durch fachkundige Personen erfolgen.

1.3 BESEITIGUNG DES QUERBAUWERKS

Die aufgezeigten Querbauwerke stellen oftmals für die Gewässerfauna ein Wanderungshindernis dar. Durch den

Aufstau wird die Fließgeschwindigkeit reduziert. Die Staubereiche sind daher durch Fließgewässer untypische Ablagerungen von Feinsediment sowie unnatürliche Temperaturen und Sauerstoffkonzentrationen gekennzeichnet. Als erste Priorität ist die Möglichkeit der Beseitigung des Querbauwerkes zu prüfen. Die Auswirkungen der Staubeseitigung sind dabei zu berücksichtigen.

Bei Flüssen mit Eintiefungstendenz kann die Flusssohle dort, wo sie sich noch nicht oder nicht wesentlich eingetieft hat, mit einem sog. Offenen Deckwerk gegen eine (weitere) Sohleintiefung geschützt werden. Ein solches Offenes Deckwerk soll beispielsweise an der Iller eingesetzt werden, wobei etwa 50% der Flusssohle mit etwa kopfgroßen Steinen bedeckt werden. – Indem man die Sohle dergestalt schützt, werden Raue Rampen oder Abstürze entbehrlich.

1.4 ANLAGEN ZUR HERSTELLUNG DER DURCHGÄNGIGKEIT

Um die Durchgängigkeit an Querbauwerken sicherzustellen, muss das Bauwerk (teil-) passierbar gemacht oder eine Anlage zur Herstellung der Durchgängigkeit im oder um das Bauwerk herum erstellt werden. In Tabelle 1.1 ist eine systematische Gliederung von Anlagen zur Wiederherstellung der Durchgängigkeit in Anlehnung an den DWA-Fachausschuss, der das Nachfolgemerkblatt des DVWK-M 232 (1996) erarbeitet, dargestellt. Die Gliederung erfolgte nach einer Analyse der in den verschiedenen Normen und Regelwerken verwendeten Begriffe. Bei der Benennung wurde versucht, die Begrifflichkeiten normenkonform zu halten, wenngleich dies nicht immer abschließend möglich war. Die Gliederung der Aufstiegsanlagen erfolgte nach der Lage zum Querbauwerk.

Neue Querbauwerke sind als „passierbar“ einzustufen, wenn sie die im Leitfaden genannten Anforderungen erfüllen. Bestehende Querbauwerke müssen bei Bedarf entsprechend angepasst werden. In diesem Leitfaden werden nur Umgehungsgewässer und kombinierte Fischeaufstiegsanlagen (in der Tabelle gelb hinterlegt) erläutert. Die weiteren Fischeaufstiegsanlagen sind in der Literatur, insbesondere dem DVWK-M 232 (1996) beschrieben. Fischeaufstiegsanlagen sind entsprechend den örtlichen Gegebenheiten und Anforderungen funktionsfähig zu bauen und zu unterhalten.

Tabelle 1.1: Gliederung von Anlagen zur Herstellung der Durchgängigkeit.

| Fischabstieg | | Fischaufstieg | | | |
|--|--|--|---|---|--|
| Fischschutz- und Fischabstiegsanlagen | fischpassierbare Querbauwerke | Umgehungsge- wässer | Beckenpässe | Gerinneartige Fischaufstiegs- anlagen | Sonderbau- weisen |
| | | Kombinierte Bauweisen möglich | | | |
| bei Entnahme- bauwerk/Wasser- kraftanlage | Gesamtes Quer- bauwerk oder Teil des Querbauwerks | um Querbau- werk | am/im Querbauwerk | | |
| Abweissvorrich- tungen: ▪ Stabrechen ▪ Lochrechen ▪ Rollrechen ▪ Filter ▪ etc. Abstiegshilfen: ▪ Bypässe ▪ Schütz mit Ab- wanderklappe ▪ etc. | ▪ Sohlenrampen (verschiedene Bauweisen) ▪ Sohlengleiten ▪ Teilrampen ▪ spezielle Rampen bei Pegelanlagen | Künstliches Fließgewässer in Störstein- bauweise oder Mischbauwei- sen, ggf. mit Lebensraum- funktionen | ▪ Konventioneller Beckenpass ▪ Schlitzpass ▪ Raugerinne- Beckenpass ▪ Tümpelpass ▪ Steinschwellen- beckenpass ▪ Wulstfischpass ▪ Rhomboidpass ▪ Mäanderpass ▪ Mischbauweisen | ▪ Störsteinbau- weise ▪ Borstenfisch- pass ▪ Aalpass ▪ Denilpass | ▪ Fischschleusen ▪ Fischaufzüge ▪ etc. |
| ATV-DVWK Juli 2004, Teil 5 der LUBW- Leitfadenreihe | Teil 2 der LUBW-Leitfadenreihe DVWK-Merkblatt 232 (1996) | | Teil 2 der LUBW-Leitfadenreihe DVWK-Merkblatt 232 (1996) | | |

Fischpassierbare Querbauwerke

Hierunter werden die aus wasserbaulichen Gründen errichteten, im Hauptschluss des Gewässers angeordneten Bauwerke zusammengefasst, bei denen Fischen und anderen aquatischen Organismen die aufwärtsgerichtete Wanderung ermöglicht werden soll.

Sohlenrampen und Sohlengleiten können über die gesamte Gewässerbite geführt oder nur in einen Teil des Querbauwerkes, d. h. nicht über die gesamte Gewässerbite eingebaut werden. Dann spricht man von Teilrampen, die zwar ähnlich wie die Sohlenrampen bzw. Sohlengleiten aufgebaut sind, aber im Hinblick auf die Gesamtfunktion der Staustufe eine andere Aufgabe haben, indem sie vorrangig dem Aufstieg dienen.

Fischaufstiegsanlagen

Anlagen, die den **Fischen und anderen Wasserlebewesen** die aufwärtsgerichtete Wanderung bei Querbauwerke ermöglichen sollen:

▪ Umgehungsgewässer

Mit diesem Anlagentyp wird ein Querbauwerk umgangen. Das Querbauwerk und seine wasserwirtschaft-

liche Funktion bleiben erhalten. Es gibt verschiedene Bauweisen, die von Anlagen mit naturnahem Fließgewässercharakter bis hin zu Gerinnen mit ausgeprägten beckenartigen Strukturen reichen.

▪ Beckenpässe (Abb. 1.5)

Hierunter versteht man ein Gerinne innerhalb eines Querbauwerkes oder neben demselben, das aus einer Reihe aufeinander folgender Becken besteht. Mit Hilfe dieser Becken wird die Wasserspiegeldifferenz in viele kleine, für Fische passierbare Höhengsprünge aufgelöst. In den Becken treten relativ geringe Fließgeschwindigkeiten auf.

Hohe und damit für die Fischpassierbarkeit kritische Fließgeschwindigkeiten treten nur an in den Durchlässen der Zwischenwände auf, die zur Gewährleistung des Abflusses und der Überwindbarkeit in der Regel Öffnungen unterschiedlicher Form und Größe aufweisen. Die Form und Anordnung der Becken und die Gestaltung der die Becken voneinander trennenden Strukturen ist dabei sekundär und abhängig von der Bauweise. Die maximale Fließgeschwindigkeit ergibt sich in der Regel nach der Formel $v = \sqrt{2 \cdot g \cdot \Delta h}$.



Abb. 1.5: Schlitzpass Ladenburg, Neckar.

- **Gerinneartige Fischaufstiegsanlagen**

In dieser Gruppe werden Anlagen innerhalb eines Querbauwerks oder neben demselben mit Widerstandselementen in dichter Abfolge zusammengefasst, womit der Abbau der Höhendifferenz kontinuierlich erfolgt. Die Fließgeschwindigkeit ist proportional der Wurzel aus dem Gefälle: $v \sim I^{1/2}$.

- **Sonderbauwerke** (Abb. 1.6 und 1.7)

Spezielle Bauwerke, die keiner anderen Gruppe zugeordnet werden können, wie z. B. Fischschleusen, Fischaufzüge.



Abb. 1.6: Fischlift am Kraftwerk Whylen, Rhein.



Abb. 1.7: Transportbehälter des Fischlifts.

1.5 GERÄUSCHEMISSIONEN VON RAUGERINNEN AN SCHUTZBEDÜRFTIGER BEBAUUNG

Ein Raugerinne (z. B. Raue Rampe) erzeugt durch die Energieumwandlung an jedem Stein Geräusche in Form eines natürlichen Wasserrauschens (wie z. B. an einem steilen Gebirgsbach). Raue Rampen wurden z. T. in der Nähe von schutzbedürftiger Bebauung errichtet, an der keine ständige erhebliche Geräuschvorbelastung durch andere Schallquellen vorlag (wie z. B. Verkehrslärm einer nahen Autobahn). Somit ist die Geräuscheinwirkung für die betroffenen Bewohner neu und ungewohnt. In Einzelfällen wurden Beschwerden über die Geräuschbelastung durch Raue Rampen vorgetragen.

Die einschlägige Literatur behandelt den Problemkreis „Geräuschemissionen von künstlichen Raugerinnen“ bisher praktisch nicht. **Rechtlich verbindliche Grenzwerte existieren für Raugerinne nicht, da es sich nicht um Anlagen im Sinne des Bundesimmissionsschutzgesetzes handelt und auch die Regelungen zum Schutz vor Verkehrslärm nicht anwendbar sind.** Bei der Bewertung der Geräuschemissionen im Rahmen der städtebaulichen Planung kann als Informationsquelle die **DIN 18005 „SCHALLSCHUTZ IM STÄDTEBAU“** heran gezogen werden. Daraus lassen sich Orientierungswerte für den Beurteilungspegel ableiten (Tab. 1.2).

Bei den vorgetragenen Beschwerden lagen die Geräuschemissionen der Rauen Rampen in der Mehrzahl nachts erheblich über den Orientierungswerten der DIN 18005, z. T. auch während der Tageszeit.

Tabelle 1.2: Orientierungswerte nach DIN 18005.

| Gebietsdefinition nach BauNVO | Orientierungswert in dB(A) | |
|---|----------------------------|---------|
| | Tags | Nachts* |
| In reinen Wohn-, Wochenendhaus- und Ferienhausgebieten | 50 | 40/35 |
| In reinen allgemeinen Wohngebieten, Kleinsiedlungsgebieten und Campingplätzen | 55 | 45/40 |
| Bei Friedhöfen, Kleingartenanlagen und Parkanlagen | 55 | 55 |
| Bei besonderen Wohngebieten | 60 | 45/40 |
| Bei Dorf- und Mischgebieten | 60 | 50/45 |
| Bei Kern- und Gewerbegebieten | 65 | 55/50 |
| Bei sonstigen Sondergebieten, soweit sie schutzbedürftig sind | 45-65 | 35-65 |

*) Bei zwei angegebenen Nachtwerten soll der niedrigere für Industrie-, Gewerbe- und Freizeitlärm sowie für Geräusche von vergleichbaren öffentlichen Betrieben gelten.

Die Lärmwirkungsforschung hat gravierende Unterschiede beim Hörempfinden der verschiedenen Geräuscharten bei gleichen energetischen Mittelungspegeln festgestellt. Daher gibt es einerseits Zuschläge (z. B. für die Auffälligkeit von impulshaltigen und von tonalen Geräuschen), andererseits einen Bonus in Höhe von 5 dB(A) für Schienenverkehrslärm.

Natürliche Geräusche, wie das Rauschen der Bäume im Wind oder wie das Rauschen eines Baches, haben i. A. eine höhere Akzeptanz als Geräusche, die durch Menschen und Maschinen verursacht werden. Ob und wie hoch ein Bonus für das Wasserrauschen eines Raugerinnes angesetzt werden kann, muss noch wissenschaftlich untersucht werden.

Bei der Planung einer Rauen Rampe sollte geprüft werden, ob das Raugerinne an einer Stelle des Fließgewässers angelegt werden kann, von der keine erheblichen Geräuschemissionen an der schutzbedürftigen Bebauung ausgehen.

Ist dies nicht möglich, sollten folgende geräuschmindernde Maßnahmen in Betracht gezogen werden:

- die Raugerinne so flach wie möglich gestalten (Neigung flacher als 1:25),
- den Gesamthöhenunterschied auf mehrere kleine Rampen mit dazwischenliegenden Beruhigungsstrecken aufteilen (längere Gewässerstrecke erforderlich),
- die Rauheit bzw. den Abfluss mindern oder Schallschutzmaßnahmen entlang der Anlage vorsehen.

Es wird darauf hingewiesen, dass durch solche Maßnahmen die Energieumwandlung auf dem Raugerinne zum Teil reduziert und ins Unterwasser verlagert wird. Zusätzliche Energieumwandlungsbauwerke bzw. Sicherungsmaßnahmen können dann erforderlich sein.

Die Geräuschbeurteilung ist zurzeit nur einzelfallbezogen unter Hinzuziehung eines Fachmannes sinnvoll. Dabei kann eine ständig vorhandene erhebliche Geräuschvorbelastung (vor der Umgestaltung) mit berücksichtigt werden. Das Ergebnis der Beurteilung ist im Abwägungsprozess der Baugenehmigung zu berücksichtigen.

2 Passierbare Querbauwerke

In diesem Kapitel werden Raue Rampen und Raue Gleiten, im Folgenden nur „Raue Rampen“ genannt, zur Herstellung der Durchgängigkeit für Tiere bei Querbauwerken erläutert. Zuerst werden verschiedene Bauweisen und -typen, die vor allem in Baden-Württemberg gebaut wurden, dargestellt. Im Anschluss daran wird die hydraulische Bemessung der Anlagen erläutert. Es folgen Stand sicherheits- und Stabilitätsnachweise und Empfehlungen zur Konstruktion.

Abschließend werden die Grundlagen anhand von praxisnahen Berechnungsbeispielen angewandt, Anbindungsmöglichkeiten von Rauhen Rampen an bestehende Querbauwerke aufgezeigt und beispielhaft einige ausgeführte Sohlenrampen in Baden-Württemberg beschrieben und die Betriebserfahrungen erläutert.

2.1 RAMPENBAUWEISEN UND RAMPENTYPEN

Raue Rampen sind natürlichen, steilen Fließstrecken nachempfundene Bauwerke, die anstelle von Sohlenstufen und Wehren in Fließgewässern eingebaut werden können. Ursprünglich haben sie folgende Aufgaben:

- Verringerung des mittleren Energieliniengefälles entlang eines Fließgewässers durch lokale Energieumwandlung, um Sohleneintiefungen im Gewässer zu vermeiden;
- Anhebung des Niedrigwasserstandes;
- Anhebung der Gewässersohle durch Anlandung im Oberwasserbereich bei bereits eingetieften Gewässern.

Eine Raue Rampe besteht aus einer mit grobem Steinmaterial besetzten und deshalb extrem rauhen, geneigten Fläche.

Besonders bei der Sanierung bestehender Sohlenbauwerke und Wehre ist der vollständige oder teilweise Umbau in eine Raue Rampe zu bevorzugen, da die Auffindbarkeit für die aufstiegswilligen Lebewesen über die ganze bzw. einen großen Teil der Gewässerbite gegeben ist.

Raue Rampen fügen sich gut in das Landschaftsbild ein und bieten aufgrund verschiedener Fließzustände und unterschiedlicher Strömungsmuster zahlreiche Wanderungs- und Rückzugsmöglichkeiten für eine Vielzahl von Fließgewässerorganismen. Die durch die Form- und Oberflächenrauheit hervorgerufene Turbulenz auf der Rampe führt zu einem Gasaustausch, was zu einer verbesserten Wasserqualität führen kann.

Durch Messungen an Anlagen konnte die LUBW die tatsächlich vorkommenden Strömungen dokumentieren. Aus den Messergebnissen lässt sich ein qualitatives Geschwindigkeitsprofil für Raue Rampen ableiten.

Danach ist bei den geringen Wassertiefen auf Rauhen Rampen die Oberflächengeschwindigkeit größer als die mittlere Fließgeschwindigkeit und als die sohlennahe Fließgeschwindigkeit (Abb. 2.1). Die maximale Fließgeschwindigkeit wurde in etwa bei der halben Fließtiefe zwischen rauher Sohlenoberfläche und Wasserspiegel lokalisiert.

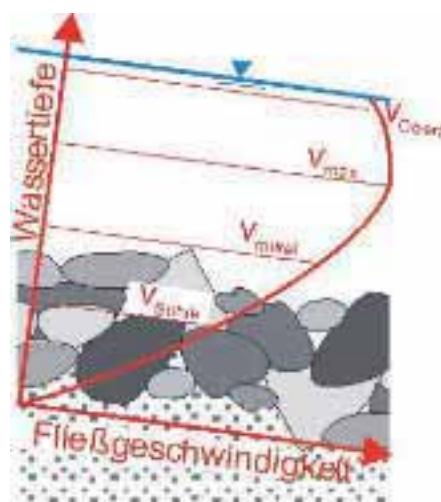


Abb. 2.1: Ermitteltes Geschwindigkeitsprofil.

Ferner konnte durch die Untersuchungen gezeigt werden, dass die Rampe in den strömungsberuhigten Rand- und Böschungsbereichen den Kleinlebewesen und im gesam-

ten Deckwerksbereich den Fischen gute Durchwanderungsmöglichkeiten bietet.

Aufgrund der eingeschränkten Messmöglichkeiten zwischen einzelnen Steinen auf der Rampe kann sogar von noch geringeren sohlennahen Geschwindigkeiten ausgegangen werden.

Bei höheren Abflüssen ist der Aufstieg für Tiere in den ruhigeren Böschungsbereichen der Rampe möglich. Durch den Einbau von einzelnen größeren Störsteinen werden Stau- und Ablösebereiche erzeugt.

Durch die Verwendung von abgestuftem, gebrochenem Steinmaterial in Verbindung mit dem vorhandenen Sohlsensubstrat wird eine Strömungsvariabilität auf der Rampe ermöglicht.

Hinsichtlich Geschiebetrieb und Geschwemmselablagerungen reagiert eine Raue Rampe ähnlich wie das Hauptgewässer. Bei abnehmendem Abfluss lagern sich in den Außenbereichen Totholz, Buschwerk und Geschwemmsel ab, das von größeren Abflüssen bzw. Hochwässern erodiert und im Gewässer weiter transportiert wird. Der Wartungsaufwand ist somit in der Regel gering.

Raue Rampen lassen sich anhand verschiedener Deckwerksbauweisen und nach geometrischen Kriterien klassifizieren. In Übereinstimmung mit der Fachliteratur wird im Rahmen des vorliegenden Leitfadens zwischen zwei Deckwerksbauweisen und vier Rampentypen unterschieden (Abb. 2.2). Hinweise zur Auswahl der geeigneten Bauweisen und Rampentypen werden in den nachfolgenden Kapiteln gegeben.

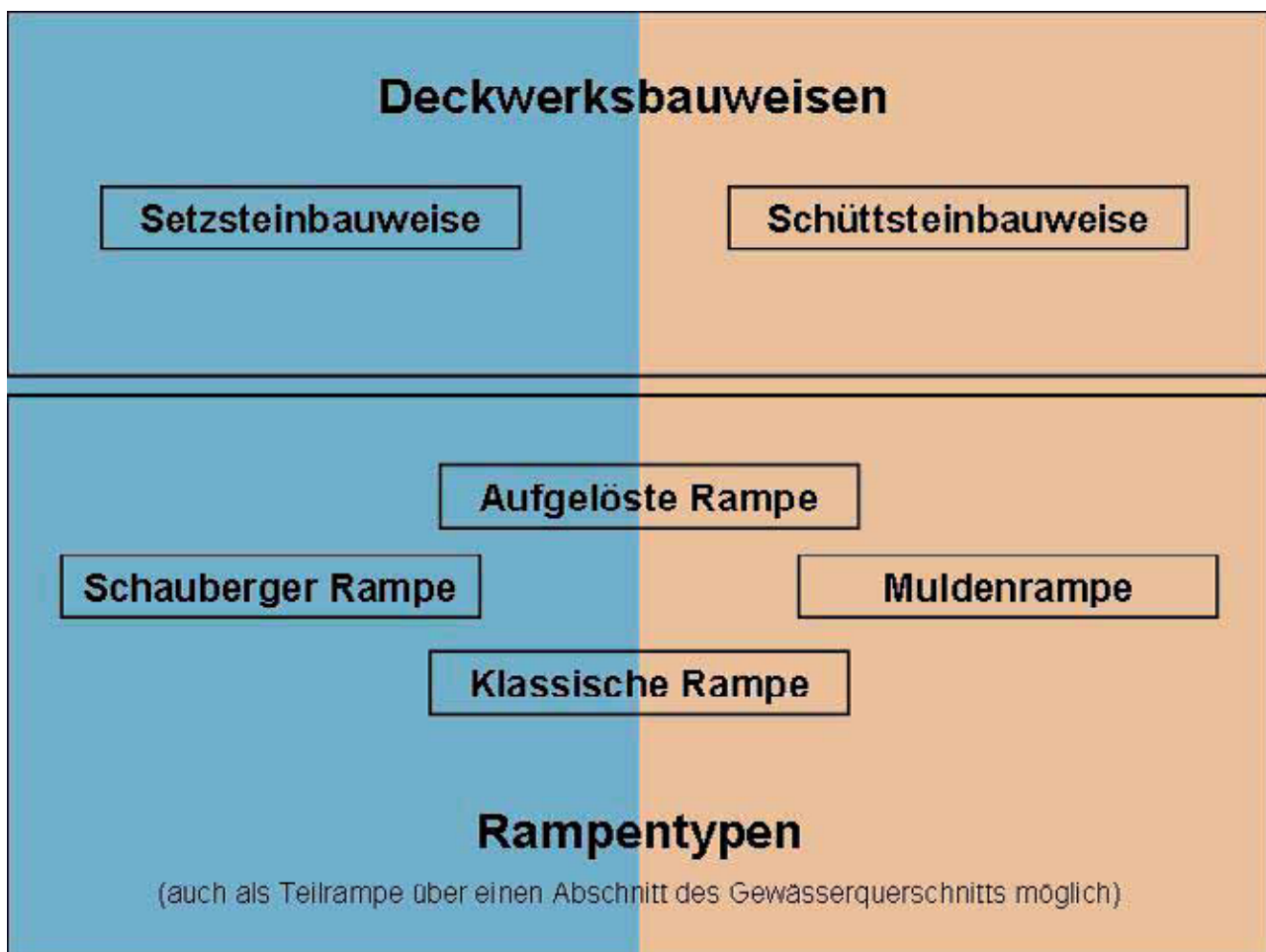


Abb. 2.2: Deckwerksbauweisen und Rampentypen.

2.1.1 DECKWERKSBAUWEISEN

2.1.1.1 SETZSTEINBAUWEISE (GESCHLICHTETE BAUWEISE)

Die oft als klassisch bezeichnete Setzsteinbauweise wird hauptsächlich bei in der Breite beengten Gewässern und bei hohen spezifischen hydraulischen Belastungen eingesetzt. Abb. 2.3 zeigt schematisch den Aufbau eines Rampendeckwerks in Setzsteinbauweise.

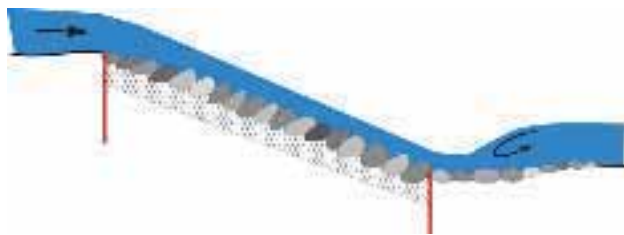


Abb. 2.3: Rampendeckwerk in Setzsteinbauweise.

Bei dieser Bauweise besteht das Deckwerk aus einer einlagigen Packung dicht aneinander gesetzter, etwa gleich großer, birnenförmiger Steine, die - um eine große Rauheit und ein hohes Flächengewicht zu erzielen - möglichst aufrecht, aber unregelmäßig gesetzt werden. Infolge der Lage in einer Ebene sind die Lagerungsbedingungen für alle Steine ähnlich.

Bei der Stabilitätsbetrachtung kann deshalb die Verbundwirkung der Steine untereinander berücksichtigt werden. Der Steinsatz ist in der Lage, Kräfte von Element zu Element zu übertragen. Das Deckwerk kann als selbsttragend angenommen werden, d. h. die auftretende Strömungsbelastung kann über die Reibungskräfte der Steine in den Untergrund abgetragen werden. Zur Stützung des Rampenkörpers können Spundwände bzw. Pilotenreihen angeordnet werden. Hierbei ist zu beachten, dass die Stützelemente Lücken aufweisen, so dass die Durchgängigkeit auch im Lückensystem (Interstitial) gewährleistet ist.

Beim einlagigen Deckwerksaufbau ist ein nach den Filterkriterien abgestufter Unterbau erforderlich, um ein Herausspülen des Untergrundmaterials zu verhindern und Setzungen des gesamten Deckwerkes zu vermeiden. Die Herstellung einer Setzsteinrampe muss sehr sorgfältig erfolgen, erfordert in der Regel eine trockene Baugrube und die Durchführung der Arbeiten durch fachkundige Baufirmen (Abb. 2.4).

Durch die Verwendung einer weitgehend einheitlichen Steingröße ergibt sich ein zwar aufgelöstes, jedoch insgesamt gleichmäßiges Strömungsbild. Durch unregelmäßiges Setzen größerer Störsteine kann die Energieumwandlung lokal intensiviert werden, wodurch sich strömungsberuhigte und strömungsintensive Zonen ergeben (Abb. 2.5).



Abb. 2.4 a+b: Bau eines Rampendeckwerks in Setzsteinbauweise an der Alb bei Ettlingen. Als Unterbau wurde Einkornbeton verwendet.



Abb. 2.5: Die gleiche Anlage bei Niedrigwasser nach zweijähriger Betriebszeit.

2.1.1.2 SCHÜTTSTEINBAUWEISE (LOCKERE BAUWEISE)

Bei der Schüttsteinbauweise besteht der Deckwerksaufbau aus mehreren Lagen locker übereinander geschütteter Steine unterschiedlicher Größe. Abb. 2.6 zeigt schematisch den Aufbau eines Rampendeckwerks in Schüttsteinbauweise.

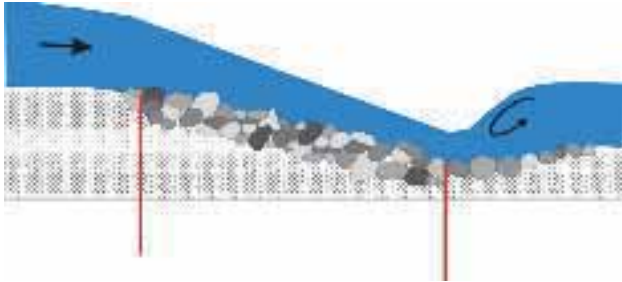


Abb. 2.6: Rampendeckwerk in Schüttsteinbauweise.

Für das Stützgerüst der Rampe sind je nach hydraulischer Belastung entsprechend große und günstig geformte Steine einzubauen. Die vorhandenen Hohlräume sind zur besseren Verzahnung mit abgestuftem körnigem Steinmaterial (wenn möglich vorhandenes Sohlensubstrat) zu verfüllen. Dies erhöht die Stabilität der Rampe.

Bei erosionsbeständigem Sohlenmaterial im Gewässer ist kein zusätzlicher Unterbau erforderlich, ansonsten sollte unbedingt ein den Filterkriterien genügender Unterbau vorgesehen werden.

Für die Herstellung der Rampe ist eine trockene Baugrube in der Regel nicht erforderlich. Die Steine werden mit dem Bagger beginnend vom Unterwasser in Richtung Oberwasser lose eingebracht und mit der Baggerschaufel in die Gewässersohle eingedrückt (Abb. 2.7).



Abb. 2.7: Bau einer Schüttsteinrampe in fließender Welle.



Abb. 2.8: Geschüttete Steinrampe bei Mittelwasserabfluss.

2.1.1.3 VERSAGENSMECHANISMEN BEI VERSCHIEDENEN DECKWERKSBAUWEISEN

Ein wesentlicher Unterschied der beiden Deckwerksbauweisen liegt in der Art des Versagens. Bei der **Setzsteinbauweise** tritt der Bruch schlagartig ein. Dies muss aber nicht zwangsläufig als Folge des Herauslösen eines Einzelsteins passieren. Fehlstellen im Deckwerk können durch die Verbundwirkung der anderen Steine oder durch das selbstständige Nachkippen benachbarter Deckwerkelemente geschlossen werden. Zum Versagen kommt es erst, wenn die abstützende Wirkung für die Nachbarsteine verloren geht. In diesem Fall tritt der Bruch der Rampe allerdings relativ unabhängig von der hydraulischen Belastung ein. Um planerisch auf der sicheren Seite zu liegen, wird das Herauslösen eines Einzelsteins als maßgebender Fall bei der Bemessung angesetzt.

Bei der **Schüttsteinbauweise** weisen die Steine durch den losen Aufbau infolge ihrer z. T. exponierten Lage eine unterschiedliche Stabilität auf. Bei höherer Strömungsbelastung kommt es in der Regel zu Umlagerungen lockerer Steine in eine stabilere Position. Einzelne herausgelöste Steine können auch erst am Rampenfuß zur Ruhe kommen. Gegebenfalls kann es zu einer Abtreppung des Deckwerks kommen.

Bei der Schüttsteinbauweise sind stets Steine unterschiedlicher Größe zu verwenden. Durch den unregelmäßigen Deckwerksaufbau ist ein abwechslungsreicheres und daher ökologisch günstiges Strömungsmuster zu erwarten. Dieses Strömungsmuster kann, da der Bau im fließenden Gewässer stattfindet, sofort geprüft und gegebenenfalls korrigiert werden (Abb. 2.8).



Herauslösen eines Einzelsteins

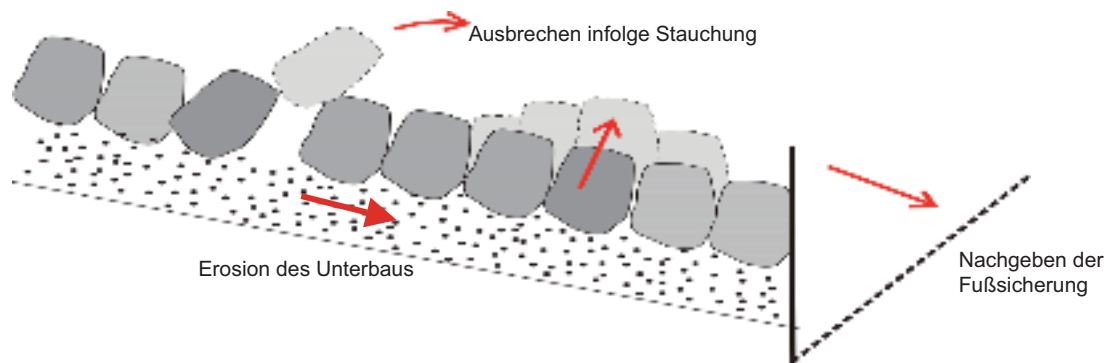


Abb. 2.9: Versagensmechanismen eines gesetzten Deckwerks (links); durch Hochwasser zerstörte Rampe (rechts).

Ein schlagartiges Versagen der Rampe kommt nicht vor. Bis zur Bildung einer Erosionsrinne bzw. gleichmäßiger flächiger Erosion und dem endgültigen Bruch der Rampe ist eine erhebliche Reserve vorhanden. Nach Ablauf des Hochwassers kann bei Steinumlagerungen die Rampengeometrie durch gezieltes Nachschütten von Steinen wiederhergestellt werden.

Die Versagensmechanismen, die zum Bruch einer Rauen Rampe führen können, haben unterschiedliche Ursachen (Abb. 2.9):

- Erosion des Deckwerks durch das Herauslösen einzelner Steine,
- Verminderung der Standsicherheit durch Sickerströmungen und Erosion des Unterbaus,
- bei selbsttragenden Deckwerken das Abgleiten der Sohlenfläche oder tieferer Gleitflächen,
- bei gestützten Deckwerken das Nachgeben der Fußsicherung oder das Überschreiten der vom Deckwerk aufnehmbaren Stauchspannung,

- Erosion vom Ufer ausgehend,
- rückschreitende Erosion durch ungenügende Nachbettsicherung.

2.1.1.4 AUSWAHL DER GEEIGNETEN DECKWERKSBAUWEISE

Setzsteindeckwerke sind infolge der Verbundwirkung höher belastbar als Deckwerke in Schüttsteinbauweise. Die Herstellung ist allerdings aufgrund der in der Regel trockenen Baugrube weitaus aufwendiger und kostenintensiver als die Herstellung einer Schüttsteinbauweise. In der folgenden Tabelle werden die Eigenschaften der beiden Deckwerksbauweisen gegenüber gestellt.

Tabelle 2.1: Merkmale der verschiedenen Deckwerksbauweisen.

| Merkmals/Eigenschaft | Setzsteinbauweise | Schüttsteinbauweise |
|--|--|---|
| Gefälle | <ul style="list-style-type: none"> Einsatz bei steilem Gefälle bis zu einer Neigung von 1:4 | <ul style="list-style-type: none"> Verwendung bei flachem Gefälle ab einer Neigung von 1:10 oder flacher. |
| Hydraulische Belastbarkeit des Deckwerks | <ul style="list-style-type: none"> Hoch, durch starke Verbundwirkung der Steine untereinander | <ul style="list-style-type: none"> Niedrig, da Deckwerk aus lose geschüttetem Material bei sehr großen Strömungsbelastungen erosionsanfällig wird. |
| Lastabtragung | <ul style="list-style-type: none"> Selbsttragendes Deckwerk, die Strömungsbelastung wird durch Reibung über den Deckwerksverbund flächig in den Untergrund abgetragen | <ul style="list-style-type: none"> Deckwerk ist nur bedingt selbsttragend, da keine konsequente kraftschlüssige Verzahnung besteht. Die Strömungsbelastung wird über die Einzelelemente und nur im Sonderfall über die vorhandene Verbundwirkung in den Untergrund abgetragen. |
| Versagen (vgl. Kapitel 2.1.1.3) | <ul style="list-style-type: none"> Schlagartiges Versagen, wenn die abstützende Wirkung (z. B. durch Herauslösen mehrerer Steine) verloren geht | <ul style="list-style-type: none"> Elastisches Bauwerk, d. h. Steinumlagerungen sind möglich und können sogar die Stabilität erhöhen Versagen kündigt sich durch lokale Erosion an und führt in der Regel zur kompletten Zerstörung der Anlage. |
| Kosten | <ul style="list-style-type: none"> Kostenintensiv, da trockene Baugrube erforderlich Sorgfältiger Unterbau erforderlich | <ul style="list-style-type: none"> Keine trockene Baugrube erforderlich Einfaches Nacharbeiten durch Nachschütten Bei erosionsbeständigem Sohlenmaterial ist kein Unterbau erforderlich. |
| Strömungsbild | <ul style="list-style-type: none"> Eher gleichmäßiges Strömungsbild Definierte Verhältnisse im Kronenbereich | <ul style="list-style-type: none"> Vielfältige Strömungsstrukturen aufgrund der unregelmäßigen Deckwerkselemente |

2.1.2 RAMPENTYPEN

2.1.2.1 KLASSISCHE RAMPE

| Erfahrungen in Baden-Württemberg | |
|----------------------------------|---|
| Einsatz als: | Sohlenrampe <input checked="" type="checkbox"/> Teilrampe <input checked="" type="checkbox"/> |
| Mindestsohlbreite | k. A. |
| Rampenhöhe | ≤ 6 m |
| Rampenneigung | flacher als 1:4 |
| Deckwerksbauweise | Setzstein- oder Schüttsteinbauweise |

Die **klassische Form der Rampe** wird über den gesamten Querschnitt in Grund- und Aufriss gerade in das Gewässer eingebaut (schiefe Ebene).

In der Vergangenheit aufgetretene Böschungsschäden und Anlandungen bzw. Auskolkungen im Unterwasser von Rampen waren Anlass, Schäden und Ursachen zu dokumentieren und auszuwerten. Modelluntersuchungen

zeigten, wie man zukünftige Schäden vermeiden kann und trugen zur Entwicklung neuer Rampenformen bei.

Um das gewünschte **vielfältige Strömungsmuster** auf der Rampe zu erhalten, muss bei der Formgestaltung der Rampen auf ein abgestuftes Steinmaterial geachtet werden (Abb. 2.10).

Bei sehr geringem Abfluss im Gewässer findet **kein geschlossener Oberflächenabfluss** über die Rampe, sondern nur noch ein Abfluss innerhalb des Rampendeckwerks, d. h. zwischen den Steinen statt. Hierdurch ergeben sich auf der Rampe geringe Wassertiefen und unzureichende Aufstiegsmöglichkeiten für Tiere (Abb. 2.11). Diesem Problem kann begegnet werden, indem man die Rampe so gestaltet, dass eine rinnenförmige Abflusskonzentration in Verbindung mit Ruhe zonen erreicht wird (Abb. 2.12).



Abb. 2.10: Vielfältiges Strömungsmuster durch günstige Formgestaltung des Deckwerks mit abgestuftem Steinmaterial.



Abb. 2.11: Trockenfallen einer Setzsteinrampe bei Niedrigwasser. Der Abfluss findet hier momentan in den Zwischenräumen des Deckwerkes statt. Eine Durchwanderbarkeit für Fische ist in diesem Fall nicht möglich.



Abb. 2.12: Zur Vermeidung des Trockenfallens bei Niedrigwasser sollte die Rampe in der Mitte gekrümmt werden. Dadurch findet in der Rampenmitte eine Abflusskonzentration statt, die auch bei Niedrigwasser die Durchwanderbarkeit gewährleistet.

2.1.2.2 STEINRAMPE NACH SCHAUBERGER

| Erfahrungen in Baden-Württemberg | |
|----------------------------------|--|
| Einsatz als: | Sohlenrampe <input checked="" type="checkbox"/> Teilrampe <input type="checkbox"/> |
| Mindestsohlbreite | ≥ 15 m |
| Rampenhöhe | ≥ 1,5 m |
| Rampenneigung | ca. 1:8 bis 1:15 |
| Deckwerksbauweise | Setzsteinbauweise |

Diese Rampenbauweise wird heute vor allem in größeren Flüssen mit Sohlbreiten > 15 m, zu überwindenden Höhendifferenzen > 1,5 m und für Rampenneigungen steiler als 1:15 als Setzsteinrampen nach den Dimensionierungsregeln von SCHAUBERGER (1965) ausgeführt.

Kennzeichnend ist die Krümmung von Rampenkronen und Rampenfuß sowohl im Grund- als auch im Aufriss (Abb. 2.14). Durch die räumliche Krümmung wird der Rampenabfluss so in der Gerinnemitte konzentriert, dass ein Großteil der Energieumwandlung in der Mitte, also in einiger Entfernung vom Ufer stattfindet und somit in den Randbereichen auch der Aufstieg für Kleinlebewesen ins Oberwasser ermöglicht wird.

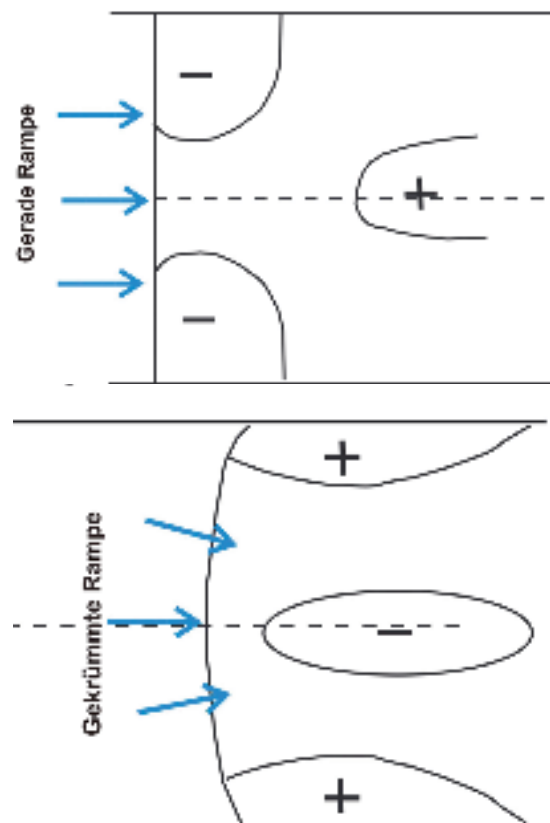


Abb. 2.13 a + b: Schemaskizze des Einflusses der doppelten Rampenkrümmung auf die Kolkbildung. a (oben): Klassische Rampe ohne Krümmung; b (unten): doppelt gekrümmte Rampe nach SCHAUBERGER; (+ Anlandung – Auskolkung).

An den Ufern löst sich die Strömung ab, wodurch langsam drehende, geschiebeablagernde Randwalzen entstehen. Die Ufer werden durch diese Ablagerungen vor Strömungsangriffen geschützt (Abb. 2.13). Kolke, die sich durch Erosion in Gewässermittle im Unterwasser ausbilden können, gefährden die Stabilität der Rampe nicht, da sie in genügend großer Entfernung vom Rampenfuß entstehen. Bei feinkörnigem Sohlenmaterial können sie allerdings erhebliche Ausmaße annehmen. In diesem Fall ist die SCHAUBERGER-Rampe nicht zu empfehlen oder die Standsicherheit durch eine entsprechende Nachbettsicherung zu gewährleisten [PLATZER 2000]. Durch die räum-

liche Krümmung entsteht gegenüber der klassischen Setzsteinrampe eine veränderte Gewässerstruktur im Unterwasser.

Maßgebend für die Abflusskonzentration ist der Durchhang der Rampenkronen (Krümmung im Aufriss). Je stärker der Durchhang gewählt wird, umso stärker wird die Abflusskonzentration in der Mitte. Durch die Verjüngung der Rampe nach unterstrom wird ein ansteigender Wasserspiegel im Unterwasser erzeugt, was sich bei der Energieumwandlung positiv auswirken kann.

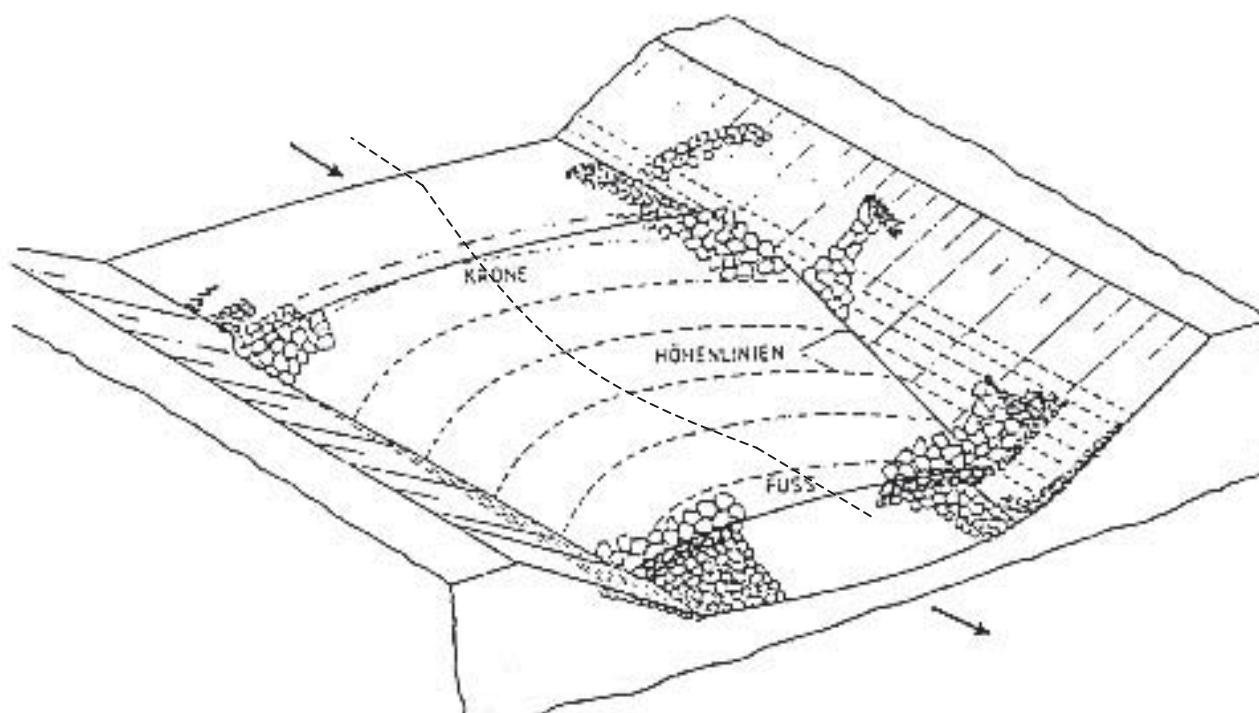


Abb. 2.14: Skizze einer Rampe nach Schauburger. In der Darstellung sind deutlich die doppelt-räumliche Krümmung sowie die Verjüngung zum Unterwasser zu erkennen.

2.1.2.3 AUFGELOSTE RAMPE

| Erfahrungen in Baden-Württemberg | |
|--|---|
| Einsatz als: Sohlenrampe <input checked="" type="checkbox"/> | Teilrampe <input checked="" type="checkbox"/> |
| Mindestsohlbreite | ≥ 5 m |
| Rampenhöhe | ≤ 1,5 m |
| Rampenneigung | flacher als 1:15 |
| Deckwerksbauweise | Kombination Setz-/ Schüttsteinbauweise |

Die Bauweise der aufgelösten Rampe ist der Sohlenmorphologie eines natürlichen Gebirgsbaches mit Auskolkungen und Ablagerungen nachempfunden (Abb. 2.15).

Eine Rampe in aufgelöster Bauweise besteht aus mehreren Becken, die in unterschiedlicher Weise angeordnet werden. Die über- und durchströmten Riegel werden z. B. quer zum Gewässerlauf oder zellenförmig zueinander versetzt angeordnet. Diese Bauweise eignet sich für Rampenneigungen flacher als 1:15 und eine Höhendifferenz bis ca. 1,50 m.

Die Riegelstrukturen der aufgelösten Rampe können sowohl in Schüttstein- als auch in Setzsteinbauweise hergestellt werden. Grundsätzlich hat die Rampe keinen flächenartigen Deckwerksverbund, vielmehr bestimmen

die zellenartigen Vernetzungen der einzelnen Riegel die Stabilität der Rampe.

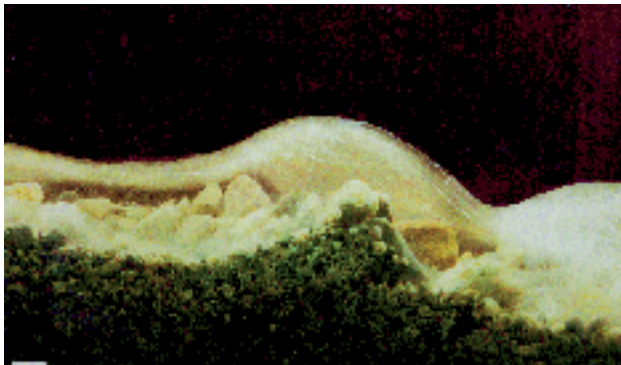


Abb. 2.15: Sohlenmorphologie eines steilen Gebirgsbaches, im Laborversuch nachgestellt. Deutlich ist die Abfolge der Auskolkungen und Ablagerungen (Riegel) zu erkennen.

Die Gründungstiefe der Riegel beträgt je nach Untergrund bis zu 2,50 m. Die Riegel können durch Stahlpiloten gesichert werden. Als Variante können die Steinriegel in eine Steinschüttung eingebunden werden.

Eine weitere Erhöhung der Stabilität der Rampe kann durch das versetzte Anordnen der Steinriegel im Grundriss erzielt werden. Die Einzelriegel bilden eine Gitterstruktur und stützen sich als Gewölbe gegenseitig ab. In die entstehenden Becken zwischen den Riegeln kann vorhandenes Sohlensubstrat eingebracht werden. Hierdurch entstehen Ruhezone für die Fische und Wandermöglichkeiten für Kleinlebewesen (Abb. 2.16).

Die unterschiedlichen Abflüsse auf der Rampe arbeiten eine vielfältige Sohlenstruktur heraus und führen zu abwechslungsreichen Strömungsmustern. Aufgelöste Rampen sind häufig kaum noch als künstliche Bauwerke zu erkennen und in beiden Richtungen uneingeschränkt passierbar.

Die bisherigen Erfahrungen zeigen aber auch, dass sich die Becken und die Steinriegel mit Geschwemmsel zusetzen können und somit die Funktionsfähigkeit beeinträchtigt werden kann. Um in diesem Fall den Hochwasserabfluss zu gewährleisten, ist ein gegenüber den anderen Rampentypen verhältnismäßig hoher Unterhaltungsaufwand erforderlich.

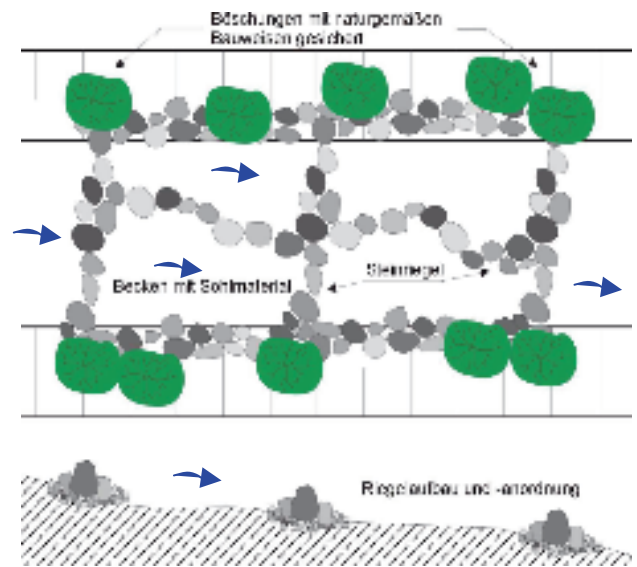


Abb. 2.16: Prinzipskizze einer aufgelösten Rampe mit Anordnung der Riegel in Gitterstruktur.

Zur Optimierung hinsichtlich Stabilität, Durchgängigkeit, Kosten etc. wurden und werden verschiedene Bauweisen der aufgelösten Rampen entwickelt und erprobt. Bezüglich der typenspezifischen Einzelheiten wird auf die weiterführende Fachliteratur verwiesen:

- Rampenform „Tausendfüßler“, in der Entwicklung an der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW) Eidgenössische Technische Hochschule Zürich (ETH)
- Wechseldynamische Pendelrampe, GROBER, Baubezirksleitung Bruck an der Murr, Steiermark, Österreich
- Absturz-Becken-Rampe nach dem Leitbild der natürlichen „Step-Pool“-Sequenzen in einem steilen, alpinen Gewässer mit grobem Geröll [PALT 2002]



Abb. 2.17: Ausführungsbeispiel mit Anordnung der Riegel in Gitterstruktur.

2.1.2.4 MULDENRAMPE

| Erfahrungswerte in Baden-Württemberg | |
|--------------------------------------|--|
| Einsatz als: | Sohlenrampe <input checked="" type="checkbox"/> Teilrampe <input type="checkbox"/> |
| Mindestsohlbreite | ≥ 5 m |
| Rampenhöhe | ≤ 1,0 m |
| Rampenneigung | flacher als 1:20 |
| Deckwerksbauweise | Schüttsteinbauweise |

Die Muldenrampe ist eine Rampe in Schüttsteinbauweise, die sich besonders für kleine Rampenhöhen als geeignet erwiesen hat. Die Form der Rampe wurde im Auftrag der LUBW durch Modelluntersuchungen am Institut für Wasserbau der Universität Stuttgart entwickelt. Ziel war es, über einen großen Abflussbereich den Aufstieg für Fische und Kleinlebewesen sowie die gefahrlose Befahrbarkeit der Rampe mit Kanus zu gewährleisten.

Die Muldenrampe eignet sich vor allem zur Nachrüstung von Sohlenschwellen bei Pegelanlagen mit einem Stich in Gewässermittle, da die Strömungs- und Messbedingungen im Oberwasser der Pegelschwelle bei korrekter Ausführung nicht beeinflusst werden (siehe Kapitel 2.6).

Die maximale Rampenhöhe sollte 1 m nicht überschreiten und das Längsgefälle sollte flacher als 1:20 sein.

Diese Rampenform gewährleistet die ökologische Durchgängigkeit über einen großen Abflussbereich, da die Strömungsverteilung räumlich differenziert ist.



Abb. 2.18: Erweiterung einer bestehenden Pegelschwelle durch eine Muldenrampe (Aufnahme bei Niedrigwasserabfluss).



Abb. 2.19: Muldenrampe bei mittlerem Wasserstand.

Die Muldenrampe ist für alle Gewässer, auch mit Niedrigwasserrinnen, anwendbar. Durch die Modellierung von Mulden im seitlichen Randbereich werden strömungsberuhigte Zonen auf der Rampe geschaffen.

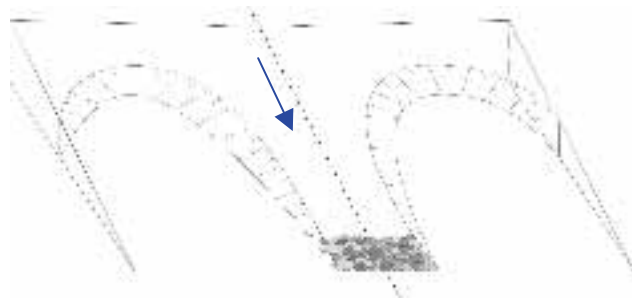


Abb. 2.20: Prinzipskizze einer Muldenrampe. Man erkennt die Mulden entlang der Ufer und die sich verjüngende Rampe aus Schüttsteindeckwerk.

2.1.2.5 TEILRAMPE

Ist die Ausführung einer Rauhen Rampe über die gesamte Gewässerbreite nicht möglich, kann als Kompromisslösung die Rampe auch über einen Teil der Gewässerbreite gebaut werden.

Von dieser Möglichkeit wird häufig bei der Sanierung bestehender Wehrbauten, z. B. bei Streichwehren oder beweglichen Wehren, wo der Leerschuss nicht mehr benötigt wird, Gebrauch gemacht. Da nicht der gesamte Fließquerschnitt durchgängig ausgebildet wird, muss bei einer Teilrampe auf die folgenden Kriterien besonderes Augenmerk gelegt werden:

- Bei schräg zur Gewässerachse verlaufenden Hindernissen in gekrümmten Flussläufen muss die Raue Rampe, um einer Verlandung vorzubeugen, im Stromstrich am Prallhang positioniert werden.

- Bei schräg zur Gewässerachse verlaufenden, über die gesamte Breite überströmten Wehren, z. B. feste Streichwehre, ist die Raue Rampe im spitzen Winkel des Wehres vom Unterwasser her gesehen anzuordnen, da sich die aufstiegswilligen Fische und Kleinlebewesen dort sammeln (Abb. 2.21).
- Bei steilen Abstürzen ist oft eine massive Trennmauer zum Wehr nötig, um zum einen die Standsicherheit zu gewährleisten und zum anderen den seitlichen Ausfluss aus der Anlage zu verhindern (Abb. 2.22). Auf eine sichere Gründung und das Verhindern der Unterspülung dieser Mauer ist zu achten. Bei flacheren Abstürzen kann die Trennmauer auch aus Natursteinen hergestellt werden.
- Damit die aufstiegswilligen Fische nicht zum Wehr geleitet werden, ist das gesamte zur Verfügung stehende Wasser über die Rampe abzuführen. Vorhandene (bewegliche) Wehre sind nur bei höheren Abflüssen zu betreiben.
- Die Teilrampe muss an die anstehende Sohle im Unterwasser angeschlossen werden, um die Durchwanderbarkeit für Tiere zu gewährleisten.

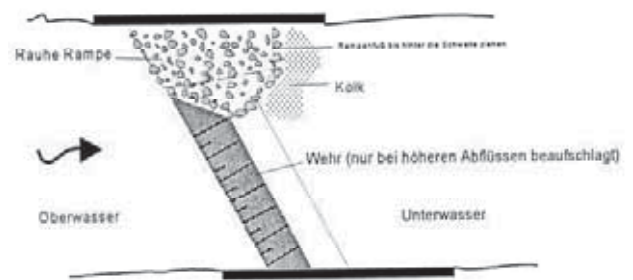


Abb. 2.21: Teilrampe im spitzen Winkel zwischen Wehr und Ufer angeordnet.

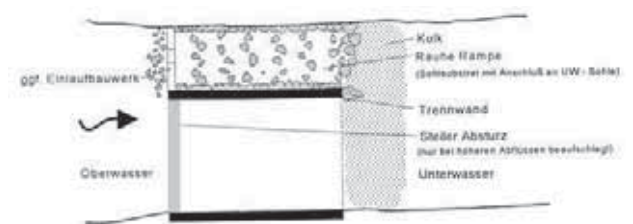


Abb. 2.22: Integration einer Teilrampe bei steilen Abstürzen.

2.1.3 EMPFEHLUNGEN ZUR AUSWAHL DES RAMPENTYPUS

Im nachfolgenden Schaubild sind Anwendungsbereiche von geeigneten Rampentypen aufgrund von Erfahrungen in Baden-Württemberg dargestellt. Im Rahmen einer landesweiten Erhebung von Rampenbauwerken durch die

LUBW konnte festgestellt werden, dass die angegebenen Richtwerte in der Praxis eher fließend sind. Die aus den Erhebungsdaten hervorgehenden Anwendungsbereiche wurden mit den Literaturwerten abgeglichen und sind in Abb. 2.23 dargestellt.

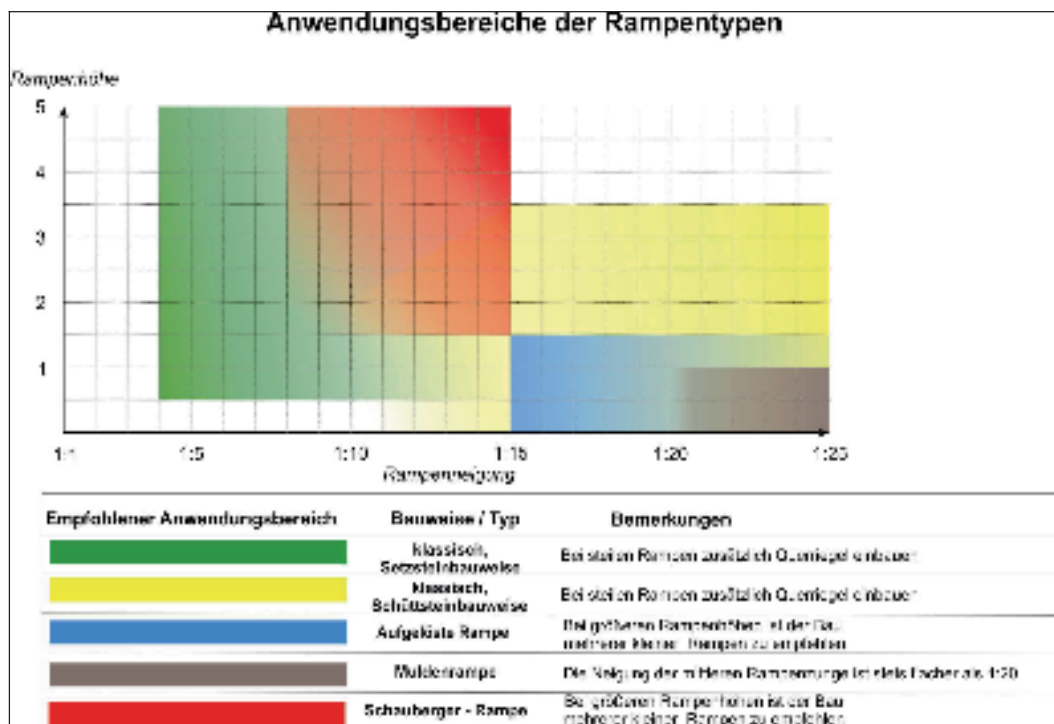


Abb. 2.23: Empfohlene Anwendungsbereiche.

2.2 HYDRAULISCHE BEMESSUNG VON RAUEN RAMPEN

Die hydraulische Bemessung von Rauhen Rampen basiert auf Erfahrungen aus Natur- und Modelluntersuchungen. **Die hieraus entwickelten Methoden sind ausschließlich durch Fachleute mit entsprechender Erfahrung anzuwenden.** Im nachfolgenden Kapitel sind die Begriffe „Normalabfluss“ und „gleichförmiger Abfluss“ identisch.

2.2.1 ABFLUSSVERHALTEN

Auf einer Rauhen Rampe stellen sich, je nach auftretendem Abfluss und Rampenneigung, unterschiedliche Fließzustände ein (Abb. 2.24). Die daraus resultierenden Strömungsverhältnisse sind für die hydraulische Belastung

bzw. die Stabilität der Rampe maßgebend. Dies muss bei der Planung der Rampengeometrie und der Deckwerksbemessung berücksichtigt werden.

Grundsätzlich sollte die Rampenneigung soweit wie möglich dem mittleren Sohlgefälle des Gewässers angepasst werden, was meistens (außer im Gebirge) flach geneigte Rampen erfordert.

Die verschiedenen Fließzustände, welche bei steigendem Abfluss über einer Rampe auftreten können, sind in den Abb. 2.25 bis 2.28 skizziert und lassen sich in vier unterschiedliche Fälle einteilen.

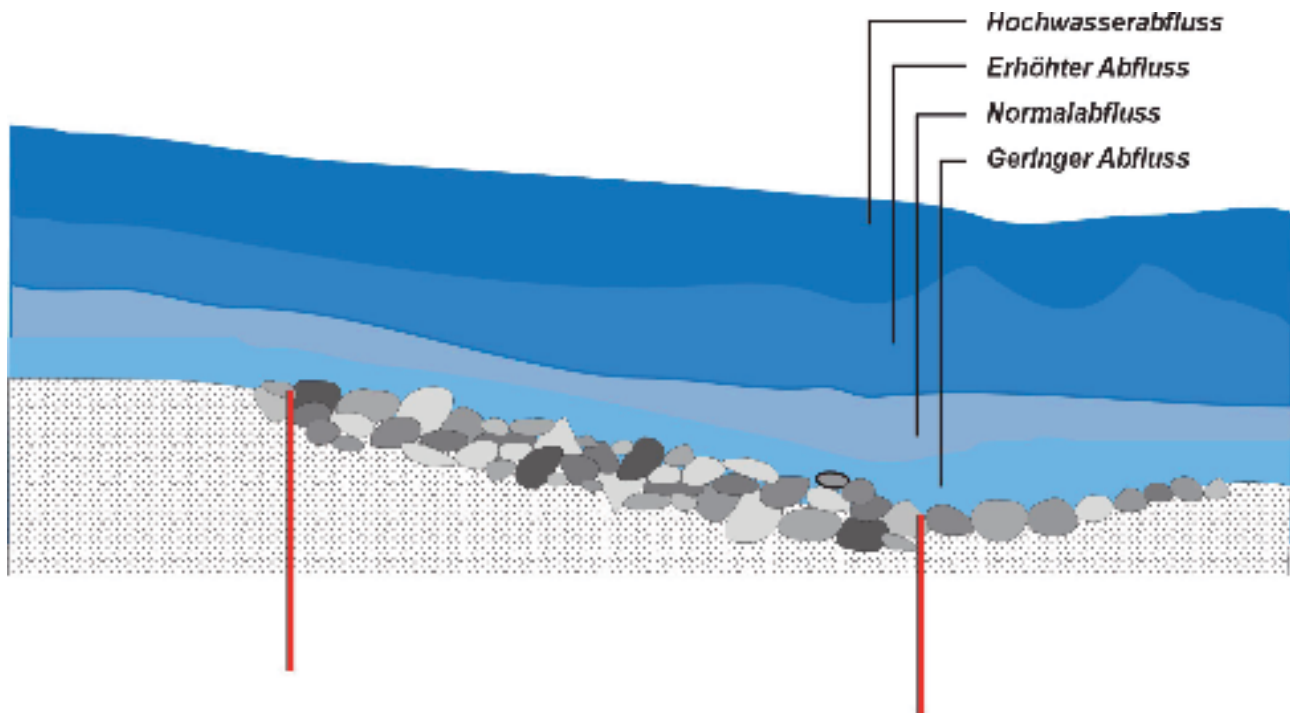


Abb. 2.24: Wasserspiegellagen bei vier charakteristischen Abflusszuständen auf einer Rauhen Rampe. Die Darstellung entspricht den nachfolgenden Beschreibungen der Abflusszustände.

Geringer Abfluss

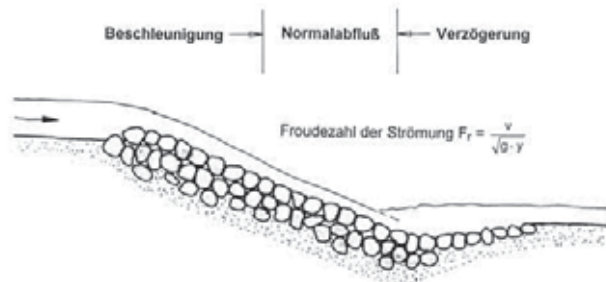


Abb. 2.25: Raue Rampe bei geringem Abfluss.

Bei relativ geringen Abflüssen und zugleich ausreichender Fließtiefe reicht die Rampenlänge zur Entwicklung des **Normalabflusses** aus. Bei Erreichen des Normalabflusses ist die Raugerinneströmung voll entwickelt. Am Fuß der Rampe tritt ein Wechselsprung mit ausgebildeter Deckwalze auf. Die Rampe ist nach DIN 199661-2 (2000) „hydraulisch wirksam“.

Mittlerer Abfluss

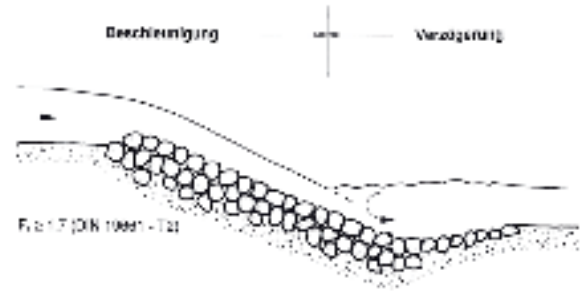


Abb. 2.26: Raue Rampe bei mittlerem Abfluss mit Deckwalze am Rampenfuß.

Bei mittleren Abflüssen ist bis zum Erreichen des Normalabflusses eine längere Fließstrecke erforderlich. Zudem wird die Rampe durch den erhöhten Unterwasserstand teilweise eingestaut. Aus diesem Grund wird der Normalabfluß nicht mehr erreicht und die **beschleunigte Strömung geht direkt in eine verzögerte Strömung über**. Bei Froude-Zahlen $\geq 1,7$ tritt in der Regel noch ein Wechselsprung mit Deckwalze auf (NAUDASCHER 1987). Im Vergleich zu (1) befindet sich die Lage des Wechselsprungs nun nicht mehr hinter der Rampe, sondern im Deckwerksbereich auf der Rampe.

Erhöhter Abfluss

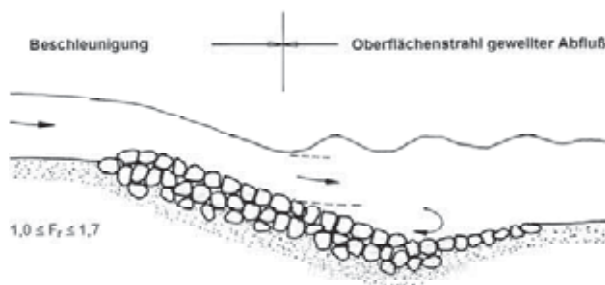


Abb. 2.27: Raue Rampe bei erhöhtem Abfluss.

Bei höheren Abflüssen ist das Erreichen des Normalabflusses nur bei langen Rampen möglich. Zudem wird die Rampe durch den erhöhten Unterwasserstand teilweise eingestaut. Die Hauptströmung löst sich vom Deckwerk ab. Es stellt sich ein **gewellter Abfluß** ein, durch welchen über eine längere Fließstrecke eine Energieumwandlung stattfindet. Unterhalb der Strahlablösung ist die Deckwerksbeanspruchung gering. Ein Wechselsprung tritt ohne Deckwalze nur in der gewellten Form auf.

Hochwasserabfluss

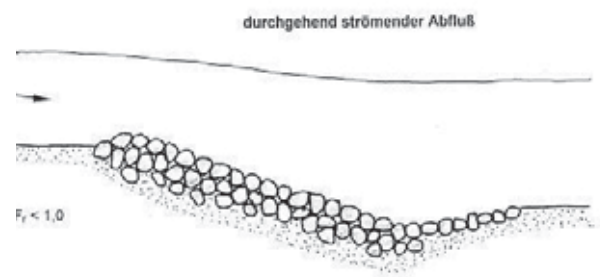


Abb. 2.28: Vollständig überströmte Rampe bei Hochwasserabfluss.

Bei weiterer Abflusssteigerung ist die Rampe **vom Unterwasser her eingestaut und hat die Abflusskontrolle verloren** (so genannter unvollkommener Überfall). Dies ist genau dann der Fall, wenn der Wasserspiegel im Unterwasser das zur Grenztiefe gehörende Wasserspiegelniveau über der Rampenkronen überschreitet. Die Rampe wirkt nun als Sohlenschwelle.

Welches Strömungsbild sich bei welchem Abfluss einstellt, hängt sehr stark von der Rampenhöhe, der Rampenlänge und der Rauheit ab. Einen großen Einfluss auf die Wasserspiegellage auf der Rampe hat auch der Unterwasserstand. Um festzustellen, welche Abflusszustände letztlich bei einem bestimmten Abfluss zu erwarten sind, ist eine genaue Untersuchung der Strömungsverhältnisse erforderlich.

2.2.2 HYDRAULISCHE WIRKSAMKEIT

Die grundlegende Anforderung an eine Raue Rampe ist die Stabilisierung der Gewässersohle durch lokale Erhöhung des Sohlen- und des Energieliniengefälles. Gefordert wird größtmögliche Energieumwandlung mit möglichst geringem Aufwand [KNAUSS 1979] [PLATZER 1982]. Die Energieumwandlung bei Rauen Rampen erfolgt nicht nur durch das Auftreten eines Fließwechsels am Fuß der

Rampe, sondern auch durch die strömungsbedingte Turbulenz, die auf der Rampe aufgrund der Rauheit erzeugt wird. Rampe und Nachbett sind bezüglich der Energieumwandlung als Funktionseinheit anzusehen. Die unterschiedlichen Bereiche, die zur Energieumwandlung in Schall und Wärme beitragen, sind in Abb. 2.29 dargestellt.

Im Rahmen der Diskussion um das Abflussverhalten und die Energiedissipation Rauer Rampen fällt häufig der Begriff der „hydraulischen Wirksamkeit“. Welcher Abflusszustand als „hydraulisch wirksam“ anzusehen ist, konnte noch nicht eindeutig bestimmt werden. Verschiedene Ansätze, Untersuchungen und Theorien bezüglich der „hydraulischen Wirksamkeit“ sind im folgenden **Exkurs 2.1** dargestellt.

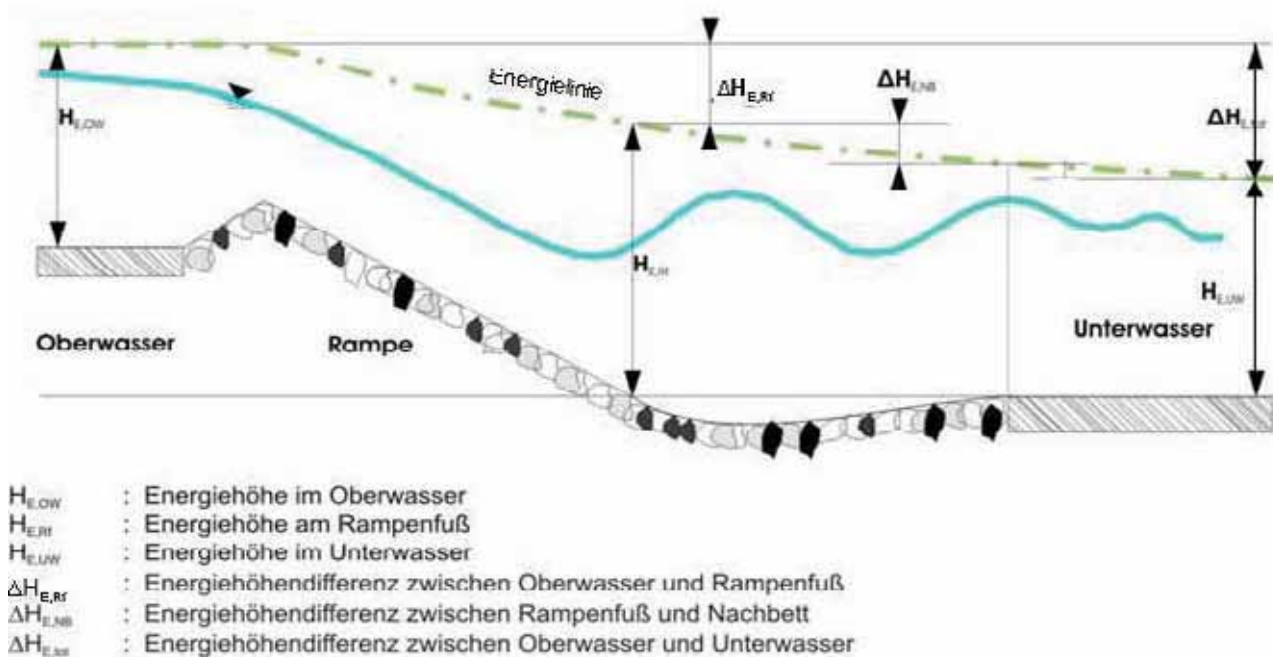


Abb. 2.29: Schematische Darstellung der Disipation der hydraulischen Energie entlang einer Rauen Rampe (Energiehöhe und Bernoulli).

Exkurs 2.1 zur „hydraulischen Wirksamkeit“ und zum Abflussverhalten

Die DIN 19661-2 (2000) fordert für die „hydraulische Wirksamkeit“ von Sohlenbauwerken einen zweifachen Fließwechsel und einen Wechselsprung mit ausgeprägter Deckwalze am Fuß des Bauwerks (Abb. 2.25 und 2.26). Das Kriterium der hydraulischen Wirksamkeit resultiert nach BLEINES (1951) und BELLINA (1950) aus der Vorstellung, dass ein Wechselsprung mit Deckwalze eines der wirksamsten energieumwan-

delnden Strömungsphänomene darstellt. Die Ausbildung einer Deckwalze erfolgt bei Froudezahlen $\geq 1,7$.

- HARTUNG (1973) fordert für die „hydraulische Wirksamkeit“ von Abstürzen jeder Art (auch Rauer Rampen) eine Mindesthöhe, die einen Fließwechsel und eine Froudezahl am Fuß des Bauwerks ≥ 3 sicherstellt [KNAUSS 1979].
- BLEINES (1951) definiert Abstürze als „hydraulisch wirksam“, wenn zweimaliger Fließwechsel und ein Wechselsprung mit ausgeprägter Deckwalze auftreten (Abb. 2.25). „Um zu vermeiden, dass der Absturz bei

irgendeiner Wasserführung hydraulisch unwirksam wird, muss seine Höhe mindestens so groß gewählt werden, dass beim höchsten Hochwasser der gewellte Abfluss gerade noch vermieden wird, [BLEINES 1951, S. 13].

- KNAUSS (1979) geht von der Annahme aus, dass der Abfluss über Rampen den von SCHEUERLEIN (1968) gefundenen Fließgesetzen der Raugerinnenströmung genügt. Er definiert die „hydraulische Wirksamkeit“ in Abhängigkeit vom Abfluss und vom Unterwasserstand. Dabei unterscheidet er zwischen zwei Zielsetzungen

als „hydraulisch wirksamer“ Absturz oder

als Bauelement örtlich begrenzter Sohlenfixierung (Schwelle).

Für den ersten Fall fordert er den vollentwickelten schießenden Abfluss. Werden Raue Rampen so dimensioniert, dass der gewellte Abfluss auftritt (Abb. 2.26 und 2.27), sollten sie nicht als hydraulisch unwirksam definiert werden. Stattdessen sollte die Bezeichnung geändert werden, z. B. in Sohlengurt oder Querschwelle.

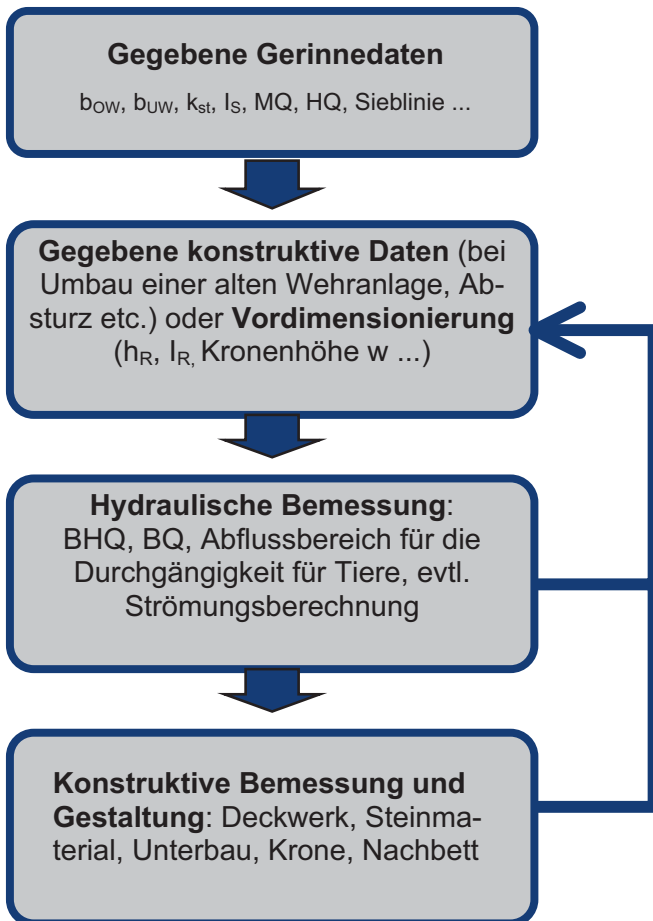
- WHITTAKER UND JÄGGI (1986) bezeichnen Raue Rampen als „hydraulisch wirksam“, wenn auf der Rampe zweifacher Fließwechsel auftritt. Sie bezweifeln jedoch, ob eine Rampe bei allen Abflüssen „hydraulisch wirksam“ sein muss. Erosion ist ein zeitabhängiger Prozess und große Abflüsse treten selten auf. Aufgrund dessen gehen sie davon aus, dass die Bedingung der vollen „hydraulischen Wirksamkeit“ auf bettbildende Abflüsse (HQ_2 bis HQ_{20}) beschränkt sein sollte.
- Nach GEBLER (1991) wird bei Rauhen Rampen ein Großteil der Energie infolge der durch Rauheit hervorgerufenen Turbulenz umgewandelt. Die verbleibende Restenergie reicht dann für die Entwicklung eines ausgeprägten Wechselsprunges und die Entstehung von Froudezahlen $\geq 1,7$ nicht mehr aus. Er bezeichnet die Forderung, Rampen so zu bemessen, dass sie nach DIN 19661 hydraulisch wirksam sind, als rein theoretisch und in der Praxis nicht realisierbar. Auch werden kleine Rampen bei Hochwasser eingestaut, so dass der gewellte Oberflächenabfluss auftritt.
- NIEL (1960) empfiehlt, überfallartigen Abfluss mit Tauchstrahlbildung und ausgeprägter Deckwalze zu vermeiden. Anzustreben ist der gewellte Abfluss. Je rauer die Sohlenrampe ist, desto leichter wird der gewellte Abfluss erreicht. Um Auskolkungen am Fuß des Bauwerks zu reduzieren, sollte es bei größeren

Abflüssen nicht zur Ausbildung einer Deckwalze kommen. Er weist damit Rauhen Rampen den Einsatzbereich zu, der nach Meinung anderer Autoren (s. oben) als „hydraulisch unwirksam“ gilt. NIEL (1960) beschränkt den Anwendungsbereich von Rampen auf einen spezifischen Abfluss von maximal $9 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$.

- Nach PLATZER (2000) ist die beschleunigte Strömung auf der Rampe und der Wechselsprung in der gewellten Form der Regelfall und damit der Bemessung zu Grunde zu legen (Abb. 2.26 und Abb. 2.27). Bei realistischen Rampenabmessungen stellt sich keine gleichförmige Strömung ein. Die Entstehung eines Wechselsprungs mit Deckwalze ist nur bei großen Rampenhöhen möglich, die weniger rau geschlichtet sind. Nach der von KNAUSS (1979) u. a. verwendeten Definition wären Rampen demnach „hydraulisch unwirksame“ Abstürze. Diese Bezeichnung erscheint PLATZER (2000) unzutreffend, da die Bedingung für Raue Rampen (größtmögliche Energieumwandlung mit kleinstmöglichem Aufwand) erfüllt werden kann. Er fordert für die „hydraulische Wirksamkeit“, dass auf der Rampe eine hinreichend lange, vom Unterwasser unbeeinflusste Strömung vorhanden ist. Hinreichend lang bedeutet, die Grenzschichtdicke (maßgebende Energieumwandlung erfolgt nur in der Grenzschicht) muss bis zu Beginn des Rückstaus vom Unterwasser einen so großen Anteil der Wassertiefe einnehmen, dass die damit verbundene Energieumwandlung für eine Dämpfung der Wellen im anschließenden Fließwechsel (Schießen - Strömen) ausreicht. Die Umwandlung der verbleibenden Energie sollte auf den unmittelbaren Nachbettbereich beschränkt sein.

Die verschiedenen Auffassungen zur „hydraulischen Wirksamkeit“ und die resultierenden konstruktiven Anforderungen zeigen die Wissenslücken in diesem Bereich und verdeutlichen die Notwendigkeit weiterer Forschung inklusive Naturmessungen.

Die Rampenbemessung gliedert sich in mehrere Teile. Im Folgenden ist ein Ablaufschema zur Rampendimensionierung dargestellt. Die einzelnen Schritte werden in diesem und im folgenden Kapitel (2.3) behandelt. Darauf aufbauende Konstruktionsempfehlungen für die unterschiedlichen Rampentypen werden in Kapitel 2.4 gegeben.



Bei der hydraulischen Berechnung von Rauen Rampen sind drei Nachweise zu erbringen:

- Nachweis, dass der Bemessungshochwasserabfluss (BHQ) beim gegebenen Gewässerquerschnitt abgeführt werden kann (→ Kap. 2.2.3),
- Ermittlung des Bemessungsabflusses (BQ) zur Dimensionierung des Deckwerkes (→ Kap.2.2.5) und
- die Sicherstellung der Durchgängigkeit (Mindestwassertiefe, Fließgeschwindigkeit etc.) (→ Kap. 2.2.6).

Zur besseren Erläuterung der nachfolgenden Verfahren und Nachweise werden die Berechnungen anhand eines Beispiels exemplarisch durchgeführt. Die Berechnung erfolgt in chronologischen Teilen immer nach der theoretischen Erläuterung.

BERECHNUNGSBEISPIEL 1 (Teil 1 - Angaben):

Im Zuge einer Renaturierungsmaßnahme soll ein Absturz in eine Raue Rampe umgebaut werden. Vereinfachend kann dabei das ausgebaute Gerinne als Rechteck-Querschnitt angenommen werden. Ferner gelten folgende Eingangswerte:

- geschiebeführend
- Sohle: kiesig/steinig → $k_{st} \approx 28 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$
- Sohlenbreite $b_s = 20 \text{ m}$
- mittleres Sohlgefälle $I_s = 2 \text{ ‰}$
- Abflusskennwerte: $MQ = 25 \text{ m}^3/\text{s}$; $HQ_{100} = 190 \text{ m}^3/\text{s}$

Angaben zur geplanten Rampenvordimensionierung:

- Gesamthöhe $h_R = 1,5 \text{ m}$
- Rampenneigung $I_R \approx 10 I_s = 1:18$
- Rampenbreite $b_R = b_s = 20 \text{ m}$
- Äquivalenter Steindurchmesser $d_s = 0,7 \text{ m}$ (gewählt)
- Rampenkronen (-höcker) $w = 0,5 \text{ m}$ (gewählt)

Durch Anwendung der nachfolgenden Nachweisverfahren soll die Rampe hinsichtlich der Stabilitätsbedingungen bemessen werden.

2.2.3 NACHWEIS DES BHQ FÜR DIE HOCHWASSERNEUTRALITÄT DER ANLAGE

Bei bestehenden Anlagen ist darauf zu achten, dass durch den Umbau von Querbauwerken z. B. Abstürze in Rampen; keine unzulässigen Wasserspiegelerhöhungen erfolgen die zur Ausuferung des Gewässers und damit zu Hochwasserschäden führen.

Im Rahmen des Leitfadens werden zwei Verfahren zur Abschätzung der Rampenabflussleistung beim Bemessungshochwasser BHQ vorgestellt werden:

- Bei **durchgehend strömendem Abfluss auf der Rampe**: Wasserspiegellagenberechnung mit Rauheitsbeiwert nach RAUDKIVI,
- bei **Fließwechsel auf der Rampe (Rampenkronen hat Abflusskontrolle)**: Überfallansatz nach PLATZER (1982) und KNAUSS (1979).

Das **erste Verfahren** gilt für **durchgehend strömenden Abfluss** (Abb. 2.28). Mit Hilfe einer herkömmlichen Wasserspiegellagenberechnung auf Basis der Gauckler-Manning-Strickler-Formel können die mittleren Wassertiefen auf der Rampe bei BHQ berechnet werden. Der Strickler-Beiwert für die Rampenoberfläche wird dabei

nach dem Ansatz von RAUDKIVI (1967) bestimmt, der für Setzsteindeckwerke nach WHITTACKER/JÄGGI (1986) modifiziert wurde:

$$k_{st,R} = \frac{21}{d_{65}^{1/6}} \rightarrow \text{Schüttsteindeckwerk}$$

$$k_{st,R} = \frac{15,5}{d_{65}^{1/6}} \rightarrow \text{Setzsteindeckwerk} \quad (2.1)$$

$$d_{65} = \frac{d_s}{1,06}$$

$k_{st,R}$ Strickler-Beiwert für die Rampenoberfläche [$m^{1/3}/s$]
 d_{65} Steindurchmesser bei 65 % Siebdurchgang [m]
 d_s äquivalenter Steindurchmesser [m] \Leftrightarrow Kugel mit Durchmesser d_s , die das Gewicht, das Volumen und die Dichte des Steines hat (\rightarrow Abb. 2.30)

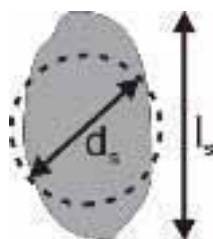


Abb. 2.30: Definition des äquivalenten Steindurchmessers d_s .

Unter der Annahme einer gleichförmigen Strömung können die mittleren Wassertiefen auf der Rampe iterativ von Unter- nach Oberstrom mit der Gauckler-Manning-Strickler-Formel berechnet werden:

$$Q = k_{st,R} \cdot r_{hy}^{2/3} \cdot \sqrt{I_R} \cdot A \quad (2.2)$$

Q berechneter Abfluss [m^3/s]
 $k_{st,R}$ Strickler-Beiwert für die Rampenoberfläche [$m^{1/3}/s$]
 r_{hy} hydraulischer Radius [m]
 I_R Rampenneigung [-]
 A durchflossene Querschnittsfläche [m^2]

Das **zweite Verfahren** gilt nur, wenn auf der **Rampe ein Fließwechsel stattfindet und die Rampenkronen als Kontrollquerschnitt fungiert**. Die Leistungsfähigkeit des Rampenbauwerkes wird nach den Berechnungsformeln für Überfälle unter der Annahme einer zweidimensionalen vertikal-ebenen Strömung berechnet.

Unter der Annahme von strömendem Zufluss im Oberwasser berechnet sich der spezifische Abfluss auf der Rampe nach KNAUSS (1979) zu:

$$q_R = c_q \cdot \frac{2}{3} \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot H_{E1}^{3/2} \quad (2.3)$$

q_R spezifischer Rampenabfluss [$m^3/(s \cdot m)$]
 c_q Abflussbeiwert [-]
 g Erdbeschleunigung [m/s^2]
 H_{E1} spezifische Energiehöhe über der Rampenkronen [m]

Wie aus Abb. 2.31 ersichtlich, berechnet sich die spezifische Energiehöhe auf der Rampenkronen wie folgt:

$$H_{E1} = y_{ow} - w + \frac{v_{ow}^2}{2 \cdot g} \quad (2.4)$$

H_{E1} spezifische Energiehöhe [m]
 y_{ow} Wassertiefe im Oberwasser der Rampe [m]
 w Höhe der Rampenkronen über der Oberwasser-
 sohle [m]
 v_{ow} mittlere Fließgeschwindigkeit im Oberwasser
 [m/s]

Die Bestimmung des Abflussbeiwertes c_q erfolgt nach PLATZER (1983) über die steinbezogene Froudezahl Fr_s . Er stellte durch Messungen in Modellversuchen für einfache Rampen mit einer Neigung flacher als 1:10 folgende Beziehung fest:

$$Fr_s = \frac{q_{R,ist}}{\sqrt{g} \cdot d_s^{3/2}}$$

$$c_q = 0,474 + \frac{5,098 \cdot Fr_s}{120 + 6,295 \cdot Fr_s^2} \quad \text{für } Fr_s \leq 4 \quad (2.5)$$

$c_q = 0,566$ für $Fr_s > 4$
 Fr_s steinbezogene Froudezahl [-]
 d_s äquivalenter Steindurchmesser [m]
 $q_{R,ist}$ spezifischer Rampenabfluss auf der Rampe:
 BHQ/Rampenbreite [$m^3/(s \cdot m)$]

Der Nachweis einer ausreichenden Rampenleistungsfähigkeit bei BHQ und auftretendem Fließwechsel wird wie folgt geführt:

- 1) Berechnen des spezifischen Abflusses auf der Rampe:
 $q_{R,ist} = \text{BHQ} / \text{Rampenbreite}$
- 2) Berechnen der spezifischen Energiehöhe auf der Rampenkrone ($\rightarrow 2.4$)
- 3) Berechnen der steinbezogenen Froude-Zahl Fr_s ($\rightarrow 2.5$)

- 4) Berechnen des Abflussbeiwertes c_q ($\rightarrow 2.5$)
- 5) Berechnen des spezifischen Rampenabflusses q_R mit der Überfallformel ($\rightarrow 2.3$)
- 6) Ist $q_{R,ist} \leq q_R$?
 \Rightarrow JA: Nachweis erbracht
 \Rightarrow NEIN: Rampenbreite ist zu gering. Neue Rampenbreite oder Steindurchmesser wählen und Nachweis erneut durchführen

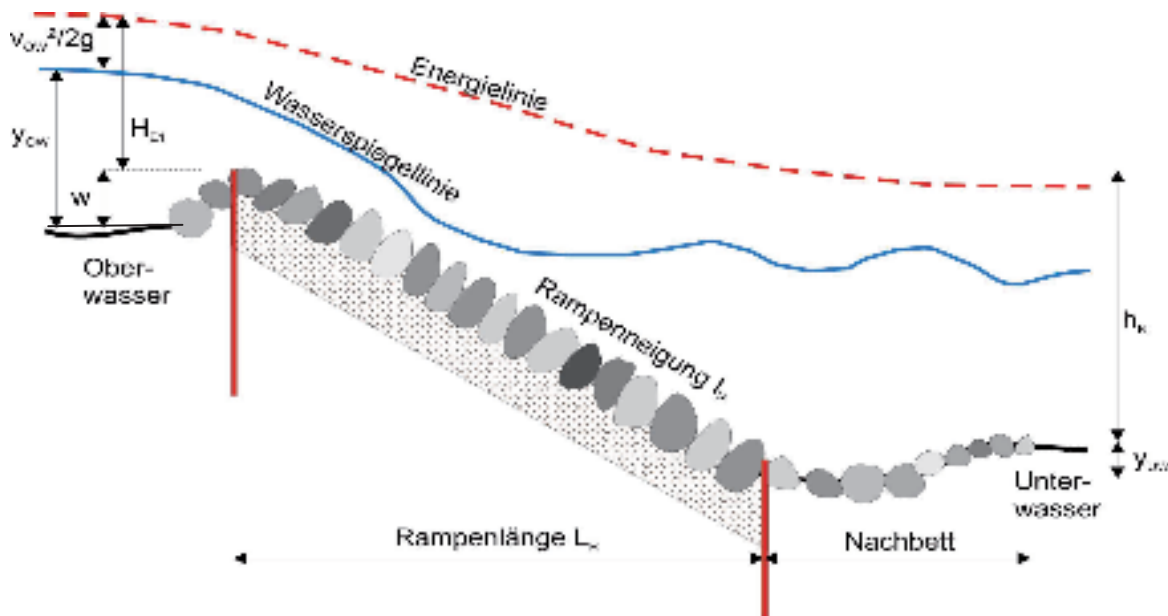


Abb. 2.31: Definition der zur Überfallberechnung benötigten Eingangswerte.

BERECHNUNGSBEISPIEL 1 (Teil 2):

Für die geplante Rampe soll die Leistungsfähigkeit bei einem HQ_{100} als BHQ nachgewiesen werden.

Unter der Annahme, dass die Rampe bei $HQ_{100} = 190 \text{ m}^3/\text{s}$ hydraulisch unwirksam ist und vollkommen überströmt wird, wird der Nachweis durch eine Wasserspiegellagenberechnung von Unter- nach Oberstrom durchgeführt.

Der Rauheitsbeiwert $k_{st,R}$ auf der Rampe wird je nach Deckwerksart und unter der Annahme, dass der äquivalente Steindurchmesser $d_s = 0,7 \text{ m}$ beträgt, was im Stabilitätsnachweis Kap. 2.3.1 noch zu prüfen ist, mit Hilfe von F 2.1 berechnet:

$$d_{65} = \frac{d_s}{1,06} = \frac{0,7}{1,06} = 0,66 \text{ m}$$

für Deckwerke in Schüttsteinbauweise:

$$k_{st,R} = \frac{21}{d_{65}^{1/6}} = \frac{21}{0,66^{1/6}} = 22,5 \text{ m}^{1/3} / \text{s} \approx 23 \text{ m}^{1/3} / \text{s}$$

und für Setzsteinbauweise:

$$k_{st,R} = \frac{15,5}{d_{65}^{1/6}} = \frac{15,5}{0,66^{1/6}} = 16,6 \text{ m}^{1/3} / \text{s} \approx 17 \text{ m}^{1/3} / \text{s}$$

Die Wasserspiegellagen wurden für die zwei verschiedenen Deckwerksbauweisen mit Hilfe eines numerischen Programms iterativ berechnet. Die Berechnung im Fall der Setzsteinbauweise ergab Wasserspiegellagen gemäß Abb. 2.32. Aufgrund der geringen Differenz der k_{st} -Werte für die Setz- und Schüttsteinbauweise ergibt die Berechnung im Falle der Schüttsteinbauweise ähnliche Wasserspiegellagen.

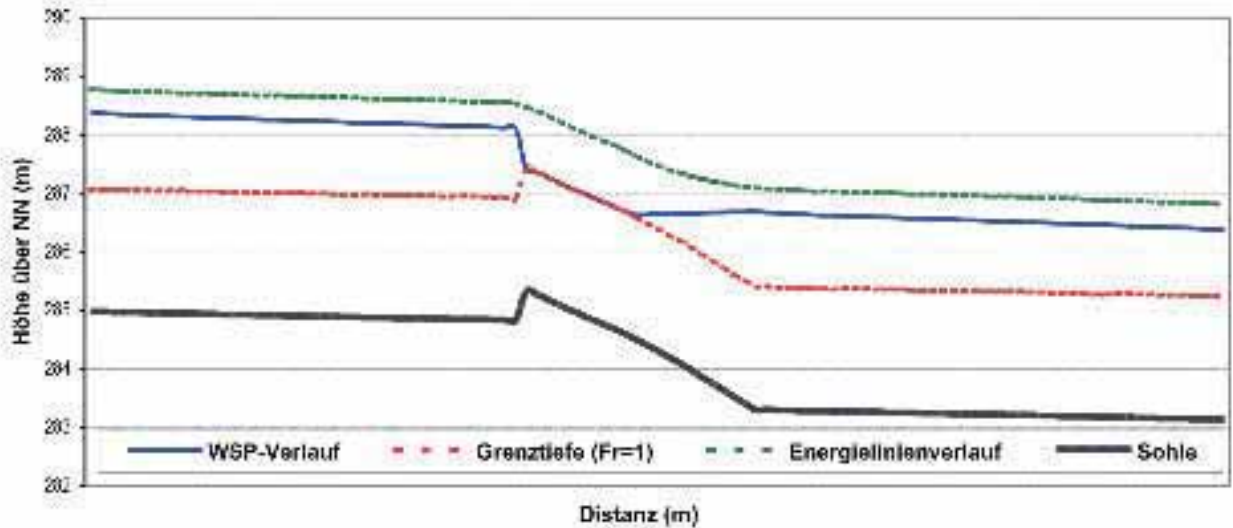


Abb. 2.32: Wasserspiegelverlauf des Beispiels unter der Annahme durchgehend strömender Abflussbedingungen.

Die Interpretation der Berechnungsergebnisse in Abb. 2.32 lässt erkennen, dass im Bereich der Rampenkronen die berechnete Wasserspiegellage der hydraulischen Grenztiefe ($Fr = 1$) entspricht. Hieraus wird ersichtlich, dass eine numerische Berechnung unter der Annahme strömender Abflussverhältnisse zu einer Fehleinschätzung der Wasserspiegellagen auf der Rampe führt.

In der Realität wird im Bereich der Rampenkronen ein Fließwechsel vom Strömen zum Schießen stattfinden, die Grenztiefe wird unterschritten. Somit sollte der Nachweis der Hochwasserneutralität in diesem Fall nach dem zweiten Verfahren durchgeführt werden.

- 1) Spezifischer Abfluss auf der Rampe bei HQ_{100} :

$$q_{R,ist} = \frac{HQ_{100}}{b_R} = \frac{190}{20} = 9,5 \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$$

- 2) Spezifische Energiehöhe auf der Rampenkronen (\rightarrow 2.4) unter der Randbedingung $y_{ow} = 3,37 \text{ m}$; $w \approx 0,5 \text{ m}$; $v_{ow} = 2,82 \text{ m/s}$ (berechnet nach Gauckler-Manning-Strickler):

$$H_{E1} = y_{ow} - w + \frac{v_{ow}^2}{2g} = 3,28 \text{ m}$$

Berechnung der steinbezogenen Froude-Zahl (\rightarrow 2.5):

$$Fr_s = \frac{q_{R,ist}}{\sqrt{g \cdot d_s^{3/2}}} = 5,2$$

- 3) Berechnung des Abflussbeiwertes (\rightarrow 2.5):

$$c_q = 0,566$$

- 4) Berechnung des spez. Rampenabflusses mit der Überfallformel (\rightarrow F 2.3):

$$q_R = c_q \cdot \frac{2}{3} \cdot \sqrt{2g} \cdot H_{E1}^{3/2} = 9,9 \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$$

- 5) $q_{R,ist} = 9,5 \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m}) < q_R = 9,9 \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$, damit ist der Nachweis erbracht.

2.2.4 ERMITTLUNG DES WASSERSPIEGELVERLAUFS AUF DER RAMPE

Die größte Schwierigkeit bei der Rampenbemessung stellt die Ermittlung des maßgebenden Bemessungsabflusses BQ dar.

Die maximale hydraulische Belastung des Rampendeckwerks tritt auf, wenn sich die hydrodynamischen Kräfte (hohe Fließgeschwindigkeit) und die hydrostatischen Kräfte (hohe Fließtiefe) ungünstig überlagern. Das hängt stark vom Deckwerksaufbau ab. Nachfolgend werden iterative Berechnungsverfahren zur Ermittlung der charakteristischen Strömung auf der Rampe und des Bemessungsabflusses BQ vorgestellt.

Die hydraulische Berechnung der Rampenströmung unter der Annahme eindimensionaler Verhältnisse ist sehr

aufwändig und wird deshalb im Rahmen dieses Leitfadens nur kurz aufgezeigt.

Mit der Fließformel nach DARCY-WEISBACH und dem Ansatz nach SCHEUERLEIN (1968) und HASSINGER (1991) zur Berechnung des Widerstandsbeiwertes λ können die hydraulischen Größen einer gleichförmigen Rampenströmung für gerade und gekrümmte Rampen iterativ ermittelt werden.

Die Fließformel nach DARCY-WEISBACH lautet:

$$v_{m,R} = \frac{1}{\sqrt{\lambda}} \cdot \sqrt{8 \cdot g \cdot r_{hy} \cdot I_R} \quad (2.6)$$

- $v_{m,R}$ mittlere Fließgeschwindigkeit auf der Rampe [m/s]
- λ Widerstandsbeiwert [-]
- g Erdbeschleunigung [m/s²]
- r_{hy} hydraulischer Radius (= A/I_U) [m]
- A durchflossene Querschnittsfläche [m²]
- I_U benetzter Umfang [m]
- I_R Rampenneigung [-]

Mit dem Ansatz nach SCHEUERLEIN (1968) und der Annahme einer ausgebildeten Rampenströmung mit Normalabfluss bei einer Rampenneigung flacher als 1:10 berechnet sich der dimensionslose Widerstandsbeiwert λ aus folgender Beziehung:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 3,2 \cdot \log_{10} \left[\frac{r_{hy}}{((0,425 + 2,025 \cdot \Phi \cdot I_R) \cdot k)} \right]$$

- λ Widerstandsbeiwert [-]
- r_{hy} hydraulischer Radius [m]
- I_R Rampenneigung [-]
- k hydraulische Rauheit [m]
- Φ Packungsdichte [-], vgl. (2.9)

Die Packungsdichte Φ wird als zusätzliche Maßzahl zur Beschreibung der Rauheit des Deckwerkes benötigt und beschreibt das Verhältnis von mittlerer, hydraulisch wirksamer Rauheitshöhe zum mittleren Abstand der einzelnen Rauheitselemente untereinander.

Bei Schauberger-Rampen (vgl. Kap. 2.4.1) ist die Bestimmung von Abflusstiefe und Fließgeschwindigkeit weitaus komplizierter. Durch die räumlich gekrümmte Form kann sich ein gleichförmiger Strömungszustand praktisch nicht

einstellen. HASSINGER (1991) ermittelte für eine räumlich gekrümmte Rampe mit hohem spezifischem Abfluss folgende Beziehung für den Widerstandsbeiwert:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2,0 \cdot \log_{10} \left[\frac{r_{hy}}{((0,425 + 2,025 \cdot \Phi \cdot I_R) \cdot k)} \right]$$

- λ Widerstandsbeiwert [-]
- r_{hy} hydraulischer Radius [m]
- Φ Packungsdichte [-]
- I_R Rampenneigung [-]
- k hydraulische Rauheit [m]

Nach KOBUS/WESTRICH/HASSINGER (1986) kann für die verschiedenen Deckwerksarten folgende Packungsdichte angesetzt werden:

$$\Phi = 0,61 \div 0,87 \rightarrow \text{Steinschüttung} \quad (2.9)$$

$$\Phi = 0,79 \div 1,00 \rightarrow \text{Steinsatz}$$

Nach LANGE/LECHER (1993) kann $\Phi = 0,61$ als übliches und leicht realisierbares Rampendeckwerk aus loser Steinschüttung bezeichnet werden. Mit $\Phi = 1,0$ wird eine besonders raue und nur mit großem Aufwand realisierbare Rampenoberfläche in Setzsteinbauweise gekennzeichnet.

Die Bestimmung der hydraulischen Rauheit k kann je nach Deckwerksart anhand der Abbildungen 2.33 und 2.34 oder vereinfacht mit folgenden empirischen Ansatz erfolgen:

$$k \approx 0,54 \cdot d_s \quad (2.10)$$

- k hydraulische Rauheit [m]
- d_s äquiv. Durchmesser der Deckwerkssteine [m]

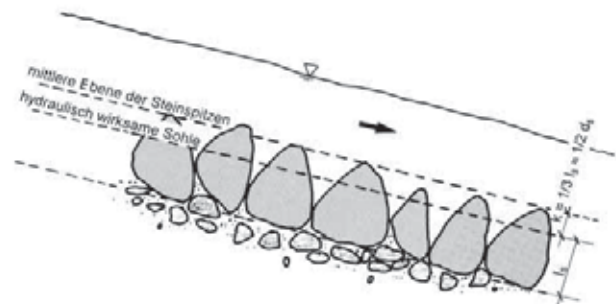


Abb. 2.33: Definitionsskizze zur Bestimmung der hydraulischen Rauheit k bei Deckwerken in Setzsteinbauweise.

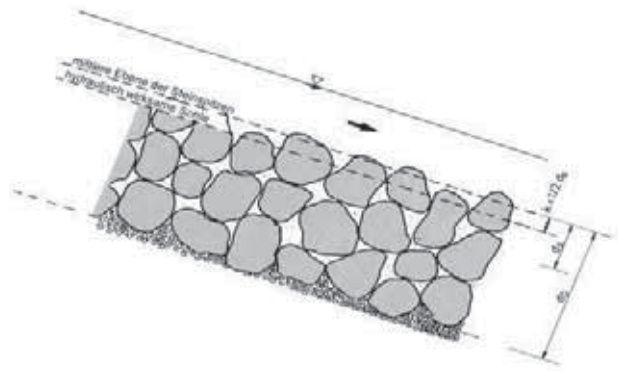


Abb. 2.34: Definitionsskizze zur Bestimmung der hydraulischen Rauheit k bei Deckwerken in Schüttsteinbauweise.

Die Bestimmung der Strömungsgrößen erfolgt dann iterativ mit der Kontinuitätsbedingung:

$$Q = v_{m,R} \cdot A \quad (2.11)$$

Q Abfluss auf der Rampe bei gleichförmigen Strömungsbedingungen [m^3/s]

$v_{m,R}$ mittlere Rampenfließgeschwindigkeit [m/s]

Die Berechnung der mittleren Fließtiefe und des Strömungszustandes erfolgt unter der Annahme, dass sich beim zu untersuchenden Abfluss auf der Rampe Normalabfluss einstellen kann (keine Beeinflussung durch den UW-Stand). Die Berechnung erfolgt anhand nebenstehenden Schema.

Mit dem iterativen Verfahren (Schritte 1 bis 7) kann für verschiedene Abflüsse jeweils die Wassertiefe y_R , die sich bei Normalabfluss auf der Rampe einstellen würde, ermittelt werden. Bei der praktischen Anwendung kann damit der Wasserspiegelverlauf auf der Rampe vereinfacht qualitativ dargestellt werden (siehe Beispiel Teil 3 in Kap. 2.2.5).

Für jeden zu untersuchenden Abfluss wird mit herkömmlichen Methoden der Ober- und Unterwasserstand ermittelt, z. B. mit der Annahme von Normalabflussbedingungen. Mit Hilfe des oben vorgestellten Verfahrens wird dann die Normalwassertiefe auf der Rampe berechnet. Anhand einer Skizze lässt sich nun der ungefähre Wasserspiegelverlauf im Rampenbereich aus Oberwasserstand, Wassertiefe auf der Rampe bei schießendem Normalabfluss und Unterwasserstand konstruieren und damit auch der Einfluss des Unterwasserstandes gut abschätzen.

- 1) Eingangswerte sind der zu untersuchende Abfluss Q_{ist} und die zugehörigen Wasserstände im unbeeinflussten Ober- und Unterwasser der Rampe: $y_{\text{OW}}, y_{\text{UW}}$
- 2) Wahl einer Rampenwassertiefe y_R und Berechnung der Querschnittskennwerte A , l_U und r_{hw} auf der Rampe
- 3) Berechnung des Widerstandsbeiwertes nach SCHEUERLEIN (1968) (2.7) oder HASSINGER (1991) (2.8)
- 4) Berechnung der mittleren Rampenfließgeschwindigkeit v_R bei Normalabfluss auf der Rampe nach DARCY-WEISBACH (2.6)
- 5) Berechnung des theoretischen Rampenabflusses mit der Kontinuitätsbedingung:

$$Q_{\text{ber}} = v_R \cdot A$$
- 6) Ist $Q_{\text{ber}} \approx Q_{\text{ist}}$?
 - \Rightarrow JA: weiter mit 7)
 - \Rightarrow NEIN: Ist $Q_{\text{ber}} < Q_{\text{ist}}$?
 - \Rightarrow JA: größere Rampenwassertiefe y_R notwendig, mit (3) fortfahren
 - \Rightarrow NEIN: kleinere Rampenwassertiefe y_R notwendig, mit (3) fortfahren
- 7) Berechnung der Froudezahl auf der Rampe

2.2.5 BEMESSUNGSABFLUSS FÜR DIE MAXIMALE DECKWERKSBELASTUNG

Zur Bestimmung des Bemessungsabflusses BQ für die Stabilitätsuntersuchung des Bauwerkes haben sich in der Praxis zwei Ansätze bewährt.

Bei **kleineren Rampen** (Rampenhöhe $h_R \leq 1,00 \text{ m}$) kann der so genannte „bettbildende Abfluss“ als Bemessungsabfluss BQ angesetzt werden. Dieser Abfluss liegt im Bereich eines langjährig mittleren Hochwassers (MHQ). SCHERLE (1999) empfiehlt, bei der Planung und dem Bau naturnaher Gewässerstrukturen folgende Arbeitshypothese zugrunde zu legen: Der maßgebende Abfluss, der die größten erosiven und somit bettbildenden Kräfte entfaltet, ist näherungsweise der bordvolle Abfluss.

Bei **größeren Rampen** (Rampenhöhe $h_R > 1,00 \text{ m}$) kann die maximale Deckwerksbelastung infolge der angreifenden Strömungskräfte nur mit großem Aufwand ermittelt werden. HASSINGER (1991) erläutert sogar den Einsatz numerischer zweidimensionaler Modelle.

In der Praxis hat sich der Einsatz empirischer Formeln zur Ermittlung einer oberen und unteren Grenze des Bemessungsabflusses BQ bewährt.

Als **untere Grenze von BQ** gilt der Strömungszustand, bei dem die turbulente Grenzschicht im unteren Rampenbereich die Wasseroberfläche erreicht, auf der Rampe tritt noch nahezu eine konstante Wassertiefe und annähernd eine gleichförmige Strömung auf (Abb. 2.26 und 2.27).

PLATZER (1983) leitete aus Modellversuchen für eben diesen Strömungsfall Formeln zur Berechnung der minimal erforderlichen freien (vom UW-Stand unbeeinflussten) Rampenhöhe ab. Man kann mit diesen Formeln die charakteristischen Abflusskennwerte für die untere Grenze des Bemessungsabflusses ermitteln. Anstelle der freien Rampenhöhe sollte vereinfachend die konstruktive Rampenhöhe h_R angenommen werden (sichere Seite):

$$\begin{aligned} q_u &= h_R^{4/3} \cdot \sqrt{g} \cdot k^{1/6} \cdot 0,84 \\ y_R &= 1,5 \cdot q_u^{2/5} \cdot g^{-1/5} \cdot k^{2/5} \\ v_R &= \frac{q_u}{y_R} \rightarrow Fr = \frac{v_R}{\sqrt{g \cdot y_R}} \end{aligned} \quad (2.12)$$

- $Q_u = q_u \cdot b_R$
- q_u untere Grenze des spezifischen BQ [$m^3/(s \cdot m)$]
 - h_R Rampenhöhe [m]
 - g Erdbeschleunigung [m/s^2]
 - k hydraulische Rauheit [m] (2.10)
 - y_R mittlere Wassertiefe auf der Rampe bei q_u [m]
 - v_R mittlere Fließgeschw. auf der Rampe bei q_u [m/s]
 - Fr Froudezahl [-]
 - Q_u untere Grenze des BQ [m^3/s]
 - b_R Rampenbreite [m]

Zur Ermittlung der **oberen Grenze von BQ** wird gemäß Abb. 2.35 der hydraulische Grenzzustand angenommen, der bei einem Unterwasserstand von y_{uw} auftritt.

$$y_{UW} = h_R + y_{gr} \quad (2.13)$$

- y_{UW} Fließtiefe im unbeeinflussten Unterwasser [m]
- h_R Rampenhöhe [m]
- y_{gr} Grenztiefe auf der Rampenkronen [m]

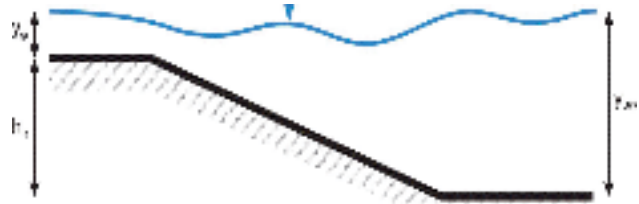


Abb. 2.35: Skizze zur Berechnung der oberen Grenze von BQ

Die Ermittlung der Grenztiefe erfolgt in Abhängigkeit der Querschnittsgeometrie über der Rampenkronen und wird iterativ durchgeführt. Nachfolgend sind für die gängigsten Querschnittsformen die Formeln zusammengestellt.

Rechteckquerschnitt:

$$y_{gr} = \sqrt[3]{\frac{Q_o^2}{g \cdot b_{RK}^2}} \quad (2.14)$$

- y_{gr} Grenztiefe [m]
- Q_o obere Grenze von BQ [m^3/s]
- b_{RK} Breite der Rampenkronen [m]
- g Erdbeschleunigung [m/s^2]

Trapezquerschnitt:

$$y_{gr} = \sqrt[3]{\frac{Q_o^2}{g \cdot b_{RK}^2} \cdot \frac{\sqrt[3]{1 + 2 \cdot m \cdot y_{gr} / b_{RK}}}{1 + m \cdot y_{gr} / b_{RK}}} \quad (2.15)$$

- y_{gr} Grenztiefe [m]
- Q_o obere Grenze von BQ [m^3/s]
- b_{RK} Breite der Rampenkronen [m]
- m Böschungsneigung der Ufer [1:m]
- g Erdbeschleunigung [m/s^2]

Für die Ermittlung der oberen Grenze von BQ empfiehlt es sich, wie folgt vorzugehen:

- 1) Ermitteln der Q-y-Beziehung im unbeeinflussten Unterwasser der Rampe. Dazu können herkömmliche Ansätze, z. B. GAUCKLER-MANNING-STRICKLER oder DARCY-WEISBACH, verwendet werden.
- 2) Iterative Berechnung der Grenztiefe y_{gr} auf der Rampenkronen in Abhängigkeit vom Abfluss (Q- y_{gr} -Beziehung auf der Rampenkronen)
- 3) Berechnen von Stützstellen zur Konstruktion der Kurve $Q = f(y_{gr} + h_R)$ durch Addition von h_R zu den unter 2) ermittelten y_{gr} -Werten
- 4) Grafische Lösung der Gleichung $y_{UW} = h_R + y_{gr} = f(Q)$ durch Auftragen folgender Kurven in ein Diagramm mit zwei Abszissen:

Kurve 1: Q-y-Beziehung im Unterwasser (aus 1) mit Q-Werten auf der Ordinate und y-Werten auf der ersten Abszisse

Kurve 2: Konstruktion einer Kurve anhand der Stützstellen (aus 3) mit Q-Werten auf der Ordinate und $(y_{gr} + h_R)$ -Werten auf der zweiten Abszisse.

Die Berechnung der mittleren Fließgeschwindigkeit und des Fließzustandes auf der Rampe bei der oberen Grenze von BQ ergibt sich nach folgenden Beziehungen:

$$v_R = \frac{Q_o}{A} \quad (2.16)$$

$$Fr = \frac{v_R}{\sqrt{g \cdot y_{gr}}} \approx 1$$

- v_R Grenzgeschwindigkeit auf der Rampenkronen [m/s]
- Q_o obere Grenze von BQ [m³/s]
- A durchflossene Querschnittsfläche bei BQ [m²]
- Fr Froudezahl auf der Rampenkronen [-]
(muss bei korrekter Rechnung bei 1 liegen, da als Annahme auf der Rampenkronen Grenztiefe angenommen wurde!)
- g Erdbeschleunigung [m/s²]
- y_{gr} Grenztiefe [m]

Bei hohen Rampen ($h_R \geq 2$ m) hat sich gezeigt, dass erst bei sehr großen Abflüssen der Wasserspiegel im Unterwasser das Niveau der Rampenkronen erreicht. Dadurch wird die Ermittlung der oberen Grenze von BQ mit dem dargestellten iterativen Verfahren nicht möglich bzw. führt zu unrealistisch hohen Abflüssen. Deshalb empfiehlt es sich, vor Ermittlung der oberen Grenze zu prüfen, ab welchem Abfluss der UW-Stand das Niveau der Rampenkronen einnimmt. Ist dazu bereits ein wesentlich größerer Abfluss als HQ_{100} erforderlich, sollte als obere Grenze von BQ der hundertjährige Abfluss HQ_{100} angenommen werden.

BERECHNUNGSBEISPIEL 1 (Teil 3):

Für die geplante Rampe sollen nun der Bemessungsabfluss BQ und der Wasserspiegelverlauf auf der Rampe im Abflussbereich zwischen der unteren und oberen Grenze von BQ ermittelt werden. Dazu werden die Eingangsgrößen noch einmal zusammengefasst:

- geschiebeführend

- Sohle: kiesig/steinig $\rightarrow k_{st} \approx 28 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$
- Sohlenbreite $b_s = 20$ m
- mittleres Sohlengefälle $I_s = 2 \text{ ‰}$
- Abflusskennwerte: $MQ = 25 \text{ m}^3/\text{s}$; $HQ_{100} = 190 \text{ m}^3/\text{s}$

Angaben zur geplanten Rampenvordimensionierung:

- Gesamthöhe $h_R = 1,5$ m
- Rampenneigung $I_R \approx 10 \cdot I_s = 1:18$
- Rampenbreite $b_R = 20$ m
- Größe der Deckwerkssteine äquivalenter Steindurchmesser $d_s = 0,7$ m (wurde zunächst gewählt)
- Rampenkronen (-höcker) $w = 0,5$ m (gewählt)

Zur Vereinfachung kann das Gerinne als Rechteck-Querschnitt angenommen werden.

Berechnung der unteren Grenze von BQ:

$$k = 0,54 \cdot d_s = 0,54 \cdot 0,7 = 0,38 \text{ m}$$

$$q_u = h_R^{4/3} \cdot \sqrt{g} \cdot k^{1/6} \cdot 0,84$$

$$= 1,5^{4/3} \cdot 3,13 \cdot 0,38^{1/6} \cdot 0,84$$

$$= 3,84 \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$$

$$Q_u = q_u \cdot b_R = 3,84 \cdot 20 = 76,8 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$y_R = 1,5 \cdot q_u^{2/5} \cdot g^{-1/5} \cdot k^{2/5}$$

$$= 1,5 \cdot 1,71 \cdot 0,63 \cdot 0,68$$

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

$$v_R = \frac{q_u}{y_R} = \frac{3,84}{1,1} = 3,49 \text{ m/s}$$

$$Fr = \frac{v_R}{\sqrt{g \cdot y_R}} = \frac{3,49}{3,28} = 1,06$$

Berechnung der oberen Grenze von BQ:

Die obere Grenze von BQ wurde entsprechend der empfohlenen Vorgehensweise graphisch ermittelt. Das Ergebnis ist in Abb. 2.36 dargestellt. Es ergeben sich nach (2.16) folgende Kennwerte:

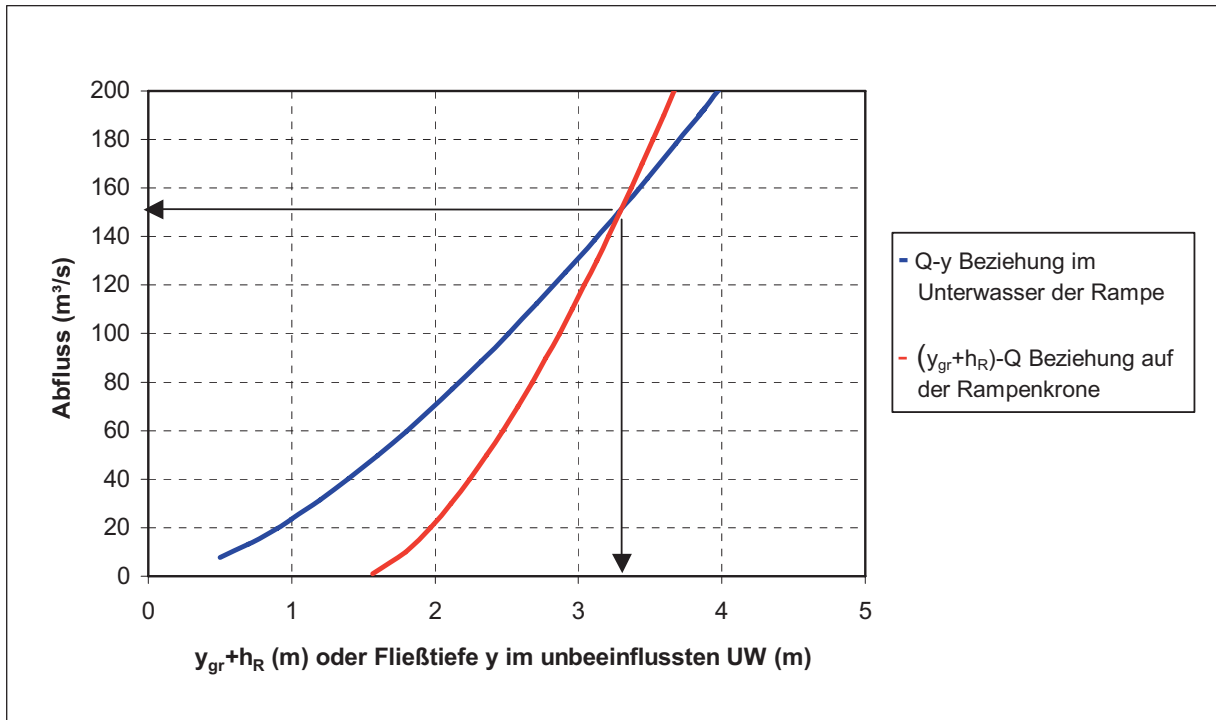


Abb. 2.36: Graphische Ermittlung der oberen Grenze von BQ für die geplante Rampe

$$v_R = \frac{Q_o}{A} = \frac{150}{y_{gr} \cdot b_R} = \frac{150}{35,8} = 4,19 \text{ m/s}$$

$$Fr = \frac{v_R}{\sqrt{g \cdot y_R}} = \frac{4,19}{4,19} = 1 \rightarrow \text{ok!}$$

- Deckwerk, gewählt $d_s = 0,70 \text{ m}$
- hydraulische Rauheit $k = 0,54 \cdot d_s = 0,38 \text{ m}$

Die Berechnungen wurden EDV-gestützt durchgeführt und werden tabellarisch dargestellt:

Mit dem Fließgesetz nach DARCY-WEISBACH (→ Formeln 2.6 bis 2.11) kann der Wasserspiegelverlauf auf der Rampe für verschiedene Abflüsse iterativ berechnet werden. Im Folgenden soll im Bereich zwischen der oberen und unteren Grenze von BQ der Wasserspiegelverlauf auf der Rampe graphisch dargestellt werden. Dazu wird gemäß der empfohlenen Vorgehensweise gearbeitet.

| Q_{ist} m³/s | $1/\lambda^{1/2}$ | v_R m/s | Fr | y_R m | Bemerkung |
|-------------------|-------------------|--------------|------|------------|---------------|
| 50 | 1,82 | 3,23 | 1,17 | 0,78 | |
| 77 | 2,07 | 4,04* | 1,32 | 0,95* | untere Grenze |
| 100 | 2,24 | 4,62* | 1,42 | 1,08* | |
| 150 | 2,49 | 5,65* | 1,56 | 1,33* | obere Grenze |

*) stellt sich wahrscheinlich aufgrund des UW-Einflusses auf der Rampe nicht mehr ein.

Eingangswerte:

| Q_{ist} m³/s | y_{OW}^* m | y_{UW}^* m | $y_{gr,Krone}$ m | Bemerkung |
|-------------------|-----------------|-----------------|---------------------|---------------|
| 50 | 1,61 | 1,61 | 0,86 | |
| 77 | 2,12 | 2,12 | 1,15 | untere Grenze |
| 100 | 2,51 | 2,51 | 1,37 | |
| 150 | 3,28 | 3,28 | 1,79 | obere Grenze |

*) aus Berechnung der Normalabflusstiefe

Für weitere Stabilitätsuntersuchungen wird der Bemessungsabfluss zu $BQ = 150 \text{ m}^3/\text{s}$ angenommen.

Iterative Berechnung der Abflusskennwerte auf der Rampe nach DARCY-WEISBACH mit den folgenden Annahmen:

- Packungsdichte, gewählt $\Phi = 0,80$

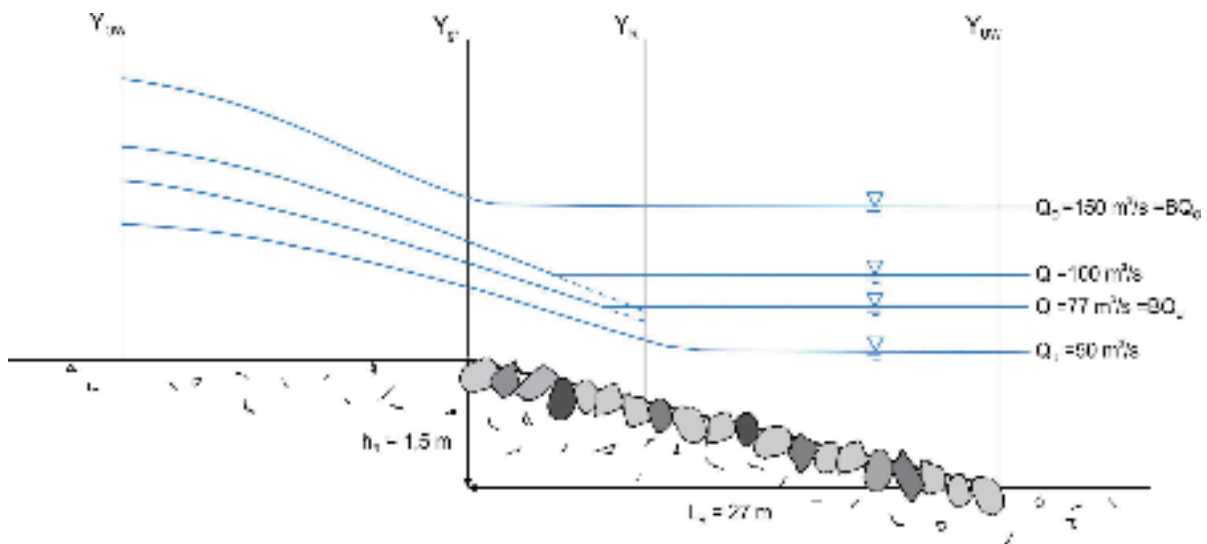


Abb. 2.37: Wasserspiegellagen auf der Rampe, Darstellung überhöht.

2.2.6 NACHWEIS DER HYDRAULISCHEN PARAMETER IN DER REALITÄT

Zur Sicherstellung der Durchgängigkeit für Tiere sind die hydraulischen Forderungen der Ziele (→ Kap. 1.2) für ein möglichst großes Abflussspektrum (NQ bis über MQ) nachzuweisen. Dieser Nachweis kann rechnerisch nur mit einem dreidimensionalen numerischen Strömungsmodell exakt geführt werden. Das Verfahren ist sehr aufwändig und soll im Rahmen des Leitfadens nicht erläutert werden.



Abb. 2.38: Flügelmessungen zur Fließgeschwindigkeitsbestimmung auf einer Rampe.

Für die Praxis können folgende Empfehlungen gegeben werden:

- Ermittlung der Wassertiefe und der mittleren Geschwindigkeit auf der Rampe bei Niedrigwasser. Hierzu kann die Fließformel nach DARCY-WEISBACH (vgl. Formel 2.6) mit dem modifizierten Ansatz zur Bestimmung des Widerstandsbeiwertes für Normalabfluss nach SCHEUERLEIN (1968) (vgl. Formel 2.7) verwendet werden.
- Es ist vor Ort zu prüfen, ob die Wassertiefe auf der Rampe bei Niedrigwasser noch ausreichend ist oder ob infolge des niedrigen Wasserstandes der Abfluss komplett nur noch in den Deckwerksfugen stattfindet. Dies ist durch das Einbringen entsprechenden Feinmaterials zu minimieren.
- Die Fließtiefe auf der Rampe sollte sich an der Gewässergröße und den natürlichen Fischarten des Gewässers orientieren.
- Ein gebündelter Abfluss ohne Abstürze sollte bei jedem Abflusszustand vorhanden sein, um die Durchwanderbarkeit zu gewährleisten.
- Bei größeren Abflüssen sollten auf der Rampe Geschwindigkeitsmessungen mit einem Messflügel o. ä. gemacht werden. Damit können Strömungsmuster und durchwanderbare Bereiche aufgezeigt werden (Abb. 2.8).

2.2.7 ANGREIFENDE KRÄFTE

In diesem Kapitel wird die Wechselwirkung zwischen Strömungsangriff und Widerstand des Rampendeckwerkes erläutert. Grundsätzlich kann dabei zwischen zwei

verschiedenen Belastungssituationen unterschieden werden:

1. Angreifenden Kräften an **einem einzelnen Deckwerkselement**,
2. angreifenden Kräften am **Deckwerk als Gesamtsystem**.

Im Rahmen dieses Kapitels wird die Stabilität von Einzel-elementen und von Deckwerken auf Grundlage der Kräftebilanzierung der hydrodynamischen und der statischen Kräfte erläutert.

Es wird darauf hingewiesen, dass Vorgänge, die zur Zerstörung des Rampendeckwerkes führen, in der Realität komplexerer Art sind und nicht nur durch ein Kräftegleichgewicht beschrieben werden können. Beobachtungen aus der Praxis zeigen, dass neben den angreifenden hydrodynamischen Kräften zusätzlich die

- rückschreitende Erosion,
- eine Ausspülung des Rampenunterbaus und
- eine Destabilisierung des Deckwerks durch nicht sorgfältige Ausführung

zum Verringern der Deckwerksstabilität mit beitragen.

2.2.7.1 ANGREIFENDE KRÄFTE AN EINEM EINZELSTEIN BZW. DECKWERKSELEMENT

Die Aufbereitung der Ansätze zur Bestimmung der Stabilität eines Deckwerkselementes erfolgt in zwei Schritten: Im ersten Schritt werden die Ansätze für Gewässer geringer Sohlenneigung (z. B. Mittelgebirgsflüsse) vorgestellt und erläutert. Im zweiten Schritt werden diese um Ansätze für steile Gewässer (Gebirgsbäche und Raue Rampen) erweitert.

Der klassische Berechnungsansatz zur Bestimmung der Stabilität eines in der Sohle oder in einem Deckwerk eingebetteten Elementes geht von einem Kräftegleichgewicht zwischen

- der durch die Strömung auf das Element ausgeübten Scherkraft F_s (Strömungsangriff) und
- der Widerstandskraft R , die das Element dem Strömungsangriff entgegensetzt,

aus. Im Grenzzustand sind beide horizontalen Kräfte gleich groß und das Element setzt sich gerade in Bewegung. In Abb. 2.39 sind die auf das Element wirkenden Kräfte dargestellt.

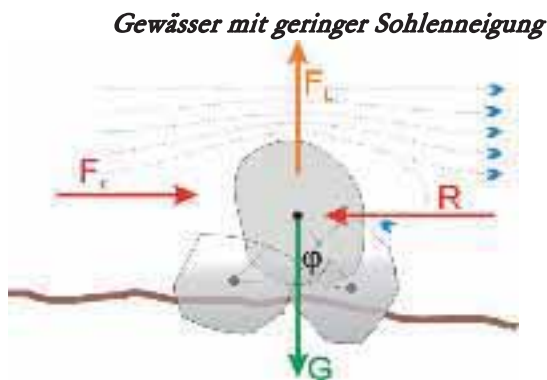


Abb. 2.39: Angreifende Kräfte am Deckwerkselement bei Gewässern mit geringer Sohlenneigung, φ ist dabei der sog. Kraftübertragungswinkel.

▪ Scherkraft F_s

Die Scherkraft ist eine hydrodynamische Kraft und abhängig von der sohlennahen Fließgeschwindigkeit v sowie der Form des Elementes und dem Formwiderstand. Die Scherkraft kann folgendermaßen ermittelt werden (vgl. DITTRICH 1998):

$$F_s = \frac{1}{2} \cdot c_w \cdot A^* \cdot \rho_w \cdot v^2 \quad (2.17)$$

| | |
|----------|---|
| F_s | Scherkraft [N] |
| c_w | Formwiderstandsbeiwert $\approx 0,5$ [-] |
| A^* | senkrecht angeströmte Fläche des Elementes $\leq \pi/4 \cdot d_s^2$ [m ²] |
| ρ_w | Dichte von Wasser [kg/m ³] |
| v | sohlennahe Fließgeschwindigkeit [m/s] |

▪ Widerstandskraft R

Der Widerstand R , mit dem das Element der Strömung entgegensteht, ist proportional zu der Gewichtskraft abzüglich der Auftriebskraft des Elementes. Der Proportionalitätsfaktor ist dabei der Tangens des Kraftübertragungswinkels φ . Für die Widerstandskraft gilt (vgl. DITTRICH 1998):

$$R = \tan(\varphi) \cdot (\rho_s - \rho_w) \cdot g \cdot V \quad (2.18)$$

| | |
|-----------|--|
| R | Widerstandskraft [N] |
| φ | Kraftübertragungswinkel [-] |
| ρ_s | Dichte der Deckwerkssteine [kg/m ³] |
| ρ_w | Dichte von Wasser [kg/m ³] |
| g | Erdbeschleunigung [m/s ²] |
| V | Volumen des Elementes $\leq \pi/6 \cdot d_s^3$ [m ³] |
| d_s | äquiv. Steindurchmesser [m] |

Die Widerstandskraft beinhaltet indirekt über den inneren Reibungswinkel die Verbundwirkung der Deckwerkselemente untereinander. Aus Untersuchungen ist bekannt, dass besonders bei Setzsteindeckwerken durch das Verkeilen der einzelnen Steine das Deckwerk in sich nahezu selbsttragend ist und Kräfte in den Untergrund ableiten kann.

■ **Liftkraft F_L**

Untersuchungen haben ergeben, dass die zahlreichen Faktoren, aus denen die Kräfte F_τ und R abgeleitet werden, in einer dynamischen Wechselwirkung zueinander stehen und sich gegenseitig beeinflussen. Wesentlicher Faktor in diesem Wechselspiel zwischen Strömungsangriff und Deckwerkswiderstand ist die (im klassischen Ansatz nach SHIELDS nicht enthaltene) senkrecht von der Deckwerksoberfläche weggerichtete Liftkraft F_L . Zur Entstehung der Liftkraft und zur Abschätzung ihrer Größenordnung und Wirkung auf die Stabilität von Gewässersohlen existieren unterschiedliche, physikalische phänomenologische Ansätze bzw. Modellvorstellungen, die im **Exkurs 2.2** dargestellt sind.

Gewässer mit steiler Sohlenneigung

Die Beurteilung des Stabilitätszustandes eines Sohlenelementes in einem steilen Gewässer erfolgt analog dem bereits vorgestellten Kräfteansatz. Zu berücksichtigen ist jedoch, dass bei steilen Gewässern die hangabwärtsgerichtete Komponente G_p der Gewichtskraft an Bedeutung gewinnt.

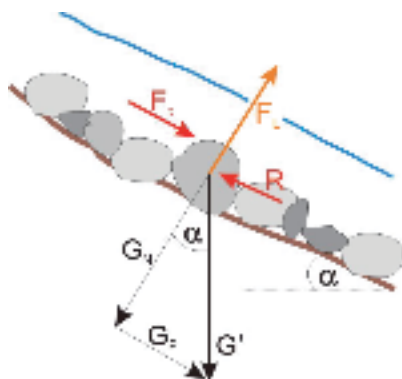


Abb. 2.40: Kräfteansatz am Element bei großem Sohlengefälle.

Für die Kraft G_p kann der Ansatz gemacht werden:

$$G_p = \left[(\rho_s - \rho_w) \cdot g \cdot \frac{d_s^3 \cdot \pi}{6} \right] \cdot \sin(\alpha) \quad (2.19)$$

| | |
|----------|---|
| G_p | Gewichtskraft [N] |
| ρ_s | Dichte des Elementes [kg/m ³] |
| ρ_w | Dichte von Wasser [kg/m ³] |
| g | Erdbeschleunigung [m/s ²] |
| d_s | äquiv. Steindurchmesser [m] |
| α | Sohlengefälle [°] |

Im Grenzfall des Bewegungsbeginns gilt:

$$G_p + F_\tau = R \quad (2.20)$$

| | |
|----------|----------------------|
| G_p | Gewichtskraft [N] |
| F_τ | Scherkraft [N] |
| R | Widerstandskraft [N] |

Da die Scherkraft, die Widerstandskraft und die Liftkraft nur mit sehr großem messtechnischen Aufwand zu bestimmen sind, greift man beim Stabilitätsnachweis für Deckwerke auf empirische Ansätze zurück.

Exkurs 2.2 zu Liftkräften

In der Literatur wird die Entstehung von Liftkräften mit dem Auftreten turbulenter Strömungen und den daraus resultierenden Druck- und Geschwindigkeitsunterschieden im Deckwerk begründet.

RATHGEB (2001) erklärt dies anhand folgender Modellvorstellung: Angenommen, das Deckwerk bestehe aus Blocksteinen der Dicke D_s , die das vertikale Versatzmaß ΔD zum Nachbarstein aufweisen (vgl. Abb. 2.41). Bei Über- und Durchströmung des Deckwerks tritt in der Fuge (b) an der Vorderseite von Stein 1 ein Staupunkt auf, an dem die Strömung nach unten und oben abgelenkt wird. „Die Unterströmung führt zu einem dynamischen Überdruck an der Steinunterseite, der je nach Fugenbreite und Unterbaueigenschaften gedämpft wird. An der Steinoberkante entsteht eine Ablösezone, die je nach Steinform und Strömungsbedingungen die gesamte Steinoberfläche überdeckt oder von der Oberflächenströmung wieder gegen die Steinoberfläche gedrückt wird. Die Folge hiervon ist ein dynamischer Unterdruck an der Steinoberkante. In der unterstromigen Fuge (a) von Stein 1 wird die Umströmung vom Oberflächenanteil der

Strömung mitgerissen, so dass negative dynamische Drücke an der Rückseite von Stein 1 und positive dynamische Drücke an der Vorderseite von Stein 2 zu erwarten sind“ [RATHGEB 2001, S. 39].

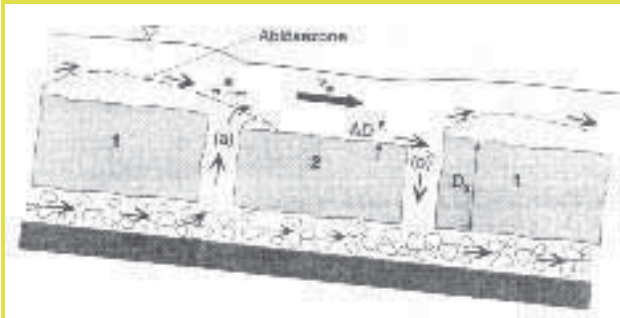


Abb. 2.41: Strömungsvorgänge über und durch das Deckwerk (Fugen vergrößert dargestellt).

DITTRICH (1998) nennt für die Entstehung von Liftkräften zwei unterschiedliche phänomenologische Modellvorstellungen:

- a) Die Liftkraft wird durch Druckunterschiede auf der Ober- und Unterseite des Steines bzw. der Nachlaufzone hinter dem Stein hervorgerufen. Diese Druckdifferenz, welche aus den unterschiedlichen Geschwindigkeiten an der Sohle und über dem Stein resultiert, bewirkt einen dynamischen, von der Sohle weggerichteten Auftrieb.

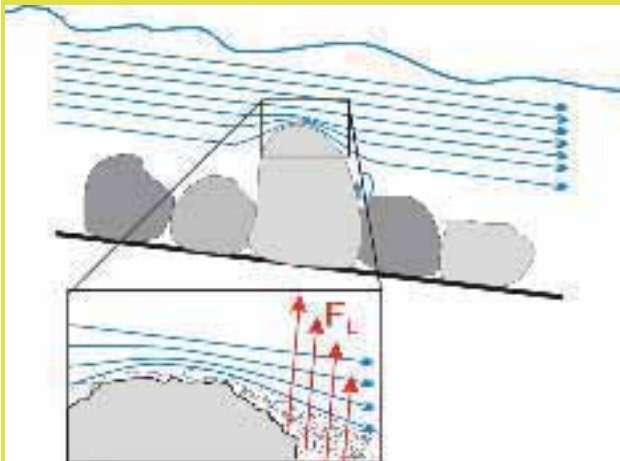


Abb. 2.42: Die Liftkraft als Überlagerung von hydrodynamischen Druckkräften und Turbulenzkräften.

- b) Die Liftkraft resultiert aus Aufwärtsbewegungen („lift-up“-Phasen) strömungsbedingter Wirbelstrukturen. Dabei werden durch „Burst-Zyklen“ von „Hufeisenwirbeln“ (Abb. 2.43) turbulente Druckschwankungen ausgelöst. Der intermittierende Vorgang dieser Burst-Zyklen bewirkt, dass sohlennahe

Flüssigkeit vom Deckwerkelement weggeschleudert und gleichzeitig Flüssigkeit aus sohlenfernen Bereichen mit hoher Geschwindigkeit in Richtung Deckwerkelement und seinem umliegenden Lückensystem gepumpt wird.

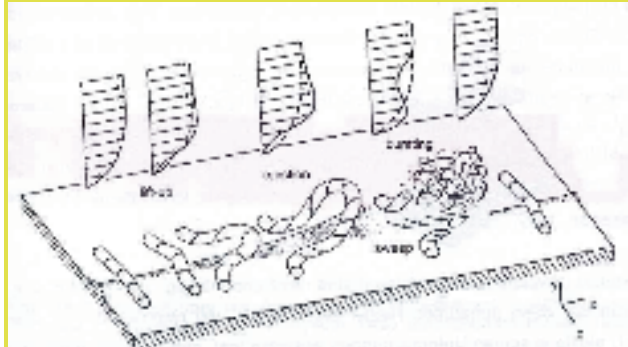


Abb. 2.43: Burst-Zyklus mit Hufeisenwirbel und Zerfall.

Nach NELSON (2001) trägt der Druckunterschied zwischen Ober- und Unterseite zwar zur Entstehung der Liftkräfte bei, kann dafür jedoch nicht allein verantwortlich gemacht werden. Die Begründung der Liftkraft mit Hilfe von Burst-Zyklen stellt NELSON ebenfalls in Frage.

Die Größe der Liftkraft wird meist im Verhältnis zur Scherkraft angegeben. Die Unsicherheit dieses Wertes wird deutlich, wenn Literaturangaben verschiedener Wissenschaftler, wie in Tabelle 2.2 dargestellt, verglichen werden. ABU-SAYF stellte bei Kraftmessungen an einer Testkugel sogar negative Liftkräfte fest [HASSINGER 1991]. Nach DITTRICH (1998) entstehen Liftkräfte, die im Mittel 2,5 mal größer als die Scherkraft F_τ sind

$$F_{L,m} \approx \pm 2,5 \cdot F_\tau \quad (2.21)$$

$F_{L,m}$ Mittlere Liftkraft [N]
 F_τ Scherkraft (\rightarrow 2.17) [N]

und kurzzeitig (Bruchteil von Sekunden) maximale Kräfte auslösen, für die gilt (vgl. DITTRICH 1998):

$$F_{L,max} \approx \pm 18 \cdot F_\tau \quad (2.22)$$

$F_{L,max}$ Maximale Liftkraft [N]
 F_τ Scherkraft (\rightarrow 2.17) [N]

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass zur Entstehung sowie zur Größe von Liftkräften derzeit lediglich Abschätzungen gemacht werden können.

¹ „burst“ = bersten

Tabelle 2.2: Annahmen für Werte des Verhältnisses F_v/F_{τ} bei Bewegungsbeginn [VOGEL(2003), [DIAZ-ONOFRE 2002], [DORNACK 2001].

| Quelle | Verhältnis F_v/F_{τ} |
|--------------------|--|
| CHEPIL (1961) | 0,75 (Luftströmung) |
| VANONI (1977) | 2,5 |
| AHMED (1988) | 3,5-4,3 |
| ABU-SAYFD (1976) | 0,3-1 |
| AKSOY (1973) | 0,15 |
| VAV RADECKE (1989) | 1 |
| HANSEN(1985) | 0,1 |
| HASSINGER (1991) | 0,6 |
| DORNACK (2001) | 0,6 (in Anlehnung an HASSINGER 1991) |
| KNISS (1983) | 0,2 |

Deshalb wurden auf Basis von Laborversuchen empirische Formeln ermittelt, welche die Verbundwirkung besser berücksichtigen sollen. Im folgenden Kapitel werden diese Formeln zur Bemessung des Deckwerks erläutert.

2.2.7.2 ANGREIFENDE KRÄFTE AM DECKWERK

ALS GESAMTSYSTEM

Eine Stabilitätsanalyse des Deckwerks als Gesamtsystem beinhaltet im Wesentlichen den Gleitsicherheitsnachweis des Deckwerks in der maßgebenden Gleitfuge. Je nach Ausbildung des Deckwerks kann sich die entsprechende Gleitfläche in verschiedenen Höhenlagen befinden:

- Zwischen dem Deckwerk und dem Unterbau,
- an den Übergängen zwischen verschiedenen Unterbaumaterialien sowie
- zwischen Sohle und Unterbau.

Auf weitere baustatisch zu führende Nachweise, wie z. B. die Kippsicherheit, wird hier nicht näher eingegangen und auf die weiterführende Literatur verwiesen [LfU 1997], [RATHGEB 2001].

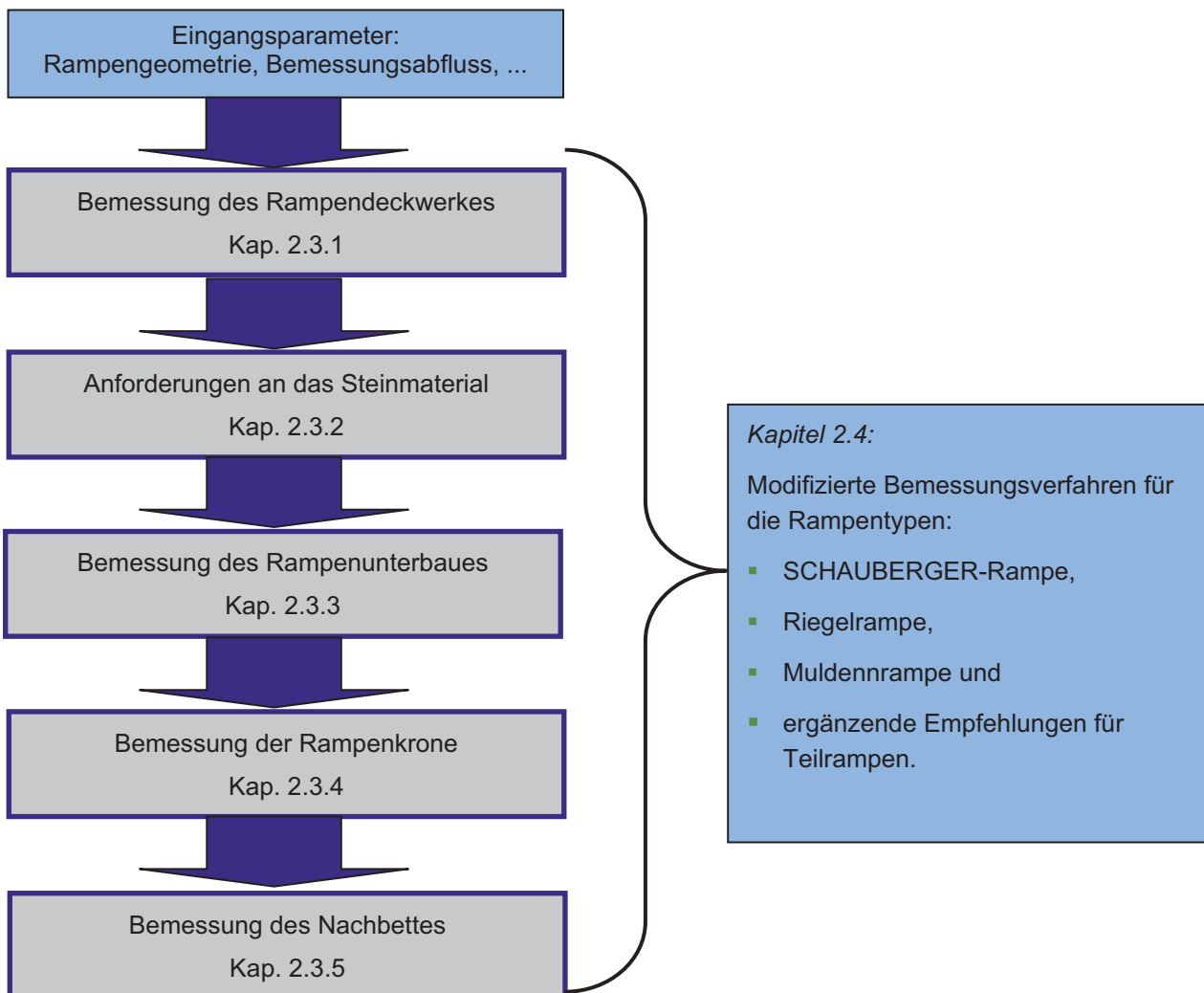
Eine Deckwerksbemessung auf Grundlage der angreifenden Kräfte am Einzelement führt zu unwirtschaftlich großen Steinabmessungen:

- Die Verbundwirkung, die im Deckwerk infolge Verteilung gegeben ist, wird bei der Kräftebilanz lediglich in Form des Kraftübertragungswinkels ϕ berücksichtigt, für den in der Praxis keine verlässlichen Werte vorliegen.
- Baustatische Nachweise, wie Kipp- und Gleitsicherheit, sind zur Beurteilung der Standsicherheit der gesamten Anlage notwendig, geben jedoch keine Hinweise zur Deckwerksbemessung.

2.3 EMPFEHLUNGEN ZUR RAMPENKONSTRUKTION

Die im Anschluss aufgeführten Bemessungsformeln zur Standsicherheit und Deckwerksstabilität wurden für Rampenneigungen von 1:10 bis 1:12 entwickelt. Bei flacheren Rampenneigungen sind somit in der Regel günstigere Bedingungen vorhanden, was zu einer zusätzlichen Sicherheit führt.

Das Kapitel 2.3 beinhaltet die für die Deckwerksbemessung notwendigen Verfahren sowie Empfehlungen zur konstruktiven Ausbildung des Bauwerkes. Die Bemessung wird im Einzelnen nach folgendem Schema durchgeführt:



Je nach Rampentyp wurden die allgemeingültigen Bemessungsformeln modifiziert und speziell an die Rampenart angepasst. In Kapitel 2.4 wird deshalb auf die Bemessung der weiterentwickelten Rampentypen

- SCHAUBERGER-Rampe,
- Riegelrampe und
- Muldenrampe

eingegangen und die Bemessung anhand von praxisnahen Berechnungsbeispielen erläutert.

Zusätzliche Empfehlungen für den Bau von Teilrampen werden in Kapitel 2.4.4 gegeben.

2.3.1 BEMESSUNG DES RAMPENDECKWERKS

Exkurs 2.3 zu existierenden Bemessungsansätzen

Zur Bemessung des Rampendeckwerks wurden von mehreren Autoren für unterschiedliche Anwendungsbereiche empirisch und theoretisch abgeleitete Ansätze aus Modellversuchen entwickelt.

In der Fachliteratur werden im Wesentlichen die in Abb. 2.44 dargestellten Ansätze diskutiert und gegenübergestellt. Eine aktuelle Darstellung der gängigen Ansätze ist [VOGEL 2003], [RATHGEB 2001] und [DORNACK 2001] zu entnehmen.

| Autoren | Bemessungsgleichung | Anwendungsbereich |
|--|--|---|
| Ishash (1936) | $v_{cr} = 1,2 \cdot \sqrt{\frac{2g \cdot (\rho_s - \rho_w)}{\rho_w}} \cdot \sqrt{d_s}$ | (überflutete Steinschüttdämme) |
| Lindford / Saunders (1967) | $q_{cr} = 7,97 \cdot \left(\frac{1,2 \cdot 0,263 \cdot \tan \varphi'}{\rho_s} \cdot \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \right)^{2,25} \cdot \sqrt{d_s^3} \cdot I^{-0,75}$ | 1:12,5 + 1:5 (überströmbare Dämme) |
| Officer (1967) | $q_{cr} = 0,235 \cdot \left(\frac{1,2 \cdot \rho_s - \rho_w}{\rho_s} \right)^{2,25} \cdot \sqrt{d_s^3} \cdot I^{-0,75}$ | 1:12,5 + 1:5 (überströmbare Dämme) |
| Hartung / Scheuerlein (1970) | $q_{cr} = 5 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot g \cdot (\rho_s - \rho_w)}{\sigma} \cdot (\sigma - 1 + 1,3 \cdot \sin \alpha)} \cdot \sqrt{d_s^3} \cdot \sqrt{\cos \alpha}$ | 1:20 + 1:1,5 (Rampgräben) |
| Knauss (1979) | $q_{cr} = \left(1,2 + \frac{0,064}{I} \right) \cdot \sqrt{g} \cdot d_s^2$ | 1:15 + 1:8 (Setzsteinrampen) |
| (1981) | $q_{cr} = \left(1,438 + \frac{0,08}{I} \right) \cdot \sqrt{g} \cdot d_s^2$ | |
| Whittaker / Jäggi (1986) | $q_{cr} = 0,257 \cdot \sqrt{\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}} \cdot \sqrt{g} \cdot D_{50}^2 \cdot I^{-1,05}$ | 1:20 + 1:4 (Schütt- und Setzsteinrampen) |
| Rathurst (1987) | $q_{cr} = 0,15 \cdot \sqrt{g} \cdot d_{50}^2 \cdot I^{-1,12}$ | > 1:50 |
| Abt / Johnson (1991) | $q_{cr} = \frac{1}{1,35} \cdot 3,416 \cdot d_s^{1,75} \cdot I^{-0,35}$ | 1:100 + 1:5 (überströmbare Dämme) |
| Hassinger (1991) | $\frac{v_{cr}}{\sqrt{\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \cdot g \cdot d_s}} = \frac{2,44}{1 + 0,04 \cdot \sqrt{\frac{(\rho_s - \rho_w) \cdot \theta \cdot g}{\rho_s \cdot d_s \cdot X}}} \cdot \frac{2,07 \cdot b}{0,57 \cdot v_{cr}} \cdot \sqrt{\frac{\tan \beta - \mu_s / (\rho_s - \rho_w) \cdot I_c}{1 + 0,75 / \cos \beta + 0,66 \cdot \tan \beta}}$ | 1:14 + 1:8 (Setzsteinrampen) |
| Aberle (2000) | $q_{cr} = 0,079 \cdot \sqrt{g} \cdot d_s^2 \cdot I^{-1,1}$ | Strukturierte Gehirgsbäche, Step-Pool-System |
| Platzner (2000) | Steinsatz: $q_{cr} = \left[(1,40 + 0,67 \cdot (f - 1)^{0,75}) \cdot \frac{1}{I_s} - (5,0 + 3,4 \cdot f^{0,75}) \right] \cdot \sqrt{g} \cdot \left(\frac{d_s}{3} \right)^2$ Steinwurf: $q_{cr} = (1,84 \cdot \frac{1}{I_s} - 9,2) \cdot \sqrt{g} \cdot \left(\frac{d_s}{3} \right)^2$ | (muldenförmige Setzsteinrampen, Schluffsteinrampen) |
| Dornack (2001) | $q_{cr} = (0,649 \cdot I_s^{-0,5} + 1,082 \cdot I_s^{0,4})^{0,75} \cdot \sqrt{\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \cdot (1 + I_s)^{-0,7} \cdot \sqrt{g} \cdot d_s^2}$ | 1:10 + 1:1,5 (überströmbare Dämme) |
| Palt (2001) | $q_{cr} = 0,093 \cdot \sqrt{g \cdot \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \cdot d_s^2} \cdot I^{-1,25}$ | strukturierte Gehirgsbäche, Step-Pool-System |
| Symbole d_s [m] äquivalenter Kugeldurchmesser eines Steins D [m] äquivalenter Kugeldurchmesser eines Steins f [] Formparameter der Rampensteine g [m/s ²] Erdbeschleunigung I [] Neigung ρ_s, ρ_w [kg/m ³] Packungsfaktoren q_{cr} [m ³ /s/m] kritischer spezifischer Abfluss pro Dreienmeter v_{cr} [m/s] kritische Geschwindigkeit α [°] Schrägungswinkel β [°] Abstützwinkel des Deckwerks μ_s [kg/m ²] Dichte des Steins ρ_w [kg/m ³] Dichte des Wassers σ [] Luftgehaltsparameter φ' [°] Ruhewinkel oder Reibungswinkel | | |

Abb. 2.44: Aufstellung existierender Bemessungsgleichungen zur Deckwerksstabilität.

Ein Vergleich gängiger Formeln auf Basis der dimensionslosen steinbezogenen Froudezahl:

$$Fr_s = \frac{q}{\sqrt{g \cdot d_s^3}} \quad [-] \quad (2.23)$$

- Fr_s steinbezogene Froudezahl [-]
- q breitenspezifischer Abfluss [$m^3/(s \cdot m)$]
- g Erdbeschleunigung [m/s^2]
- d_s äquivalenter Steindurchmesser [m]

ist in Abb. 2.45 für die Setzsteinbauweise und in Abb. 2.46 für die Schüttsteinbauweise dargestellt. Aus beiden Abbildungen wird ersichtlich, dass die Diskrepanz der einzelnen Ansätze für flache Rampenneigungen zunimmt. Dies resultiert nach Meinung der Autoren aus den unterschiedlichen Versuchsbedingungen und Anwendungsgrenzen der einzelnen Ansätze.

Aus Abb. 2.45 wird ersichtlich, dass die größten steinbezogenen Froudezahlen (und folglich die kleinsten Steine) nach LARSEN (1991) und DORNACK (2001) ermittelt

werden. Dies resultiert aus der Überschätzung der Stabilität infolge der Verzahnung einzelner Deckwerkselemente im Verbund.

Die Ansätze nach LINFORD/SAUNDERS, WHITTAKER/JÄGGI (1986) und DORNACK (2001) folgen einer Formelstruktur ähnlich des empirischen Fließgesetzes nach GAUCKLER-MANNING-STRICKLER. Dies wird nach RATHGEB (2001) durch die Abhängigkeit des spezifischen Abflusses von der Rampenneigung verdeutlicht: $q_{crit} = f(a, b, \dots I_R^x)$.

Im Rahmen des Leitfadens wird zur Deckwerksbemessung in Setzsteinbauweise der Ansatz nach HARTUNG/SCHUEURLEIN (1970) empfohlen. Abb. 2.45 zeigt auf, dass dieser Ansatz besonders im typischen Einsatzbereich der Setzsteinbauweise ($I_R \geq 0,2$) die Mittelwertlinie der Kurvenschar aller verglichenen Ansätze bildet.

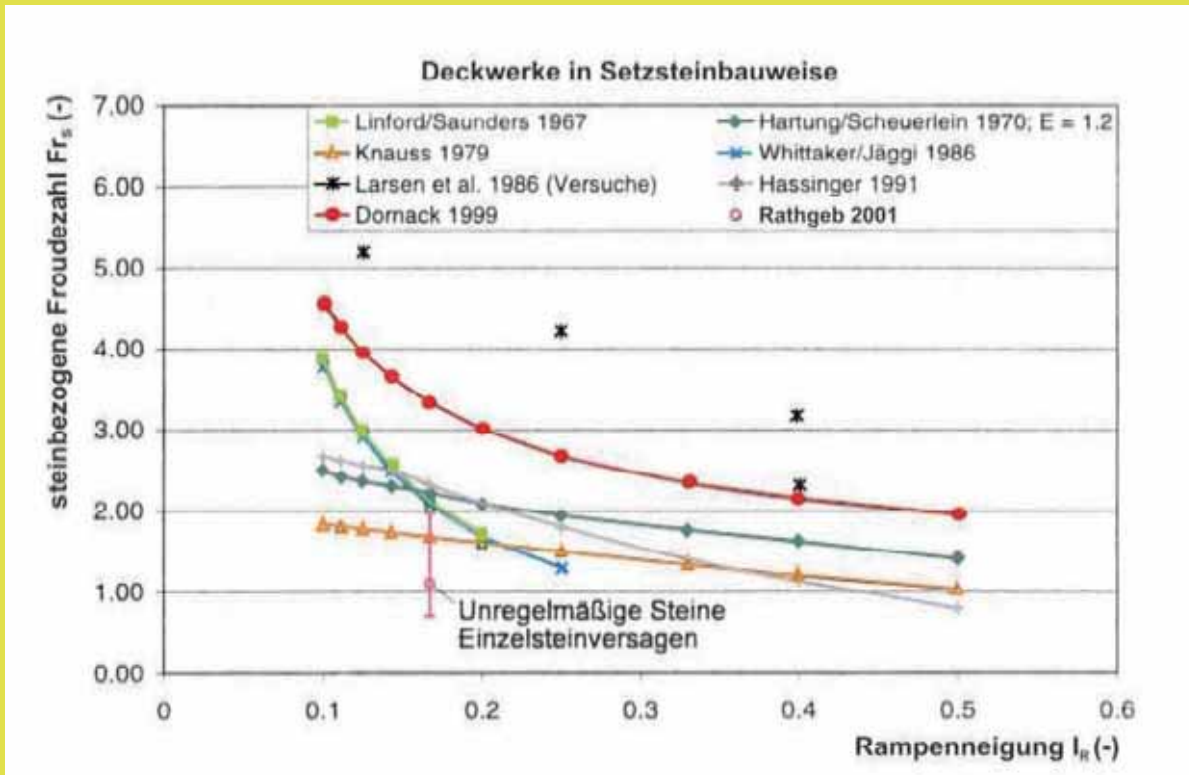


Abb. 2.45: Bemessungskurven für Setzsteinbauweise.

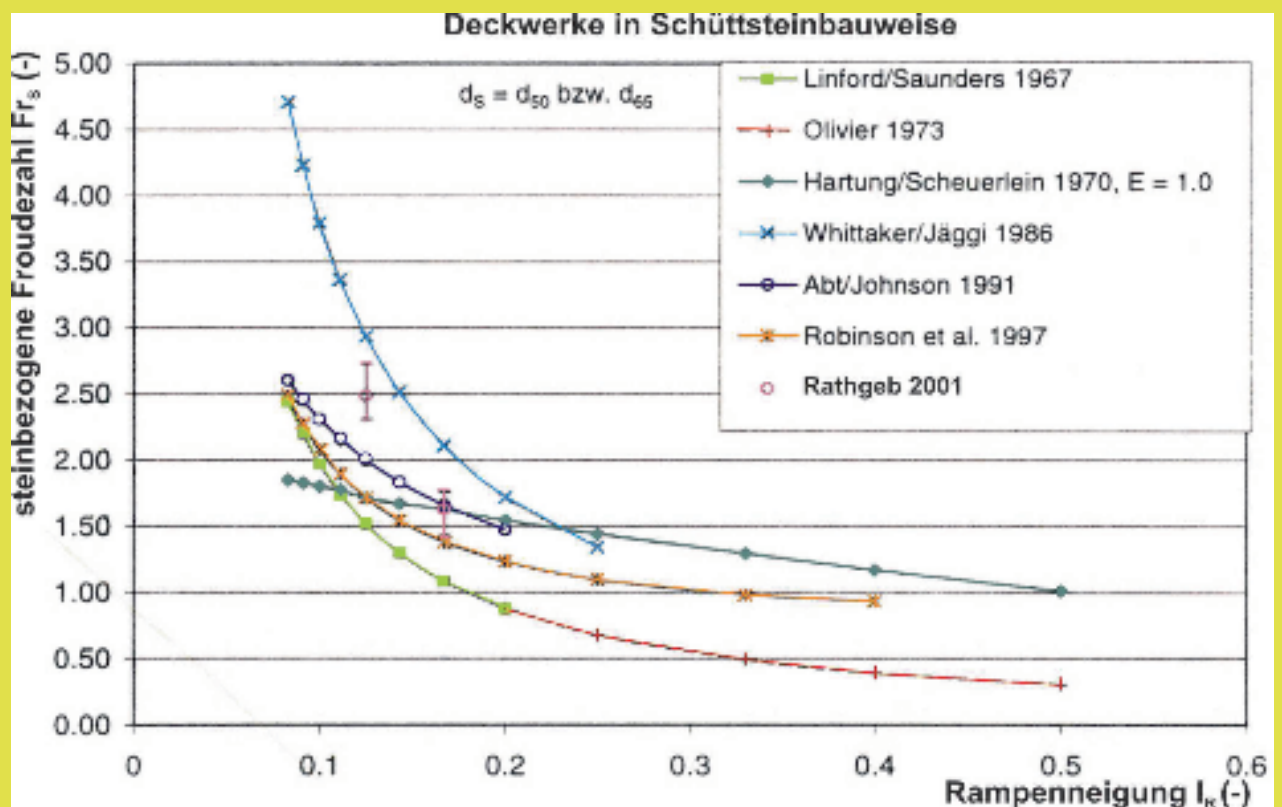


Abb. 2.46: Bemessungskurven für Schüttsteinbauweise.

Abb. 2.46 zeigt die Zunahme der steinbezogenen Froudezahlen im Bereich flacher Rampenneigungen.

Dies erscheint plausibel, da bei kleiner Rampenneigung eine große Fließtiefe (und somit ein großer spezifischer Abfluss) notwendig wird, um ähnliche hydrodynamische Belastungen auf das Deckwerks auszuüben, wie dies bei großen Rampenneigungen bereits schon bei kleinen Fließtiefen der Fall ist.

Jedoch findet in der Realität bei großen Fließtiefen auf der Rampe i. d. R. aufgrund des hohen Unterwasserstandes kein Fließwechsel mehr statt, so dass die hydrodynamische Belastung auch in diesem Fall eher gering bleibt (vgl. Abb. 2.28), wodurch sich die relativ kleinen Steindurchmesser erklären lassen.

Der Ansatz nach WHITTAKER/JÄGGI (1986) berücksichtigt empirisch die Verzahnung bei realen Einbauqualitäten, die durch wasserbauliche Modellversuche quantifiziert und durch die Auswertung von Naturmessungen verifiziert wurde.

Im Rahmen des Leitfadens wird speziell für eher flach geneigte Rampen ($I_r \leq 0,2$), bei denen sich der Deckwerksaufbau in Schüttsteinbauweise anbietet, der Ansatz nach WHITTAKER/JÄGGI (1986) empfohlen. Der Ansatz basiert auf umfangreichen Natur- und Modelluntersuchungen an der ETH Zürich und ist einer der fundiertesten Bemessungsgleichungen [GEBLER 1991].

WHITTAKER/JÄGGI (1986) empfehlen zudem eine Sicherheitsabminderung von q_{crit} um 20 %, um die Stabilität des Deckwerkes gegenüber Umwelteinflüssen, die im Labor versuchstechnisch nicht berücksichtigt werden konnten, zu gewährleisten.

Mit der Formel nach HARTUNG/SCHEUERLEIN (1970) wird für **Rampendeckwerke in Setzsteinbauweise** der für die Deckwerksstabilität **erforderliche Steindurchmesser** nach folgendem Berechnungsschema bestimmt:

1) Eingangsgrößen:

- Dichte der Deckwerkssteine ρ_s
- Rampenneigung I_R , daraus abgeleitet:

$$\cos(\alpha) = \frac{1}{I_R \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{I_R^2}}} \quad (2.24)$$

α Rampenneigung [°]

I_R Rampenneigung [-]

2) Wahl eines äquivalenten Steindurchmessers d_s für das Rampendeckwerk.

3) Berechnung der kritischen Rampenfließgeschwindigkeit, bei der das Deckwerk gerade noch stabil ist nach [HARTUNG/SCHEUERLEIN 1970]:

$$v_{krit} = 1,2 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} \cdot \cos(\alpha) \cdot d_s} \quad (2.25)$$

v_{krit} krit. Rampenfließgeschwindigkeit [m/s]

g Erdbeschleunigung [m/s²]

ρ_s Dichte der Deckwerkssteine [kg/m³]

ρ_w Dichte von Wasser [kg/m³]

α Rampenneigung [°]

d_s äquivalenter Steindurchmesser [m]

4) Berechnung der Fließgeschwindigkeit v_R auf der Rampe bei BQ (→ Kap. 2.2.5).

Achtung: Die nach DARCY-WEISBACH berechenbare Fließgeschwindigkeit trifft bei BQ meistens nicht zu, da sich aufgrund des UW-Standes auf der Rampe i .d. R. kein Normalabfluss mehr einstellt.

5) Nachweis:

$$v_R \leq v_{krit} ?$$

⇒ JA: weiter mit (6)

⇒ NEIN: wähle größeren äquivalenten

Steindurchmesser d_s und fahre mit (3) fort.

6) Bestimmung der erforderlichen Mindeststeinmasse und der Steinabmessungen:

$$m_s = \frac{\rho_s \cdot \pi \cdot d_s^3}{6}$$

$$l_{\text{Stein}} \approx 1,6 \cdot d_s \quad (2.26)$$

$$b_{\text{Stein}} \approx 0,8 \cdot d_s$$

m_s erf. Mindeststeinmasse [kg je Stein]

ρ_s Dichte der Deckwerkssteine [kg/m³]

d_s äquivalenter Steindurchmesser [m]

l_{Stein} ca. Steinlänge (Birnenform) [m]

b_{Stein} ca. Steinbreite [m]

BERECHNUNGSBEISPIEL 1 (Teil 4a):

Für die geplante Rampe soll das Deckwerk in Setzsteinbauweise dimensioniert werden. Dazu wird analog dem Berechnungsschema vorgefahren:

1) Eingangsgrößen:

▪ Rampenneigung $I_R = 1:18 = 0,0556$ [-]

▪ Dichte der Steine: $\rho_s = 2650$ kg/m³

▪ $\cos(\alpha) = 0,998$; ($\alpha = 3,81^\circ$)

2) Wahl: $d_s = 0,70$ m

3) Berechnung der krit. Rampenfließgeschwindigkeit:

$$v_{krit} = 5,71 \text{ m/s}$$

4) Fließgeschwindigkeit auf der Rampe aus BQ-Ermittlung (→ Berechnungsbeispiel Teil 3 in Kap. 2.2.5):

$$BQ = 150 \text{ m}^3/\text{s} \Leftrightarrow v_R = 5,65 \text{ m/s}$$

5) Nachweis:

$$v_R = 5,65 \text{ m/s} < v_{krit} = 5,71 \text{ m/s} \quad \checkmark$$

6) Berechnung der Steinkennwerte:

$$m_s \approx 476 \text{ kg je Stein}$$

$$l_{\text{Stein}} \approx 1,1 \text{ m,}$$

$$b_{\text{Stein}} \approx 0,6 \text{ m}$$

Mit der Formel nach WHITTAKER/JÄGGI (1986) wird für **Rampendeckwerke in Schüttsteinbauweise** der für die Deckwerksstabilität **erforderliche Steindurchmesser** nach folgendem Berechnungsschema bestimmt:

1) Eingangsgrößen:

- Dichte der Deckwerkssteine ρ_s
- Rampenneigung I_R

2) Wahl eines äquivalenten Steindurchmessers d_s für das Rampendeckwerk.

3) Berechnung des kritischen spezifischen Rampenabflusses, bei dem das Deckwerk gerade noch stabil ist nach [WHITTAKER/JÄGGI 1986]:

$$q_{crit} = 0,257 \cdot \sqrt{\frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w}} \cdot \sqrt{g \cdot d_{65}^3} \cdot I_R^{-7/6} \quad (2.27)$$

$$d_{65} = \frac{d_s}{1,06}$$

- q_{crit} max. zul. spezifischer Abfluss [$m^3/(s \cdot m)$]
- ρ_s Dichte der Deckwerkselemente [kg/m^3]
- ρ_w Dichte von Wasser [kg/m^3]
- g Erdbeschleunigung [m/s^2]
- d_{65} Steindurchmesser bei 65% Siebdurchgang [m]
- I_R Rampenneigung [-]
- d_s äquivalenter Steindurchmesser [m]

4) Sicherheits-Abminderung von q_{crit} :

Die Untersuchungen von WHITTAKER/JÄGGI (1986) wurden alle an sehr dichtgepackten Schüttsteindeckwerken unter Laborbedingungen gemacht. In Naturversuchen zeigte sich, dass in fließender Welle gebaute Schüttsteindeckwerke weniger widerstandsfähig sind. WHITTAKER/JÄGGI empfehlen, den maximalen spezifischen Bemessungsabfluss um 20 % abzumindern:

$$q_{max} = 0,8 \cdot q_{crit} \quad (2.28)$$

- q_{max} abgeminderter spez. Rampenabfluss [$m^3/(s \cdot m)$]
- q_{crit} max. zulässiger spezifischer Abfluss [$m^3/(s \cdot m)$]

Ermittlung des vorhandenen spezifischen Rampenabflusses:

$$q_{ist} = \frac{BQ}{b_R} \quad (2.29)$$

- q_{ist} vorhandener spezifischer Abfluss [$m^3/(s \cdot m)$]
- BQ Bemessungsabfluss (\rightarrow Kap. 2.2.3) [m^3/s]
- b_R Rampensohlenbreite [m]

6) Nachweis der Deckwerksstabilität:

$$q_{ist} \leq q_{max} ?$$

\Rightarrow JA: weiter mit (7)

\Rightarrow NEIN: Wahl eines größeren äquivalenten Steindurchmessers d_s und neue Berechnung (Punkt 3).

7) Bestimmung der Schichtstärke der Steinschüttung:

$$\text{Schichtstärke} \geq 2 \cdot d_s$$

8) Berechnung der erforderlichen Steinmasse:

$$m_s = \frac{\rho_s \cdot \pi \cdot d_s^3}{6} \quad (2.30)$$

- m_s Mindeststeinmasse [kg je Stein]
- ρ_s Dichte der Deckwerkssteine [kg/m^3]
- d_s äquivalenter Steindurchmesser [m]

9) Abschätzen der Schüttsteinklasse:

$$d_{50} = \frac{d_s}{1,25} \rightarrow \text{Kornverteilungskurve} \quad (2.31)$$

- d_{50} Steindurchm. bei 50 % Siebdurchgang [m]
- d_s äquivalenter Steindurchmesser [m]

In Abb. 2.47 ist die Kornverteilungskurve nach KNISS (1977) mit den eingetragenen Schüttsteinklassen abgebildet.

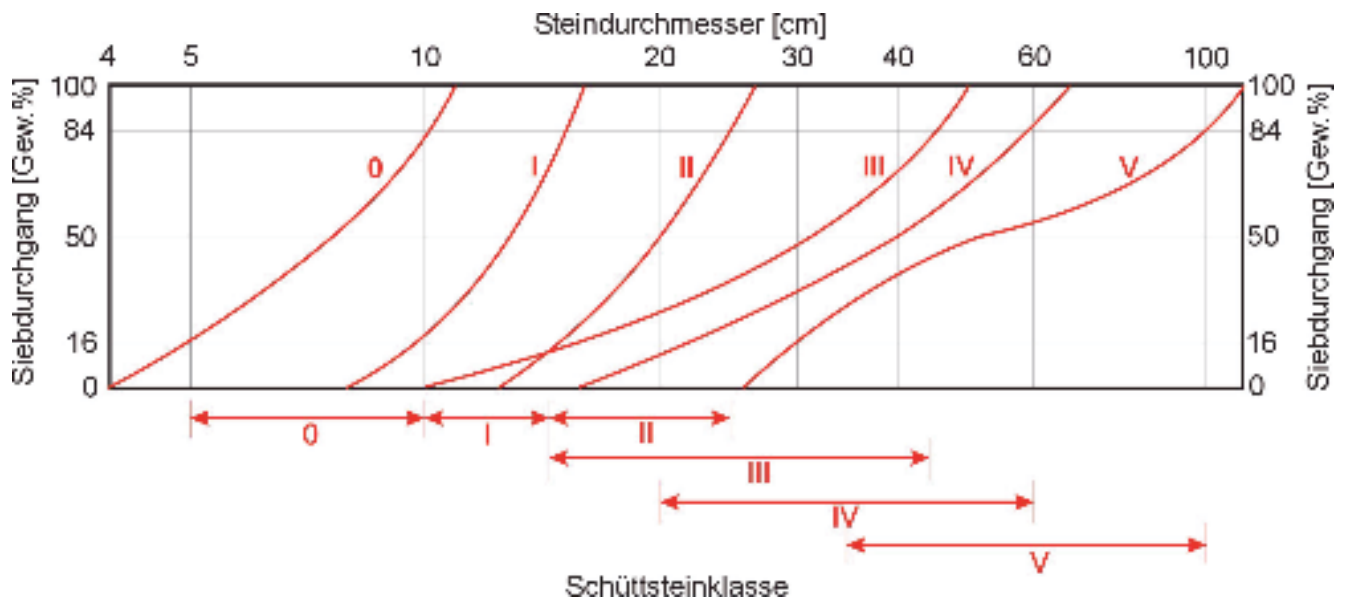


Abb. 2.47: Kornverteilungskurve nach KNIESS (1977) zur Bestimmung des Steindurchmessers und der Schüttsteinklasse..

BERECHNUNGSBEISPIEL 1 (Teil 4b):

In Fortsetzung zur Bestimmung des Bemessungsabflusses BQ soll für die geplante Rampe nun das Deckwerk in Schüttsteinbauweise dimensioniert werden. Dazu wird analog dem Berechnungsschema verfahren:

1) Eingangsgrößen:

- Rampenneigung $I_r = 1:18 = 0,0556 [-]$
- Dichte der Steine: $\rho_s = 2650 \text{ kg/m}^3$

2) Wahl: $d_s = 0,70 \text{ m}$

3) Berechnung q_{crit} :

$$d_{65} = 0,66 \text{ m}$$

$$q_{\text{crit}} = 16,15 \text{ m}^3/(\text{s m})$$

4) Sicherheits-Abminderung von q_{crit} :

$$q_{\text{max}} = 0,8 \cdot q_{\text{crit}} = 12,92 \text{ m}^3/(\text{s m})$$

5) Ermittlung des vorhandenen spezifischen Rampenabflusses:

$$q_{\text{ist}} = BQ/b_R = 150/20 = 7,5 \text{ m}^3/(\text{s m})$$

Nachweis der Deckwerksstabilität:

$$q_{\text{max}} = 12,92 \text{ m}^3/(\text{s m}) > q_{\text{ist}} = 7,5 \text{ m}^3/(\text{s m}) \checkmark$$

6) Bestimmung der Schichtstärke:

$$\text{Schichtstärke} \geq 2 \cdot 0,70 = 1,40 \text{ m}$$

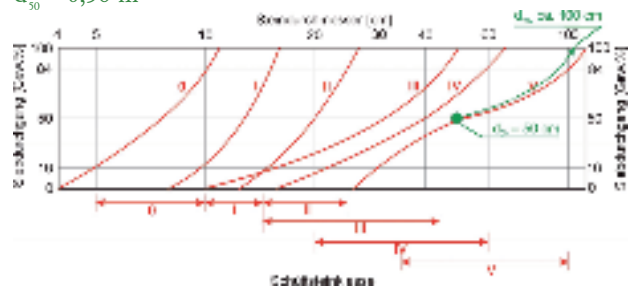
→ gewählt: 1,40 m Schichtstärke

7) Berechnung der erforderlichen Steinmasse:

$$m_s \approx 476 \text{ kg je Stein}$$

8) Abschätzen der Schüttsteinklasse:

$$d_{50} = 0,56 \text{ m}$$



⇒ Schüttsteinklasse V mit $d_{100} \approx 1 \text{ m}$

2.3.2 ANFORDERUNGEN AN DAS STEINMATERIAL UND EINBAUEMPFEHLUNGEN

Sohlenrampen sind möglichst aus örtlich vorkommendem Gesteinsmaterial zu bauen. Die für das Deckwerk einer Rampe zu verwendenden Steine unterliegen hinsichtlich der Dichte und Verwitterungsbeständigkeit den Anforderungen der Technischen Lieferbedingungen für Wasserbausteine: TLW 2003. Ab 1. Juni 2004 müssen innerhalb der EU alle nationalen Verwaltungsvorschriften, Gesetze und Regelungen an die DIN EN 13383 angepasst sein, soweit sie ihnen widersprechen. Im Rahmen dieser Anpassung wurden auch die TLW 1997 durch die TLW 2003 ersetzt, in der z. B. die Klassifizierung der Steinklassen geändert wurde. Anforderungen an Wasserbausteine wurden soweit wie möglich dem bisherigen Anforderungsniveau, der TLW 1997 entsprechend erhalten (BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU 2004). Danach darf beispielsweise die mittlere Trockenrohddichte¹ der Steine 2300 kg/m³ nicht unterschreiten.

Außerdem werden Grenzwerte, Eignungsnachweise, wie z. B. Druckfestigkeit, Verwitterungsbeständigkeit und Raumbeständigkeit, angegeben und Abmessungen von Schüttsteinen nach Größenklassen festgelegt.

Grundsätzlich geeignet für die Verwendung als Wasserbausteine sind die Granite des Grundgebirges, wie sie z. B. im Schwarzwald anzutreffen sind. Ton- und Mergelsteine, mineralisch gebundene Buntsandsteine sowie Felsgesteine mit Rissen, Schieferungen und mergeligen Einlagerungen erfüllen die Anforderungen der TLW (2003) nicht und sind damit ungeeignet.

Für die Ausschreibung des Deckwerks ist eine genaue Beschreibung des in der Bemessung ermittelten Steinmaterials erforderlich. Die Vorgabe einer bestimmten Steinsorte ist ökonomisch nicht sinnvoll, da die Steinvorkommen regional sehr unterschiedlich sind und Preisunterschiede erheblich sein können.

Wesentlich für die Ausschreibung sind die Steinform, die Mindestabmessungen, das Mindestgewicht sowie bei der Steinschüttung die Schüttsteinklasse und der Hinweis auf die Technischen Lieferbedingungen für Wasserbausteine [TLW 2003]. Die Ausschreibungstexte liegen zum Teil

bei den in der Praxis verwendeten Standardleistungskatalogen vor.

Folgendes ist bei der Lieferung und beim Einbau der Steine auf der Baustelle zu beachten:

- Für die gelieferten Steine ist ein **Eignungsnachweis** zur Verwendung als Wasserbausteine nach TLW (2003) von dem Auftragnehmer zu erbringen. Die Trockenrohddichte¹ der Steine ist mit der durch die Bemessung zugrunde gelegten Steindichte zu vergleichen und die Steinabmessungen ggf. zu korrigieren.
- Die **Steinform** soll unregelmäßig birnenförmig sein. Quaderförmige Steine sind für die Gestaltung des Rampendeckwerkes unbrauchbar. Sie führen meist zu „plattigen“ Rampen, die eher einer Sohlenpflasterung ähneln.
- Die **Steinabmessungen** sind beim Einbau anhand von Stichproben zu kontrollieren und mit den in der Bemessung zugrunde gelegten Werten und dem in der Ausschreibung vorgegebenen Toleranzbereich abzugleichen.
- Das **Setzen der Steine** erfolgt von der Fußsicherung aus von unten nach oben auf Kontakt, um eine gute Verklammerung zu erreichen.
- Der Steinsatz in der Sohle muss mit den Böschungen gut **verzahnt** sein.
- Bei einem Deckwerk aus einer Steinschüttung sind stichprobenartig die Steindurchmesser und die **Schüttdicke** zu kontrollieren.

¹ Trockenrohddichte: Bodendichte, Masse des Gesamtbodens bezogen auf ein definiertes Volumen einschließlich des Porenraumes. Bestimmung durch Trocknung des Bodens bei 105 °C und Bildung des Verhältnisses dieser Trockenmasse zum (Ausgangs-)Bodenvolumen [LEXIKON DER GEOWISSENSCHAFTEN 2000].

2.3.3 BEMESSUNG DES RAMPENUNTERBAUES BZW. DES RAMPENFILTERS

Für die Stabilität Rauer Rampen ist die richtige Bemessung des Rampenunterbaus ein entscheidender Faktor. Um ein Abgleiten oder eine Abpflasterung zu verhindern, muss außer bei Schüttsteindeckwerken mit erosionsbeständiger Flusssohle unter dem eigentlichen Rampendeckwerk ein den Filterkriterien entsprechender Unterbau vorgesehen werden. Eine ausführlichere Beschreibung der Vorgänge bei Strömungsangriff im Unterbau und der möglichen Versagensmechanismen sind in Kapitel 2.1.1.3 und bei WHITTAKER /JÄGGI (1986) zu finden.

Filter² bei Rauen Rampen bestehen im Wesentlichen aus Kornfiltern mit gebrochenen, geschütteten Materialien, Geotextilien oder einer Kombinationen beider Materialien. Die Auswahl, Abstufung und Bemessung erfolgt entsprechend den gängigen Filterregeln. Da zahlreiche Faktoren, wie Standortbedingungen, Konstruktion u. a. für die Bemessung maßgebend sind, wird im folgenden Abschnitt nur vereinfachend auf die Bemessung der Filter eingegangen. Weitere Informationen finden sich in der entsprechenden Literatur der Bodenmechanik und in den

- Technischen Lieferbedingungen für Wasserbausteine (TLW), 2003
- Technische Lieferbedingungen für geotextile Filter (TLG), 1993
- Merkblättern der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) zur Anwendung von Korn- und geotextilen Filtern
- Schweizer Norm (SN) 670125a, "Filtermaterialien".

Für **Kornfilter** können in der Praxis folgende Filterregeln angewandt werden:

- Entsprechend den Qualitätsvorschriften für körnige Lockergesteine der Schweizer Norm SN 670125a (1983) muss die Korngrößenverteilung des Filtermaterials folgende Bedingungen erfüllen.

$$\frac{d_{15,F}}{d_{15,B}} > 5$$

$$\frac{d_{15,F}}{d_{85,B}} \leq 5 \quad (2.32)$$

$$\frac{d_{50,F}}{d_{50,B}} \leq 25$$

$d_{x,F}$ Korndurchmesser des Filters (gröberes Material) bei x % Siebdurchgang [m]

$d_{x,B}$ Korndurchmesser der Basis (feineres Material) bei x % Siebdurchgang [m]

Nach TERZAGHI gilt

$$\frac{d_{15,F}}{d_{85,B}} \leq 4 \quad (2.33)$$

Die Filterregeln müssen zwischen Deckwerk und Unterbau sowie zwischen Unterbau und anstehendem Sohlenmaterial eingehalten werden. Evtl. werden mehrere Filterschichten benötigt. Bei der Bemessung entspricht jeweils die untere Schicht dem Basiserdstoff (Index b).

Geotextilien sind in Kontakt mit Locker- und Felsstein verwendete wasser- und luftdurchlässige textile Flächengebilde. Sie bestehen i. d. R. aus synthetischen Fasern oder Bändchen, die zu Geweben, Vliesen oder Netzen verarbeitet werden. Die wichtigsten Angaben und Eigenschaften eines Geotextils gehen aus seinem Datenblatt hervor (SN 670125 a, 1983). Die Filterdimensionierung funktioniert über das Verhältnis der Porenöffnung des Geotextils bezüglich des Korndurchmessers des anstehenden Bodens. Weitere Informationen finden sich in der genannten Literatur.

2.3.4 BEMESSUNG UND KONSTRUKTION DER RAMPENKRONE

Im normalen Betriebszustand (Abflussspektrum von NQ bis BQ) soll sich auf der Rampenkronen Grenztiefe einstellen, damit die Anlage die Abflusskontrolle behält.

Diese ergibt sich, wenn die Rampenkronen im Vergleich zur angrenzenden Oberwassersohle um w erhöht wird und sich die Grenztiefe y_{gr} und die Grenzgeschwindigkeit v_{gr} über der Rampenkronen einstellen (kein Rückstau vom Unterwasser).

² Filter: Schicht mit definierter Kornverteilung oder Geotextile, die bei Wasserdurchtritt Materialtransport verhindert (Unterscheidung nach Form und Lage).

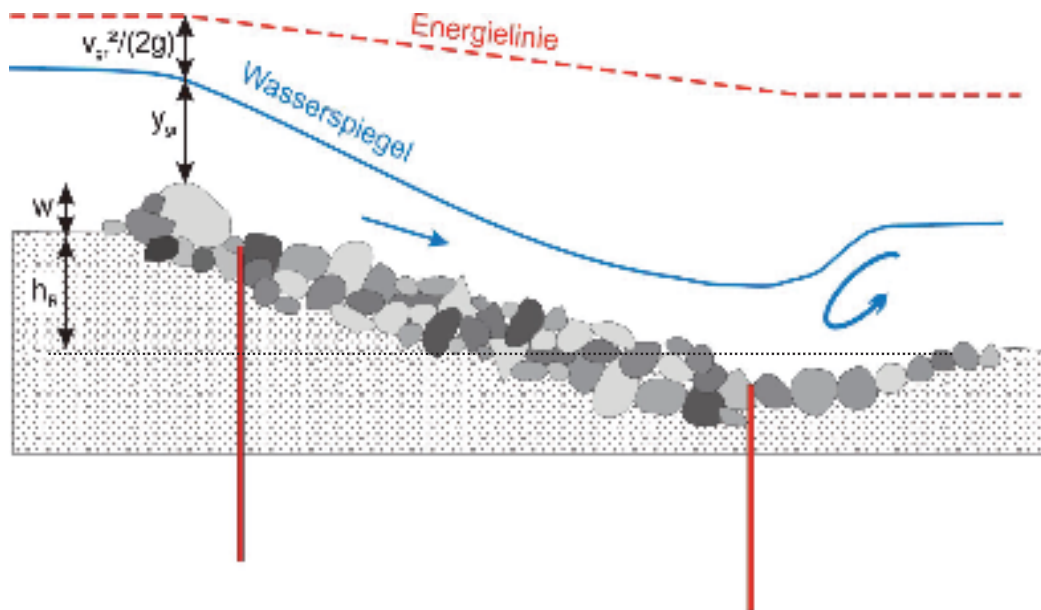


Abb. 2.48: Definition der Rampenkronenhöhe w

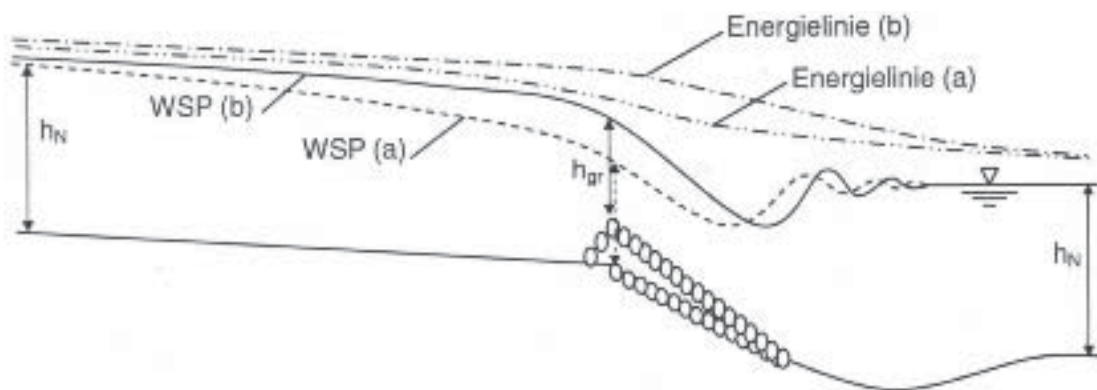


Abb. 2.49: Verlauf der Energielinien über einer Rampe ohne (a) und mit (b) angehobener Krone

Abb. 2.48 (zeigt den Wasserspiegel- und Energielinienverlauf mit und ohne Rampenkronen. Ohne Rampenkronen stellt sich im Oberwasser eine Senkungslinie ein, bei der das Gefälle der Energielinie steiler verläuft als das der Sohle. Das kann zu Erosionserscheinungen an der Sohle oberhalb der Rampe führen. Eine parallel zur Sohle verlaufende Energielinie kann durch Anhebung der Rampenkronen erreicht werden. Des Weiteren wird dadurch immer eine Mindestwassertiefe im Oberwasser vor der Rampe gewährleistet.

Durch die spezielle Formgebung wird auch der Geschiebedurchgang über die Rampe ermöglicht. Die Praxis hat gezeigt, dass sich infolge der Anhebung kein zusätzlicher Aufstau ergibt und dass die Fließgeschwindigkeit oberhalb der Rampe langsam erhöht wird.

Die erforderliche Anhebung w wird nach folgender Beziehung ermittelt:

$$w = \left(y_{ow} + \frac{v_{ow}^2}{2 \cdot g} \right) - \left(y_{gr} + \frac{v_{gr}^2}{2 \cdot g} \right) \quad (2.34)$$

- w Anhebung der Rampenkronen relativ zur Oberwassersohle [m]
- y_{ow} (Normal-)Wassertiefe im OW der Rampe [m]
- v_{ow} Fließgeschwindigkeit im OW der Rampe [m/s]
- y_{gr} Grenzfließtiefe auf der Rampenkronen [m]
- v_{gr} Grenzfließgeschwindigkeit auf der Rampenkronen [m/s]
- g Erdbeschleunigung [m/s²]

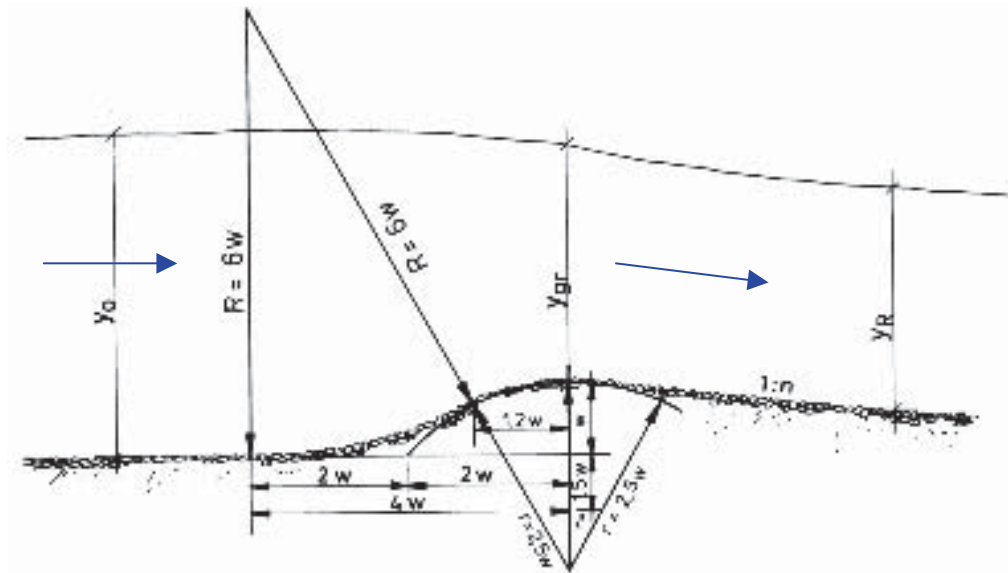


Abb. 2.50: Beispiel für die konstruktive Gestaltung der Rampenkronen nach JAMBOR (1959).

Die Abflusskennwerte y_{ow} und v_{ow} im Oberwasser können vereinfacht unter der Annahme von Normalabflussbedingungen mit der Fließformel nach GAUCKLER-MANNING-STRICKLER bestimmt werden. Die Grenzabflusskennwerte resultieren aus der Ermittlung der oberen Grenze (→ Kap. 2.2.5).

Die konstruktive Gestaltung der Rampenkronen wird nach JAMBOR (1959) durchgeführt (vgl. Abb. 2.50). Ursprünglich für Wehrhöcker entwickelt, weist diese Form günstige Eigenschaften bezüglich der Hydraulik und der Geschiebeabfuhr auf. Untersuchungen ergaben, dass der optimale Krümmungsradius $R = 2,5 \cdot w$ beträgt. Das heißt, der Krümmungsradius der Rampenkronen ist 2,5 mal so groß wie die zulässige Rampenkronen.

2.3.5 BEMESSUNG UND KONSTRUKTION DES NACHBETTES

Nur bei erosionsbeständigem Sohlenmaterial (Grobkies, Steinblöcke, anstehender Fels) kann nach GEBLER (1991) eine Nachbettsicherung entfallen.

Beobachtungen an zerstörten Anlagen zeigten, dass infolge von Kolkbildung am und direkt hinter dem Rampenfuß eine rückschreitende Erosion einsetzen kann, die als **maßgebender Versagensmechanismus** die Stabilität der Anlage gefährdet.

Bei **Rampenfußsicherungen, z. B. durch Spundwände**, hat man beobachtet, dass infolge der starren Abrisskante zwischen Bauwerk und Sohle Wirbel entstehen, die eine Kolkbildung begünstigen.

Bei erosionsgefährdeter Flusssohle wird von mehreren Autoren eine Nachbettsicherung ausdrücklich verlangt. Aus den unterschiedlichen Ansätzen und Empfehlungen (vgl. [GEBLER 1991], [PLATZER 2000], [SCHAUBERGER 1965], [HASSINGER 1991] u. a.) kann für die Praxis bei Flachlandflüssen, wie sie in Baden-Württemberg vorkommen, folgende Empfehlung gegeben werden.

Von der unterwasserseitigen Flusssohle aus ist in Richtung Rampenfuß ein muldenförmiger Kolk zu formen. Durch diesen muldenförmigen Nachbettkolk wird eine Stabilisierung des Wechselsprungs und eine Dämpfung der Wellen bewirkt [PLATZER 2000], [GEBLER 1991]. Der Kolk ist allerdings nur bis zu mittleren Abflüssen hydraulisch wirksam.

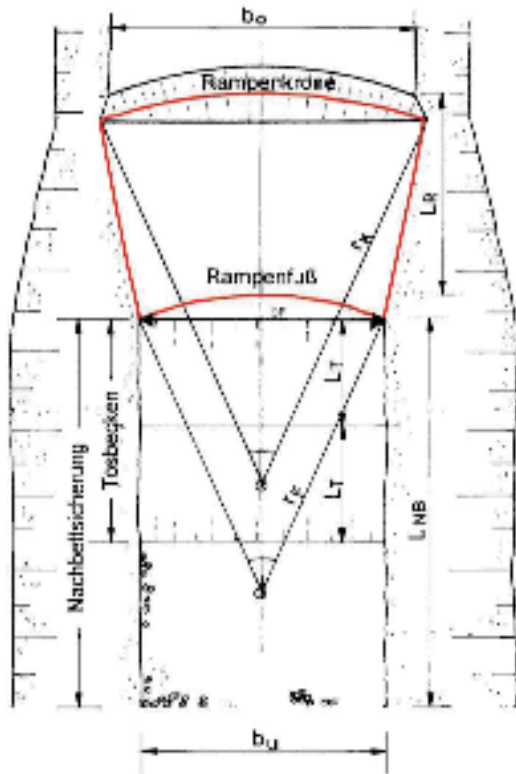
Die Kolktiefe berechnet sich nach GEBLER (1991) aus:

$$t = \frac{h_R}{3} \text{ bis } \frac{h_R}{2} \quad (2.35)$$

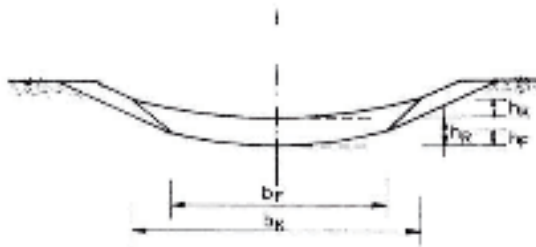
t Kolktiefe [m]

h_R Rampenhöhe [m] = Rampenkronen bis UW-Sohle

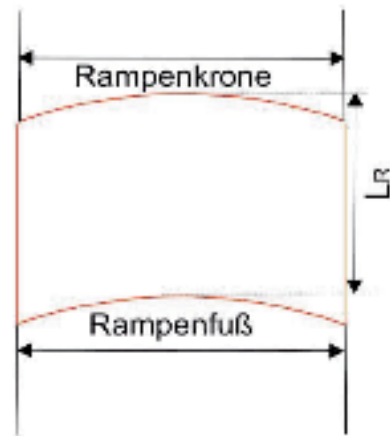
Grundriss mit konischen Rändern und



Ansicht von Unterwasser



mit parallelen Rändern



Längsschnitt

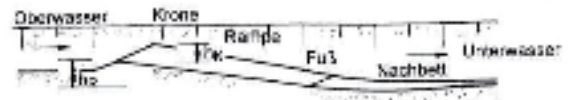


Abb. 2.53: Grundriss, Längsschnitt und Ansicht einer doppelt-räumlich gekrümmten Steinrampe nach SCHAUBERGER. Eingetragen sind die aus der Vordimensionierung resultierenden Rampenabmessungen:

Abflussdaten

- Bemessungsabfluss BHQ für die Leistungsfähigkeit des Gerinnes (Nachweis → Kap. 2.2.3)
- Bemessungsabfluss BQ für die maximale Deckwerksbelastung (→ Kap. 2.2.5)

Im Zuge der Vordimensionierung werden entsprechend der folgenden Empfehlungen die charakteristischen Rampenabmessungen festgelegt:

Rampenfußbreite b_F

Der Rampenfuß hat gegenüber der Unterwassersohle bzw. des Nachbettes eine leichte Einschnürung:

$$0,90 \cdot b_U \leq b_F \leq 1,0 \cdot b_U \quad (2.39)$$

b_U Sohlenbreite im Unterwasser [m]

b_F Rampenfußbreite [m]

PLATZER empfiehlt aufgrund neuester Untersuchungen, Rampen mit konischen Rändern nur in Ausnahmefällen zu verwenden, wenn z. B. beengte Platzverhältnisse vor-

liegen oder spezielle Oberwasserbedingungen, wie Spiegelausenungen, Sohlenaufweitung etc., zu berücksichtigen sind. Rampen mit parallelen Rändern ergeben kürzere Nachbettkolke und sind mit einem größeren spezifischen Abfluss belastbar.

Krümmungsradius des Rampenfußes r_f

Nach SCHAUBERGER (1965) gilt:

$$r_f = 1,25 \cdot b_f \quad (2.40)$$

r_f Krümmungsradius des Rampenfußes [m]

b_f Rampenfußbreite (\rightarrow 2.39) [m]

Anhebung der Rampenkronen w

Die Kronenanhebung w gegenüber der angrenzenden Oberwassersohle wird entsprechend Kap. 2.3.4 ermittelt.

Durchhang der Rampenkronen h_k und des Rampenfußes h_f

Der Durchhang der Rampenkronen und des Rampenfußes wird in Abhängigkeit von der Wassertiefe auf der Rampenkronen ermittelt. Dabei kann die Annahme gemacht werden, dass sich bei BQ auf der Rampenkronen die Grenztiefe y_{gr} einstellt. Die Berechnung der Grenztiefe ist im Rahmen der Ermittlung der oberen Grenze von BQ erläutert worden (\rightarrow Kap. 2.2.5):

$$h_k \approx h_f = 0 \div 0,22 \cdot y_{gr} \quad (2.41)$$

h_k Durchhang der Rampenkronen [m]

h_f Durchhang des Rampenfußes [m]

y_{gr} Grenztiefe auf der Rampenkronen bei BQ [m]

2) Anpassung der Kronenhöhe

Zusammenstellung der maßgebenden Höhenknoten:

| | |
|------------------------|---------------------------|
| Höhe der UW-Sohle | z_U |
| Rampenfußhöhe in Achse | $z_{f,A}$ |
| Rampenfußhöhe am Rand | $z_{f,R} = z_{f,A} + h_f$ |
| Kronenhöhe in Achse | $z_{k,A} = z_U + h_R + w$ |
| Kronenhöhe am Rand | $z_{k,R} = z_{k,A} + h_k$ |
| Höhe der OW-Sohle | $z_O = z_U + h_R$ |

(Alle Angaben in m+NN)

Ermittlung des rampenspezifischen Überfallbeiwertes μ_R nach HASSINGER (1991). Die dazu benötigte relative Überfallhöhe berechnet sich nach

$$h_{ü,A} = z_O + y_{OW} - z_{k,A} \quad (2.42)$$

$h_{ü,A}$ relative Überfallhöhe [m]

z_O Höhe der OW-Sohle [m+NN]

y_{OW} Wassertiefe im Oberwasser [m]

$z_{k,A}$ Kronenhöhe in Achse [m+NN]

Für den weiteren Verlauf muss für das Rampendeckwerk ein äquivalenter Steindurchmesser d_s gewählt werden.

Der rampenspezifische Überfallbeiwert berechnet sich nach HASSINGER (1991) unter Einhaltung folgender Grenzwerte wie folgt:

$$\text{Ist } 2,05 \leq (h_{ü,A}/d_s) \leq 3,37 ?$$

\Rightarrow NEIN: Wahl einer anderen Rampengeometrie

\Rightarrow JA: Berechne μ_R

$$\mu_R = 0,48 + \left(\frac{h_{ü,A}}{d_s} - 2,05 \right) \cdot 0,106 \quad (2.43)$$

μ_R spezifischer Überfallbeiwert [-]

$h_{ü,A}$ relative Überfallhöhe (\rightarrow 2.45) [m]

d_s äquiv. Durchmesser der Deckwerkssteine [m]

Rampenabflussberechnung:

$$Q_{R,ber} = \frac{2}{3} \cdot \mu_R \cdot b_k \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot h_{ü,A}^{1,5} \quad (2.44)$$

$Q_{R,ber}$ berechneter Rampenabfluss [m³/s]

μ_R spez. Überfallbeiwert (\rightarrow 2.43) [-]

b_k Breite der Rampenkronen [m]

g Erdbeschleunigung [m/s²]

$h_{ü,A}$ relative Überfallhöhe (\rightarrow 2.42) [m]

$$\text{Ist } Q_{R,ber} \approx BQ ?$$

\Rightarrow JA: Kronengeometrie ok.

\Rightarrow NEIN: Wahl einer anderen Rampenkronenbreite oder einer anderen Kronenanhebung bzw. eines anderen Steindurchmessers.

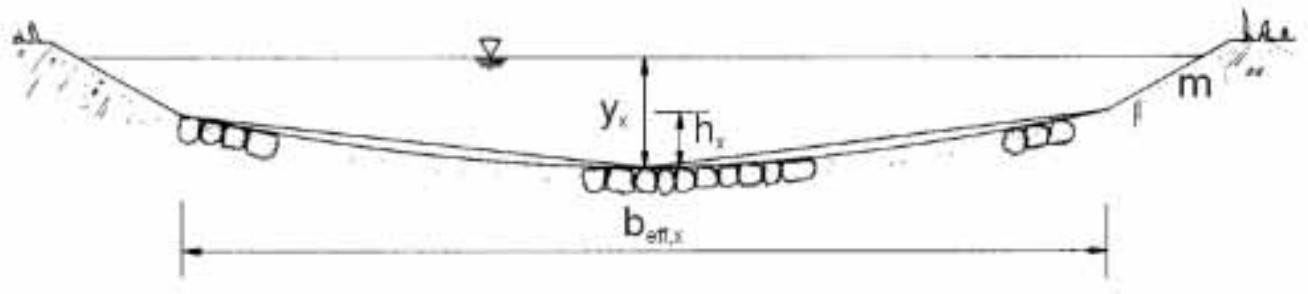


Abb. 2.54: Vereinfachung des Querschnittes.

3) Ermittlung der maßgebenden Strömungsgrößen

Durch die Strömungsablösungen an den seitlichen Böschungen der Rampe und infolge der Rampenkrümmung quer zur Längsachse ist die effektiv durchflossene Rampenbreite etwas geringer als die tatsächliche Rampenbreite.

Damit sind der spezifische Abfluss und die Deckwerksbelastung entlang der Rampenlängsachse am größten und nehmen zu den Rändern hin ab.

Effektive Rampenbreite b_{eff}

$$0,8 \cdot b_R \leq b_{\text{eff}} \leq 0,85 \cdot b_R \quad (2.45)$$

b_R Rampenbreite [m]
 b_{eff} effektive Rampenbreite [m]

Vereinfachung der Querschnittsgeometrie:

Aufgrund der räumlich gekrümmten Rampengeometrie ist eine genaue hydraulische Berechnung sehr kompliziert. Der Rampenquerschnitt wird deswegen als Trapez idealisiert (vgl. Abb. 2.54).

Maßgebende Querschnittswerte an der Stelle x

Der maßgebende Querschnitt mit den maximalen hydraulischen Belastungen des Rampendeckwerkes liegt an der Stelle, die sich im Abstand $x \approx 0,8 \cdot L_R$ (L_R = Rampenlänge) von der Rampenkronen entfernt nach UW gehend befindet. Die effektive Sohlenbreite an dieser Stelle berechnet sich aus folgender Beziehung:

$$b_{\text{eff},x} = b_K - 0,8 \cdot (b_K - b_{\text{eff},F}) \quad (2.46)$$

$b_{\text{eff},x}$ eff. Rampenbreite an der Stelle x [m]
 b_K Rampenkronenbreite [m]
 $b_{\text{eff},F}$ eff. Rampenfußbreite nach (2.45) [m]

Der Durchhang an der Stelle x berechnet sich aus

$$h_x = h_K - 0,8 \cdot (h_K - h_F) \quad (2.47)$$

h_x Rampendurchhang an der Stelle x [m]
 h_K Rampenkronendurchhang [m]
 h_F Rampenfußdurchhang [m]

Berechnung der maßgebenden Strömungskennwerte an der Stelle x

Die Berechnung von maßgebender Fließtiefe und -geschwindigkeit wird iterativ durchgeführt:

$$\begin{aligned} q_{\text{rech}} &\approx q_{\text{vorh}} \\ q_{\text{rech}} &= v_x \cdot y_x \\ v_x &= \frac{1}{\sqrt{\lambda}} \cdot \sqrt{8 \cdot g \cdot r_{\text{hy}} \cdot I_R} \end{aligned} \quad (2.48)$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = 2 \cdot \log_{10} \left(\frac{r_{\text{hy}}}{k \cdot (0,425 + 2,025 \cdot I_R \cdot \Phi)} \right)$$

$$q_{\text{vorh}} = \frac{BQ}{b_{\text{eff},x}}$$

q_{rech} berechneter spez. Rampenabfluss [$\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$]
 q_{vorh} vorhandener spez. Rampenabfluss [$\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$]
 v_x Fließgeschwindigkeit an der Stelle x [m/s]
 y_x Wassertiefe an der Stelle x [m]
 λ Widerstandsbeiwert [-]
 g Erdbeschleunigung [m/s^2]
 I_R Rampenneigung [-]
 r_{hy} hydraulischer Radius [m]
 k hydraulische Rauheit ($\approx 0,54 \cdot d$) [m]
 Φ Packungsdichte ($\approx 0,8$ bis $0,85$) [-]
 BQ Bemessungsabfluss [m^3/s]
 $b_{\text{eff},x}$ eff. Rampenbreite an der Stelle x [m]

Die Strömungsberechnung muss iterativ solange durchgeführt werden, bis die Bedingung $q_{\text{rech}} \approx q_{\text{vorh}}$ für ein bestimmtes y_x erfüllt ist. Der dimensionslose Widerstands-

beiwert λ wird dabei nach dem Ansatz von HASSINGER (1991) ermittelt.

4) Nachweis der Steinstabilität

Der Nachweis der Steinstabilität erfolgt nach Kap. 2.3.1. Die in Kap. 2.3.2 aufgezeigten Anforderungen an das Steinmaterial sind dabei einzuhalten.

5). Bemessung des Rampenunterbaus

Die Bemessung des Rampenunterbaus wird wie in Kap. 2.3.3 beschrieben durchgeführt.

6) Bemessung des Nachbettes

Die Bemessung des Nachbettes wird analog der Vorgehensweise in Kap. 2.3.5 durchgeführt.

PLATZER (2000) stellte fest, dass SCHAUBERGER-Rampen sehr sensibel auf geometrische Fehler im Deckwerk reagieren. Die entstehenden asymmetrischen Strömungsbelastungen im Nachbettkolk gefährden besonders bei feinem Sohlensubstrat die Standsicherheit des Bauwerks und des Nachbettbereiches.

Die Herstellung des Deckwerks sollte demnach mit möglichst großer Sorgfalt und genauer Einhaltung der geplanten Muldengeometrie erfolgen. Da bei Schüttsteindeckwerken die Genauigkeit der Rampengeometrie nicht groß genug ist, sollten SCHAUBERGER-Rampen in Schüttsteinbauweise nur bei kleinen Höhen verwendet werden.

BERECHNUNGSBEISPIEL 2:

Gegeben ist ein Fluss mit Trapezquerschnitt, in dem ein vorhandenes Betonwehr komplett durch eine Steinrampe nach SCHAUBERGER ersetzt werden soll.

Vordimensionierung:

a) Gerinneedaten

Sohlenbreite im OW und UW: $b_o = b_u = 27 \text{ m}$

Böschungsneigung: $1:\text{m} = 1:2,5$

mittleres Sohlgefälle: $I_{so} = 0,0013$

Rauheitsbeiwert: $k_{st} = 30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$

b) Rampendaten

Rampenhöhe: $h_R = 1,5 \text{ m}$

Rampenneigung: $I_R = 0,066$

Rampenlänge: $L_R = 22,5 \text{ m}$

Dichte der Steine: $\rho_s = 2600 \text{ kg/m}^3$

c) Abflussdaten

Im Rahmen einer Voruntersuchung wurde der Bemessungsabfluss ermittelt. Es ergaben sich folgende Werte:

Bemessungsabfluss: $BQ = 250 \text{ m}^3/\text{s}$

Strömungskennwerte im OW und UW bei BQ:

Wassertiefe: $y_{ow} = y_{uw} = 3,4 \text{ m}$

Fließgeschwindigkeit: $v_{ow} = v_{uw} = 2 \text{ m/s}$

Strömungskennwerte auf der Rampenkronen:

Grenztiefe: $y_{gr} = 2 \text{ m}$

Fließgeschwindigkeit: $v_{gr} = 3,9 \text{ m/s}$

Im Rahmen der Vordimensionierung wird die Rampengeometrie festgelegt:

Rampenfußbreite ($\rightarrow 2.39$):

$$b_F = 0,95 \cdot b_u = 0,95 \cdot 27 = 25,65 \text{ m}$$

Krümmungsradius am Rampenfuß ($\rightarrow 2.40$):

$$r_F = 1,25 \cdot b_F = 1,25 \cdot 25,65 = 32,06 \text{ m}$$

Anhebung der Krone ($\rightarrow \text{Kap. 2.33}$):

$$\begin{aligned} w &= (y_{ow} + v_{ow}^2/2 \cdot g) - (y_{gr} + v_{gr}^2/2 \cdot g) \\ &= (3,4 + 2^2 / 19,62) - (2 + 3,9^2 / 19,62) \\ &= 0,83 \text{ m} \end{aligned}$$

Durchhang Krone und Fuß ($\rightarrow 2.41$):

$$h_K = h_F = 0,22 \cdot y_{gr} = 0,44 \text{ m}$$

Anpassung der Kronenhöhe:

Zusammenstellung der maßgebenden Höhenkoten (z_U ist gegeben):

Höhe der UW-Sohle $z_U = 95,00$

Rampenfußhöhe in Achse $z_{F,A} = 95,00$

Rampenfußhöhe am Rand $z_{F,R} = 95,44$

Kronenhöhe in Achse: $z_{K,A} = 97,33$

Kronenhöhe am Rand: $z_{K,R} = 97,77$

Höhe der OW-Sohle $z_o = 96,50$

(alle Angaben in m+NN)

Rampenspezifischer Überfallbeiwert nach HASSINGER (1991) ($\rightarrow 2.43$):

Relative Überfallhöhe:

$$h_{u,A} = z_o + y_{ow} - z_{K,A} = 96,5 + 3,4 - 97,3 = 2,6 \text{ m}$$

Der äquivalente Steindurchmesser wird zu $d_s = 0,80 \text{ m}$ gewählt. Damit gilt:

$$2,05 < h_{u,A}/d_s = 2,6/0,8 = 3,25 < 3,37 \checkmark$$

$$\mu_R = 0,48 + (3,37 - 2,05) \cdot 0,106 = 0,62$$

(berechnet mit $h_{u,A}/d_s = 3,37$ – sichere Seite)

Rampenabflussberechnung:

$$Q_{\text{ber}} = 2/3 \cdot \mu_R \cdot b_K \cdot (2 \cdot g)^{1/2} \cdot h_{\text{ü,A}}^{1,5} \approx 207 \text{ m}^3/\text{s}$$

Die Rampenkronenbreite $b_K = 27 \text{ m} = b_O$ ist zu gering!

Wahl von $b_K = 32,5 \text{ m}$ und Neuberechnung oder anderes d_s wählen:

$$Q_{\text{ber}} = 2/3 \cdot \mu_R \cdot b_K \cdot (2 \cdot g)^{1/2} \cdot h_{\text{ü,A}}^{1,5} \approx 250 \text{ m}^3/\text{s}$$

Der Querschnitt muss im OW der Rampe leicht aufgeweitet werden, damit die Rampe die Abflussleistung bei BQ erbringen kann. Die Breite der Rampenkronen muss mindestens 32,5 m betragen.

Ermittlung der maßg. Strömungsgrößen:

Maßgebende Querschnittswerte an der

Stelle $x = 0,8 \cdot L_R = 0,8 \cdot 22,5 = 18 \text{ m}$

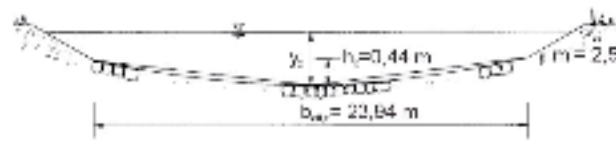
unterhalb der Rampenkronen:

$$b_{\text{eff,F}} = 0,85 \cdot b_F = 0,85 \cdot 25,65 = 21,80 \text{ m}$$

$$b_{\text{eff,x}} = b_K - 0,8 \cdot (b_K - b_{\text{eff,F}}) = 23,94 \text{ m}$$

$$h_x = h_K - 0,8 \cdot (h_K - h_F) = 0,44 \text{ m}$$

Daraus ergibt sich folgende Querschnittsidealisierung für den maßgebenden Rampenquerschnitt:



Berechnung der maßgebenden Strömungskennwerte an der Stelle x :

Die Berechnung wird iterativ durchgeführt. Dazu werden folgende Eingangswerte angenommen:

$$k = 0,54 \cdot d_s = 0,43 \text{ m}, \Phi = 0,9.$$

Es ergeben sich folgende Berechnungsergebnisse:

$$q_{\text{vorh}} = BQ/b_{\text{eff,x}} = 250/23,94 = 10,44 \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$$

$$y_x = 2,15 \text{ m} \text{ gewählt}$$

$$\Rightarrow A = 53,52 \text{ m}^2, l_U = 33,15 \text{ m}, r_{\text{hy}} = 1,61 \text{ m}$$

$$\Rightarrow 1/\lambda^{1/2} = 1,68, v_x = 4,85 \text{ m/s}$$

$$\Rightarrow q_{\text{rech}} = 10,42 \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m}) \approx q_{\text{vorh}}$$

Nachweis der Steinstabilität:

Bemessung für Deckwerksaufbau in Setzsteinbauweise nach Kap. 2.3.1.

$$\cos(\alpha) = 1/[I_R \cdot (1 + 1/I_R^2)]^{1/2} = 0,998$$

$$v_{\text{krit}} = 1,2 \cdot (2 \cdot 9,81 \cdot 1,6 \cdot 0,998 \cdot 0,8)^{1/2} = 6,0 \text{ m/s}$$

$$v_x = 4,85 \text{ m/s}$$

$$v_x < v_{\text{krit}} \Rightarrow \text{Nachweis erbracht!}$$

Steinkennwerte:

$$m_s = 2600 \cdot \pi \cdot 0,8^3/6 \approx 700 \text{ kg je Stein}$$

$$l_{\text{Stein}} \approx 1,6 \cdot d_s = 1,30 \text{ m}$$

$$b_{\text{Stein}} \approx 0,8 \cdot d_s = 0,64 \text{ m}$$

Bemessung des Rampenunterbaus:

Die Bemessung wird nach Kap. 2.3.3 durchgeführt:

$$1/14 \cdot d_s = 0,06 \text{ m}, 1/17 \cdot d_s = 0,05 \text{ m}$$

Der äquivalente Durchmesser der Steinschüttung für den Deckwerksunterbau sollte 0,05 m bis 0,1 m betragen.

Bemessung des Nachbettes:

Das Nachbett wird entsprechend Kap. 2.3.5 bemessen. Im Einzelnen ergeben sich folgende Abmessungen:

Kolktiefe $t = 0,60 \text{ m}$ gewählt.

Länge des Übergangsbereiches vom Kolk bis zum Anschluss an die UW-Sohle ca. 12 m.

Der äquivalente Durchmesser der Steinschüttung im Nachbett soll $d_{\text{NB}} = 0,04 \cdot v_{\text{UW}}^2 = 0,16 \text{ m}$ betragen. Die Schichtstärke der Schüttung beträgt ca. 0,4 m.

Der Nachweis der ökologischen Durchgängigkeit wird vor Ort mit Naturmessungen im Abflussspektrum zwischen NQ bis über MQ durchgeführt (vgl. Kap. 2.2.6).

2.4.2 AUFGELOSTE RAMPE

Wie in Kapitel 2.1.2.3 erwähnt, gibt es mehrere Bauweisen der aufgelösten Rampe. Die Riegelrampe ist eine davon. Aufgrund der Ähnlichkeit wird die Bemessung exemplarisch für die klassische, in Baden-Württemberg häufig ausgeführte Riegelrampe erläutert. Sie besteht entsprechend dem zu überwindenden Gesamthöhenunterschied aus mehreren hintereinander liegenden oder versetzt angeordneten Steinriegeln, zwischen denen sich jeweils strömungs- und turbulenzarme Ruhebecken befinden.

Der Aufbau der Steinriegel erfolgt im Längsschnitt betrachtet mit einem schlanken Stein in der Mitte, der in den Untergrund eingebunden und von abgestuftem Sohlenmaterial gesichert wird.

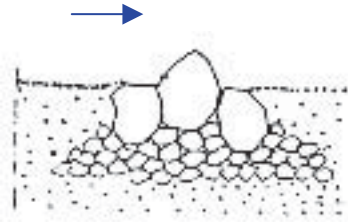


Abb. 2.55: Aufbau eines Steinriegels.

Die genaue hydraulische Bemessung der Riegelanordnung ist aufgrund der lückenbedingten Teildurchströmung der Steinriegel nicht möglich. Annähernd gleichen die hydraulischen Gesetzmäßigkeiten des Abflusses durch bzw. über die Steinriegel denen des Überfalles über ein festes Wehr. Die Bemessung teilt sich damit in folgende Abschnitte auf:

- 1) Eingangsdaten
- 2) Dimensionierung der Riegelhöhe und Riegelabstände
- 3) Dimensionierung der Riegelbreite
- 4) Dimensionierung der Ruhebecken
- 5) Bemessung der erforderlichen Riegelsteingröße

1) Eingangsdaten

Folgende Eingangsdaten müssen bekannt sein bzw. erhoben werden:

- a) Gerinnewdaten:
 - Sohlenbreite im Ober- und Unterwasser
 - Böschungsneigungen
 - mittleres Sohlgefälle
- b) Rampendaten:
 - Rampenhöhe, Rampensohlenbreite
 - Rampenneigung
 - Dichte des Steinmaterials
- c) Abflussdaten:
 - Niedrigwasserabfluss MNQ
 - Bemessungsabfluss BQ für die maximale Deckwerksbelastung (→ Kap. 2.2.5)

2) Dimensionierung der Riegelhöhe und -abstände

Aufgrund der Erfahrungen aus der Praxis können folgende Empfehlungen für die Steinriegel gegeben werden:

Höhenunterschied, der pro Querriegel überwunden wird:

Der Höhenunterschied, der durch die einzelnen Riegel überwunden wird, sollte nicht größer als 0,20 m sein:

$$\Delta h \leq 0,2 \text{ m}$$

Anzahl der benötigten Querriegel:

Die Anzahl n der benötigten Querriegel berechnet sich aus dem gewählten Höhenunterschied Δh und der Rampenhöhe h_R :

$$n = \frac{h_R}{\Delta h} \quad (2.49)$$

| | |
|------------|--|
| n | Anzahl der benötigten Querriegel [-] |
| h_R | Rampenhöhe [m] |
| Δh | Höhenunterschied, der pro Querriegel überwunden wird [m] |

Mindestabstand der einzelnen Querriegel:

Der Mindestabstand zwischen den einzelnen Querriegeln sollte 3 bis 5 m betragen.

3) Dimensionierung der Riegelbreite

Die erforderliche lichte Riegelbreite b_{Riegel} wird vereinfacht mit der Überfallformel nach POLENI berechnet. Dabei sind die beiden Grundfälle des vollkommenem (rückstaufreien) und unvollkommenem (rückstaubeeinflussten) Überfalles zu unterscheiden. Die Grenze zwischen vollkommenem und unvollkommenem Überfall wird durch das Verhältnis h/h_u sowie durch die Schwellenform bestimmt.

Das Überwinden der Querriegel für Fische muss für ein möglichst großes Abflussspektrum gewährleistet sein. Deshalb ist besonders bei Niedrigwasserabflüssen MNQ eine ausreichende Überdeckung der Riegel zu gewährleisten. Aus diesem Grund wird die Bemessung der lichten Riegelbreite b_{Riegel} mit dem mittleren Niedrigwasserabfluss MNQ durchgeführt.

Abminderung von MNQ:

Auf der gesamten Rampe soll gemäß dem Zielkatalog für die Durchgängigkeit für Tiere mindestens eine 0,2 m dicke Schicht aus Sohlensubstrat vorhanden sein (→ Kap. 1.2). Bei niedrigen Abflüssen um MNQ hat sich durch Abflussmessungen gezeigt, dass ca. 30 % des Abflusses im Sohlensubstrat stattfinden. Damit ergibt sich folgender abgeminderter Abfluss, der über die Riegel fließt:

$$Q_{\text{red}} = 0,7 \cdot \text{MNQ} \quad (2.50)$$

Q_{red} reduzierter Niedrigwasserabfluss [m^3/s]

MNQ Niedrigwasserabfluss [m^3/s]

Berechnung der lichten Überfallbreite b_{Riegel} :

Entsprechend den Literaturempfehlungen soll die Wassertiefe in den Ruhebecken eine Mindestdiefe von $y_B = 0,3 \text{ m}$ nicht unterschreiten. In der Praxis haben sich Beckentiefen von $y_B \geq 0,4 \text{ m}$ bewährt. Mit der vereinfachten Annahme eines sohlenparallelen Wasserspiegels in den Ruhebecken berechnet sich die erforderliche Mindestriegelbreite b_{Riegel} durch Umformen der Überfallformel nach POLENI aus der folgenden Beziehung.

$$b_{\text{Riegel}} = \frac{3 \cdot Q_{\text{red}}}{2 \cdot \mu \cdot \sigma \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h_{\text{ü}}^3}} \quad (2.51)$$

b_{Riegel} lichte Riegelbreite [m]

Q_{red} reduzierter Niedrigwasserabfluss [m^3/s]

μ Überfallbeiwert [-]

σ Abminderungsfaktor [-]

g Erdbeschleunigung [m/s^2]

$h_{\text{ü}}$ Überfallhöhe [m]

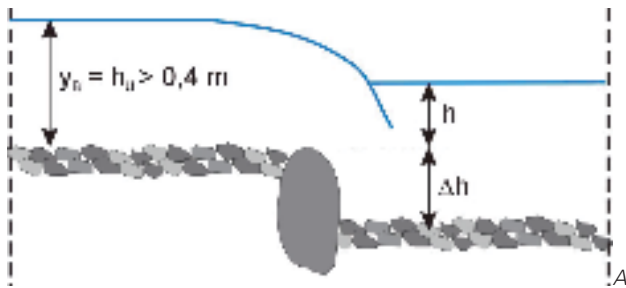


Abb. 2.56: Definition der Überfallhöhe $h_{\text{ü}}$ und der Höhe h .

Für den Überfallbeiwert μ können in Abhängigkeit der Schwellenform und des Steinmaterials die Werte entsprechend denen eines breitkronigen Überfalls oder einer ausgerundeten Wehrkrone verwendet werden. Der DVWK (1996) gibt folgende Empfehlung:

$\mu = 0,5 \dots 0,6$ für scharfkantige, gebrochene Steine

$\mu = 0,6 \dots 0,8$ für abgerundete Steine

Der Abminderungsfaktor σ wird in Abhängigkeit des Quotienten $h/h_{\text{ü}}$ bestimmt und beschreibt den Einfluss des Unterwasserstandes auf den Überfall. Dabei ergibt sich:

$$h = y_B - \Delta h \quad (2.52)$$

h Höhendifferenz zwischen Unterwasserspiegel und Schwellenniveau [m]

y_B Wassertiefe im Ruhebecken [m]

Δh Schwellenhöhe [m]

Als Überfallhöhe kann vereinfachend die Beckentiefe y_B angenommen werden. Aus der folgenden Abbildung 2.57 kann dann in Abhängigkeit des Verhältnisses $h/h_{\text{ü}}$ der Abminderungsfaktor σ bestimmt werden.

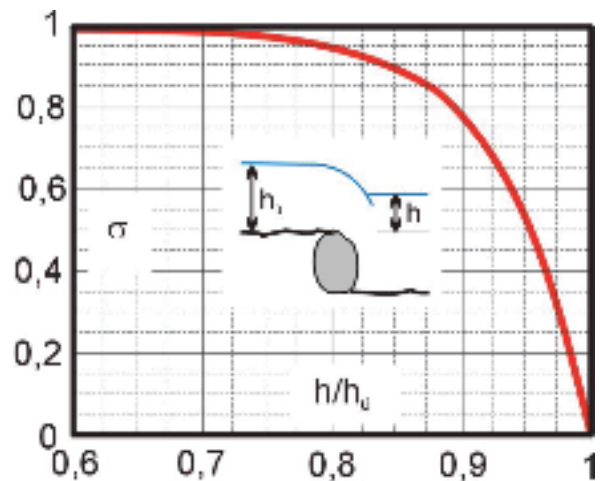


Abb. 2.57: Diagramm zur Bestimmung des Abminderungsfaktors σ

Berechnung der max. Fließgeschwindigkeiten im Bereich der Steinriegel:

Die im Bereich der Querriegel auftretenden maximalen Fließgeschwindigkeiten berechnen sich mit Hilfe der Wasserspiegeldifferenz zwischen Ober- und Unterwasser der Riegel, welche annähernd gleich der Riegelhöhe Δh ist, nach folgender Beziehung:

$$v_{\text{max,R}} = \sqrt{2 \cdot g \cdot \Delta h} \leq 2,0 \text{ m/s} \quad (2.53)$$

$v_{\text{max,R}}$ Fließgeschwindigkeit [m/s]

g Erdbeschleunigung [m/s^2]

Δh Riegelhöhe [m]

Aus Formel 2.53 wird ersichtlich, dass die Forderung nach einer max. zulässigen lokalen Fließgeschwindigkeit von $v = 2 \text{ m/s}$ eingehalten wird.

4) Dimensionierung der Ruhebecken

Die Becken zwischen den Querriegeln sollen als Ruhezo-
nen für die auf- und absteigenden Fische wirken. Die
mittlere Fließgeschwindigkeit in den Becken darf daher
im Extremfall (Niedrigwasserfall, da hier aufgrund des
fehlenden UW-Einflusses die Geschwindigkeiten am
größten sind) die Wandergeschwindigkeit der Fische
 $v_{\text{Fisch}} \approx 1,0 \text{ m/s}$ nicht überschreiten.

Daraus kann mit der Kontinuitätsbedingung die erforder-
liche Beckenbreite berechnet werden. Unter Vernachlässi-
gung der Böschungsneigungen des Gerinnes gilt dann:

$$b_{\text{B,erf}} = \frac{Q_{\text{red}}}{v_{\text{Fisch}} \cdot y_{\text{B}}} \quad (2.54)$$

- $b_{\text{B,erf}}$ erforderliche Beckenbreite [m]
- Q_{red} reduzierter Niedrigwasserabfluss [m^3/s]
- v_{Fisch} Wandergeschwindigkeit von Fischen [m/s]
- y_{B} Wassertiefe in dem Ruhebecken [m]

5) Bemessung der erforderlichen Riegelsteingröße

Für diese Stabilitätsbetrachtung wird die Grenzgeschwin-
digkeit über der Rampenkronen beim Bemessungsabfluss
BQ herangezogen (\rightarrow Kap. 2.2.5).

Der Gleichgewichtszustand an einem Stein des Riegels ist
dann gegeben, wenn die Strömungskraft P multipliziert
mit der Komponente in Fließrichtung aus dem Gewicht
des Einzelsteins H gleich der resultierenden Schwere-
gewichtskraft R ist.

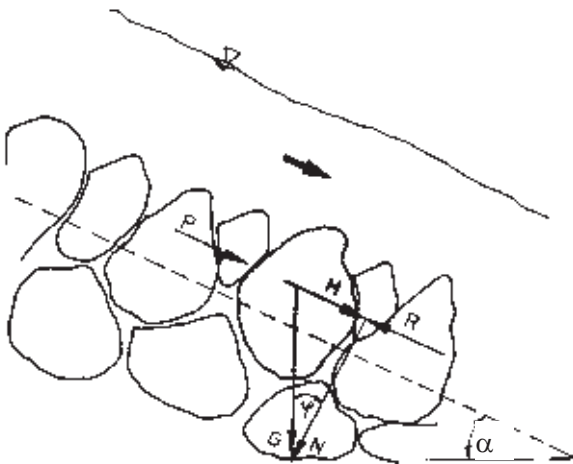


Abb. 2.58: Vereinfachtes Kräftegleichgewicht am Einzelstein

Bei der Bemessung der Steingröße kann vereinfachend
davon ausgegangen werden, dass jeweils nur der halbe
Stein voll angeströmt wird und damit hydraulisch wirk-
sam ist. Im Einzelnen ergeben sich zur Berechnung der
Kräfte damit folgende Ansätze:

Angeströmte Steinfläche:

$$A_s = \frac{1}{8} \cdot \pi \cdot d_s^2 \quad (2.55)$$

- A_s angeströmte Steinfläche [m^2]
- d_s äquiv. Steindurchmesser [m]

Steingewichtskraft:

$$G_s = \frac{1}{6} \pi \cdot d_s^3 \cdot \rho_s \cdot g \quad (2.56)$$

- G_s Steingewichtskraft [N]
- d_s äquiv. Steindurchmesser [m]
- ρ_s Dichte des Steinmaterials [kg/m^3]
- g Erdbeschleunigung [m/s^2]

Strömungskraft:

$$P = \rho_w \cdot A_s \cdot v_{\text{gr}}^2 \quad (2.57)$$

- P Strömungskraft [N]
- ρ_w Dichte von Wasser [kg/m^3]
- A_s angeströmte Steinfläche [m^2]
- v_{gr} Grenzgeschwindigkeit bei BQ [m/s]
(\rightarrow Kap. 2.2.5)

Gewichtskraftkomponente:

$$H = G_s \cdot \sin(\alpha) \quad (2.58)$$

- H in Fließrichtung geneigte Komponente der Ge-
gewichtskraft G_s [N]
- G_s Gewichtskraft des Steines [N]
- α Neigungswinkel der Sohle [$^\circ$] ($\approx 0^\circ$)

Haftreibungskraft:

$$R = G_s \cdot \tan(\phi) \cdot \cos(\alpha) \quad (2.59)$$

- R Haftreibungskraft [N]
- G_s Gewichtskraft des Steines [N]
- ϕ Innerer Reibungswinkel des Riegels [$^\circ$] ($\approx 35^\circ$)
- α Neigungswinkel der Sohle [$^\circ$] ($\approx 0^\circ$)

Gleichgewichtsansatz:

$$P + H = R \xrightarrow{\text{Rechnung}} d_s \quad (2.60)$$

- P Strömungskraft [N]
 H Gewichtskraftkomponente [N]
 R Haftreibungskraft [N]
 d_s erforderlicher Steindurchmesser [m]

Durch Einsetzen der Formeln 2.55 bis 2.59 in die Gleichung 2.60 kann der für die Riegelstabilität erforderliche Steindurchmesser d_s berechnet werden (vgl. nachfolgendes Berechnungsbeispiel).

BERECHNUNGSBEISPIEL 3:

Im Zuge einer Renaturierung soll eine vorhandene Sohlenstufe abgerissen und durch eine aufgelöste Rampe ersetzt werden. Die Rampe soll dabei nicht als einheitlicher Körper gestaltet werden, sondern aus insgesamt sechs tief gegründeten Einzelriegeln bestehen, die zusammen eine Gitterstruktur bilden. Diese teilweise konkav gekrümmten Einzelriegel stützen sich gegenseitig ab, so dass eine Gewölbewirkung entsteht. Während die Riegel die Tragkonstruktion der Rampe darstellen, bildet sich dazwischen – in den sogenannten Ruhebecken – eine natürliche Gewässerdynamik mit Kiesablagerungen und Kolken aus.

Durch die aufgelöste Bauweise ergeben sich vielfältige Sohlen- und Strömungsstrukturen. Infolge einer unregelmäßigen Ufergestaltung (versetzt angeordnete Steinblöcke und Bewuchs) entstehen kleine Einbuchtungen und Vorsprünge, die ebenfalls zur Strukturvielfalt beitragen. Durch den von den Einzelriegeln erzeugten Rückstau ergeben sich auch bei Niedrigwasserführung Wasserflächen innerhalb der Rampe (keine „Steinwüste“). Allerdings muss bei Niedrigwasser eine lichte Überfallbreite von 1,25 m bei den Riegeln vorhanden sein (vgl. Rechnung). Auf der folgenden Seite ist die Rampe schematisch in verschiedenen Ansichten dargestellt.

Eingangsdaten:

- Sohlenbreite im OW und UW: $b_o = b_u = 8 \text{ m}$
 Böschungsneigung 1:m: $m = 2$
 mittleres Sohlgefälle: $I_s = 0,006 [-]$
 Rampenhöhe: $h_R = 1,2 \text{ m}$
 Rampenbreite: $b_R = 8 \text{ m}$
 mittlere Rampenneigung: $I_R \approx 0,04 [-]$

- Niedrigwasserabfluss: $MNQ = 0,8 \text{ m}^3/\text{s}$
 Bemessungsabfluss: $BQ = 30 \text{ m}^3/\text{s}$
 Dichte des Steinmaterials: $\rho_s = 2650 \text{ kg/m}^3$

Dimensionierung der Riegelhöhe und -abstände:

- Rampenlänge $L_R = h_R / I_R \approx 30 \text{ m}$,
 $\Delta h = 0,20 \text{ m}$ (gewählt); damit gilt:
 Anzahl der Riegel: $n = h_R / \Delta h = 6$ Riegel,
 Riegelabstand ca. 5 m

Dimensionierung der Riegelbreite:

- $Q_{\text{red}} = 0,7 \cdot MNQ = 0,7 \cdot 0,8 = 0,56 \text{ m}^3/\text{s}$
 $\mu = 0,60$ (gewählt)
 $y_B = 0,40 \text{ m}$ (gewählt)
 $h = y_B - \Delta h = 0,4 - 0,2 = 0,2 \text{ m}$
 $h_u \approx y_B = 0,4 \text{ m}$
 damit gilt: $h/h_u = 0,2/0,4 = 0,5$ und aus Abb. 2.57 erhält man $\sigma = 1$ (vollk. Überfall).

Nach POLENI gilt nun (\rightarrow 2.51):

- $b_{\text{Riegel}} = (3 \cdot 0,56) / (2 \cdot 0,6 \cdot 1 \cdot [2 \cdot 9,81 \cdot 0,4^3]^{0,5})$
 $\approx 1,25 \text{ m}$ d. h. die erforderliche Riegelbreite zum Funktionieren der Anlage bei MNQ darf eine lichte Weite von 1,25 m nicht überschreiten.
 $v_{\text{max,R}} = (2 \cdot 9,81 \cdot 0,2)^{0,5} = 1,98 \text{ m/s} < 2 \text{ m/s} \checkmark$

Dimensionierung der Ruhebecken:

- $b_{\text{B,eff}} = 0,56 / (0,5 \cdot 0,4) = 2,8 \text{ m} < b_R = 8 \text{ m} \checkmark$
 Die Länge der Ruhebecken beträgt 5 m abzüglich der Riegelbreite, die im Folgenden dimensioniert wird.

Bemessung der erforderlichen Riegelsteingröße:

- $A_s = 1/8 \cdot \pi \cdot d_s^2 = 0,39 d_s^2$
 $G_s = 1/6 \cdot \pi \cdot \rho_s \cdot g \cdot d_s^3 = 13612 \cdot d_s^3$
 $P = \rho_w \cdot A_s \cdot v_{gr}^2 = 3510 \cdot d_s^2$, da bei BQ $v_{gr} \approx 3 \text{ m/s}$,
 $H \approx 0$, da $\alpha \approx 0$ angenommen wird,
 $R = G_s \cdot \tan(\phi) \cdot \cos(\alpha) = 9531 \cdot d_s^3$, mit den Annahmen $\phi = 35^\circ$ und $\alpha \approx 0^\circ$.
 $P + H = R$
 $3510 \cdot d_s^2 + 0 = 9531 \cdot d_s^3$
 $d_s \approx 0,37 \text{ m}$

damit gilt für die einzelnen Steine:

- $m_s = (\rho_s \cdot \pi \cdot d_s^3) / 6 \approx 70 \text{ kg/Stein}$
 $l_{\text{Stein}} = 1,6 \cdot d_s \approx 0,6 \text{ m}$
 $b_{\text{Stein}} = 0,8 \cdot d_s \approx 0,3 \text{ m}$

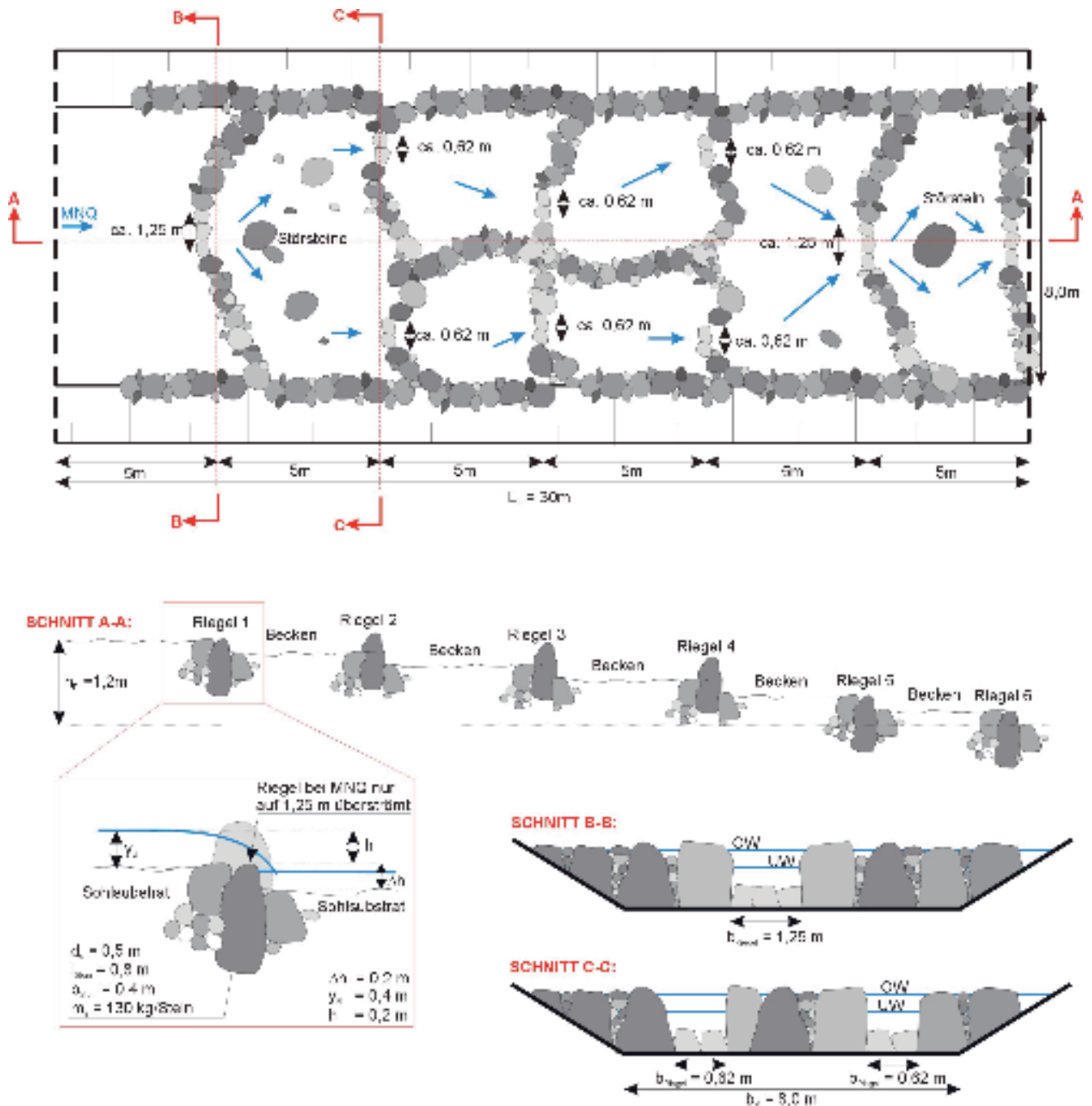


Abb. 2.59: Aufsicht, Längsschnitt und exemplarischer Querschnitt durch eine Riegelrampe. Die Form der Steine ist hier idealisiert quaderförmig abgebildet.

2.4.3 MULDENRAMPE

Die Muldenrampe mit ihrer speziellen Form wurde durch Modellversuche an der Universität Stuttgart im Auftrag der Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg entwickelt.

Bisher liegen über diesen Rampentyp nur sehr wenig praktische Erfahrungen vor, weshalb im Folgenden beim Nachweis der Deckwerksstabilität auf die Nachweise für Schüttstein- bzw. Setzsteindeckwerke verwiesen wird.

Die Bemessung teilt sich im Wesentlichen in folgende Abschnitte auf:

- 1) Eingangsdaten
- 2) Dimensionierung des Rampendeckwerkes
- 3) Bemessung und Gestaltung der Rampenform

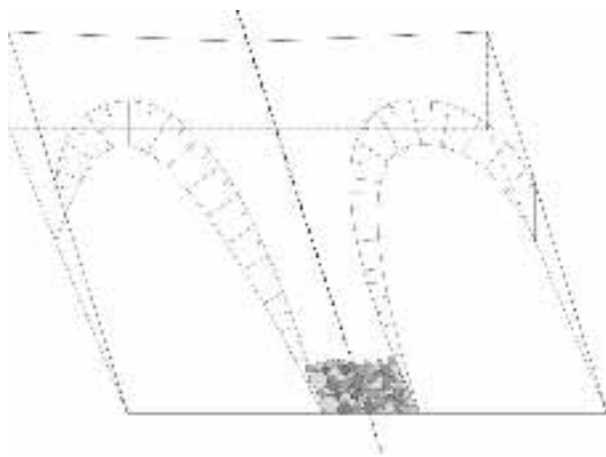


Abb. 2.60: Skizze einer Muldenrampe.

1) Eingangsdaten

Folgende Eingangsdaten müssen bekannt sein bzw. erhoben und berechnet werden:

- a) Gerinnedaten:
 - Sohlenbreite im Ober- und Unterwasser
 - Böschungsneigung
 - mittleres Sohlengefälle
 - Rauheitsbeiwert (k_{st} -Wert)
- b) Rampendaten:
 - Rampensohlenbreite
 - Rampenhöhe
 - Rampenneigung
 - Dichte des Steinmaterials
- c) Abflussdaten:
 - Mittelwasserabfluss MQ
 - Bemessungsabfluss BQ

2) Dimensionierung des Rampendeckwerkes

Zur Dimensionierung des Rampendeckwerkes können je nach Ausführung die Nachweise für Schüttstein- bzw. Setzsteindeckwerke aus Kap. 2.3.1 verwendet werden.

3) Bemessung und Gestaltung der Rampenform

Hierfür können die in Kap. 2.3.2 bis 2.3.5 erläuterten Verfahren angewandt werden.

Richtlinien für die Gestaltung der Rampenform (insbesondere der „Rampenzunge“ und der Abmessungen und Tiefe der Mulden) können aufgrund der fehlenden praktischen Erfahrungen derzeit noch nicht gegeben werden.

Das folgende Berechnungsbeispiel lehnt sich stark an die Modelluntersuchungen der Universität Stuttgart an und zeigt eine mögliche Gestaltung auf.

BERECHNUNGSBEISPIEL 4:

Ein Sohlenabsturz direkt unterhalb einer Messstelle, der sich in einem kleinen Fluss mit Trapezquerschnitt befindet, soll in eine Muldenrampe umgebaut werden.

1) Eingangsdaten

a) Gerinnedaten:

| | |
|------------------------------------|--|
| Sohlenbreite: | $b_o = b_u = 10 \text{ m}$ |
| Böschungsneigung 1:m: | $m = 2$ |
| mittleres Sohlengefälle: | $I_{so} = 0,0005$ |
| Rauheitsbeiwert (k_{st} -Wert): | $k_{st} = 30 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ |

b) Rampendaten:

| | |
|----------------------------|--------------------------------|
| Rampensohlenbreite: | $b_R \approx 10 \text{ m}$ |
| Rampenhöhe: | $h_R = 0,90 \text{ m}$ |
| Rampenneigung: | $I_R \approx 0,04$ |
| Dichte des Steinmaterials: | $\rho_s = 2650 \text{ kg/m}^3$ |

c) Abflussdaten:

| | |
|-------------------------|---------------------------------|
| Mittelwasserabfluss MQ: | $MQ = 3,5 \text{ m}^3/\text{s}$ |
| Bemessungsabfluss BQ: | $BQ = 12 \text{ m}^3/\text{s}$ |

2) Dimensionierung des Rampendeckwerkes

Beim Bemessungsabfluss BQ stellen sich folgende maßgebenden Abflusswerte im Bereich der Rampe ein:

Ober- und Unterwasser:

$$y_o = y_u = 1,35 \text{ m}$$

$$v_o = v_u = 0,70 \text{ m/s (Fr = 0,19)}$$

Bereich der Rampenkronen:

$$y_{gr} = 0,40 \text{ m}$$

$$v_{gr} = 2,22 \text{ m/s (Fr = 1)}$$

Bei schießendem Rampenabfluss:

$$y_R = 0,40 \text{ m}$$

$$v_R = 3,95 \text{ m/s (Fr = 2)}$$

Im direkten Anschluss an den Absturz soll der Einbau des Deckwerkes aufgrund der Anforderungen an die Messgenauigkeit der Messstelle sorgfältig erfolgen. Das Deckwerk gleicht damit im oberen Rampenbereich einem Steinsatz. Die Bemessung wird analog Kap. 2.3.1 durchgeführt.

Nach den Formeln 2.25 und 2.26 ergibt sich für $v_R = 3,95 \text{ m/s}$ (sichere Seite) und unter der Annahme, dass $\cos(\alpha) \approx 1$ folgender äquivalenter Steindurchmesser: $d_s \approx 0,35 \text{ m}$. Damit gilt für das Deckwerk aus Steinsatz: $m_s \approx 60 \text{ kg}$, $l_{\text{Stein}} \approx 0,55 \text{ m}$, $b_{\text{Stein}} \approx 0,30 \text{ m}$.

In den seitlichen Mulden und im unteren Rampenbereich ist die Strömungsbelastung verhältnismäßig gering. In diesen Bereichen kann das Deckwerk als Steinschüttung ausgeführt werden.

Eine Stabilitätsbemessung der Steinschüttung analog zu Kap. 2.3.1 ergibt bei einer Schüttdicke von ca. 0,30 m ei-

ne Stabilität der Anlage bereits ab einem Steindurchmesser von $d_s = 0,15 \text{ m}$. Der mittlere Steindurchmesser beträgt $d_{50} \approx 0,12 \text{ m}$. Daraus resultiert nach KNEIß die Schüttsteinklasse I bis II. Wegen der wesentlich geringeren Strömungsbelastung sollte im Bereich der Steinschüttung und im Bereich der Mulden mit abgestuftem Steinmaterial gearbeitet werden.

3) Bemessung und Gestaltung der Rampenform

Zur Bemessung der Rampenform gehören der Nachweis des Unterbaus, die Dimensionierung des Nachbettes sowie die Anbindung der Rampenkronen an das Absturzbauwerk. Im Rahmen des Berechnungsbeispiels soll darauf nicht näher eingegangen werden.

Die Gestaltung der Rampenform spielt bei diesem Rampentyp eine zentrale Rolle. In Abb. 2.60 sind die wichtigsten geometrischen Abmessungen in Grundriss, Längsschnitt und diversen Querschnitten dargestellt.

Alle Werte wurden durch die Universität Stuttgart in Modellversuchen ermittelt und optimiert. Bisher wurden in Baden-Württemberg die Abstürze von zwei Abflussmessstellen in Muldenrampen umgerüstet. Die Anlagen werden derzeit als Pilotprojekte betrieben und weiter optimiert.

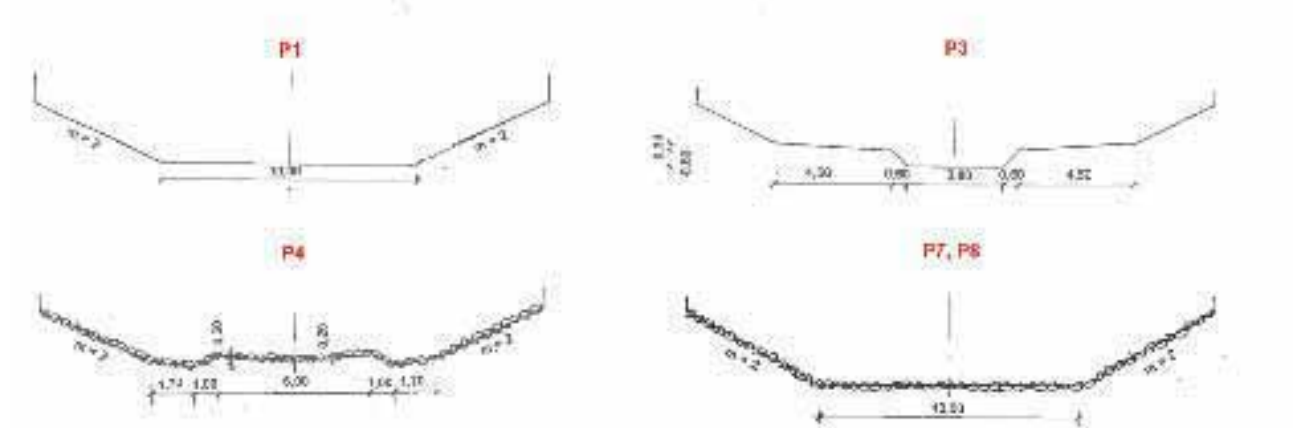
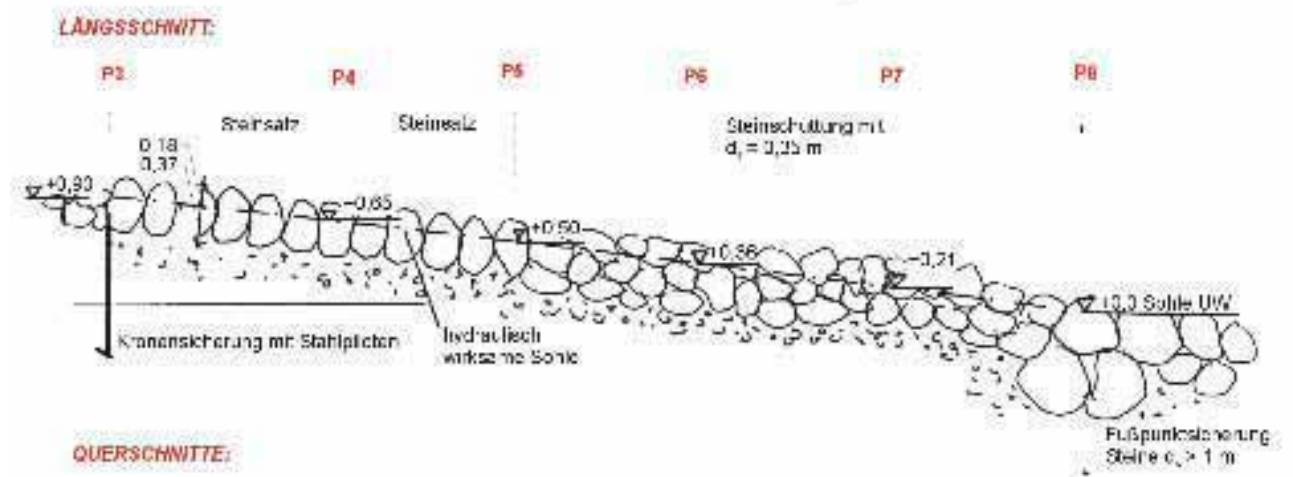
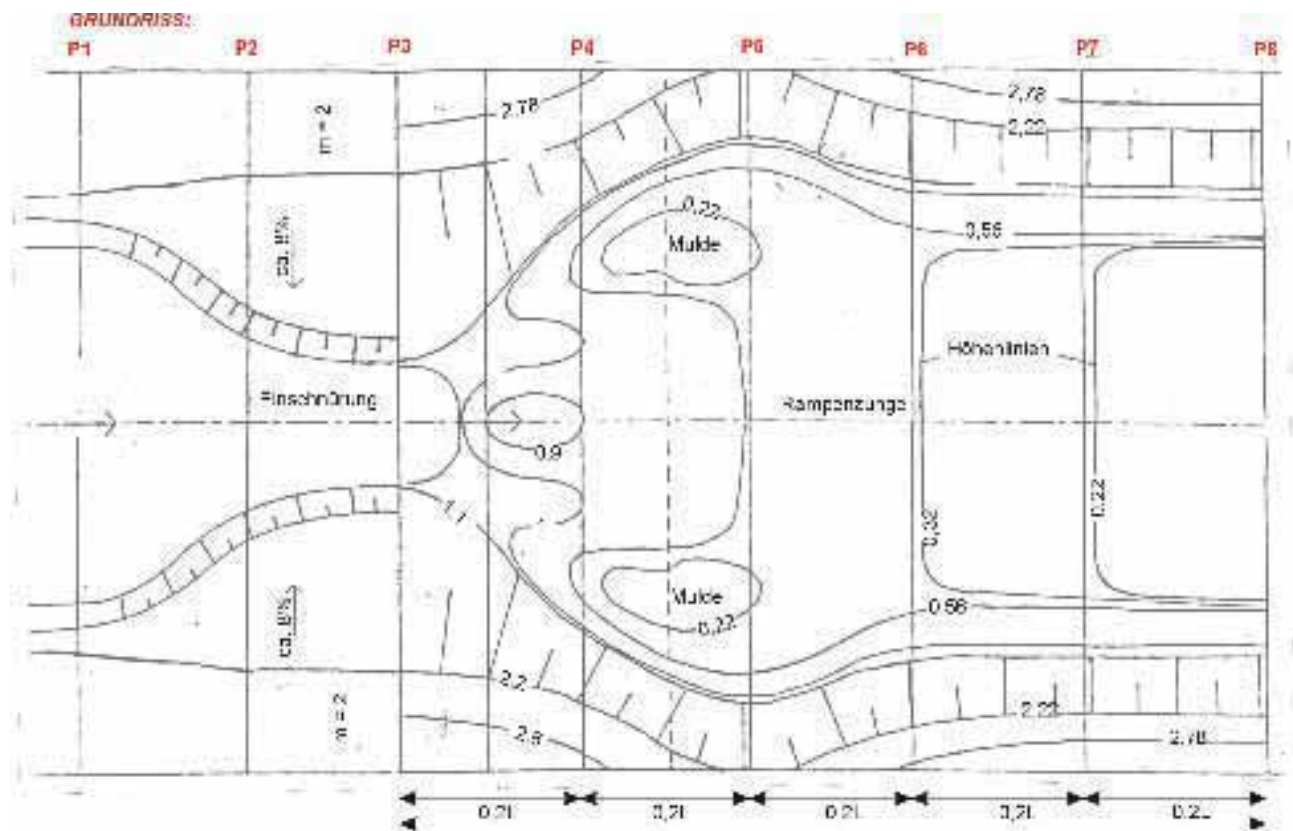


Abb. 2.61: Ansichten der Muldenrampe.

2.4.4 ERGÄNZENDE EMPFEHLUNG FÜR TEILRAMPEN

Bei Fließgewässern v. a. mit einer langjährigen Wasserkraftnutzung stellt der Einbau einer Teilrampe zur Wiederherstellung der Längsdurchgängigkeit für Tiere häufig eine geeignete Bauweise dar. Dabei stehen einer ausreichenden Dimensionierung der Aufstiegsanlage oftmals konstruktive, hydraulische oder ökonomische Randbedingungen gegenüber.

Der Anschluss der Rampe an das oberwasserseitige Sohlenniveau soll durchgängig gestaltet sein (z. B. durch eine vorgeschüttete Anrampung). Besonders bei Stauhaltungen mit großen Oberwassertiefen besteht dann für bodenorientierte Fische und Kleinlebewesen die Möglichkeit des gefahrlosen Passierens der Anlage.

Dazu können je nach Randbedingungen Trennwände, Bermen oder gewässergestaltende Maßnahmen zum Einsatz kommen. In der Abb. 2.62 sind Anbindungsmöglichkeiten von Teilrampen skizziert.

Die Rampenkrone selbst sollte so ausgebildet sein, dass es nicht zu einem Blockieren der Anlage durch Treibgut und Geschwemmsel kommen kann. In der Praxis hat sich bei Teilrampen die Vorlagerung von Schwimmbalken oder Tauchwänden bewährt (Abb. 63).

Befindet sich der Zulauf der Rampe direkt neben einer Turbine oder einem überströmten Wehrfeld, so empfiehlt der DVWK (1996) einen Mindestabstand von 5 m einzuhalten. Dadurch soll die Sogwirkung vermindert und eine Desorientierung der aufgewanderten Tiere ausgeschlossen werden.

Befindet sich die Teilrampe an einer Stauanlage mit stark schwankendem Oberwasserspiegel, so muss der Rampenabfluss unabhängig vom Oberwasserstand möglichst konstant gehalten werden. Dazu kann eine konstruktive Anpassung des Einlaufbereiches (z. B. durch Setzen von Störsteinen) bzw. den Einbau eines regelbaren Schützes (störungsanfälliger) oder einer festen Blende zur Abflussbegrenzung sinnvoll sein. Nachfolgend sind einige Ausführungen dargestellt.

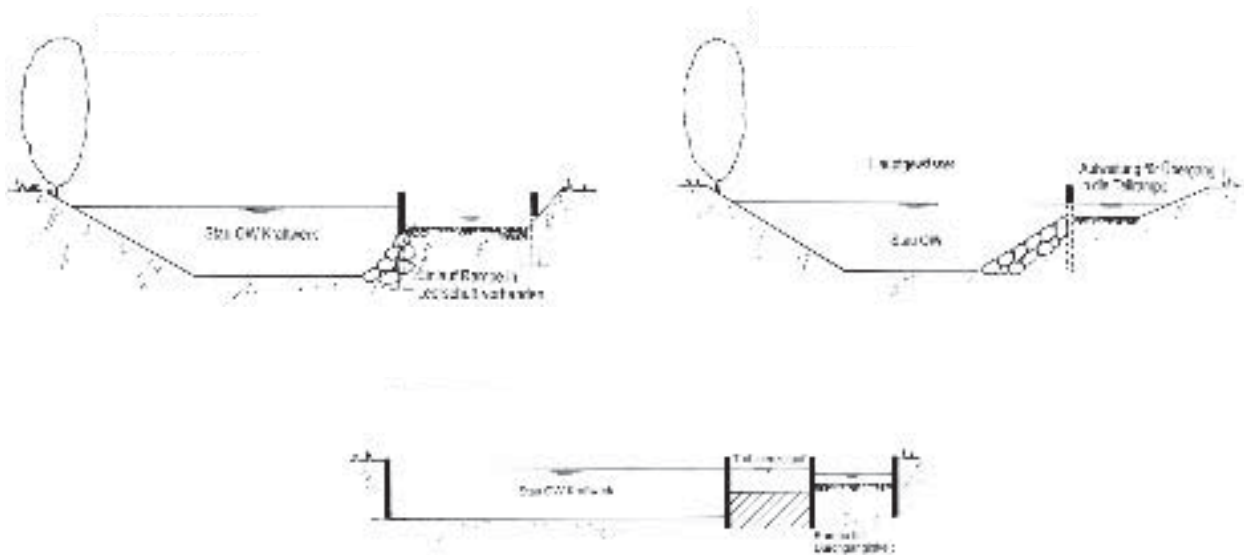


Abb. 2.62: Anbindung einer Teilrampe an das Oberwasser.



Systemskizze mit Lage der Teilrampe

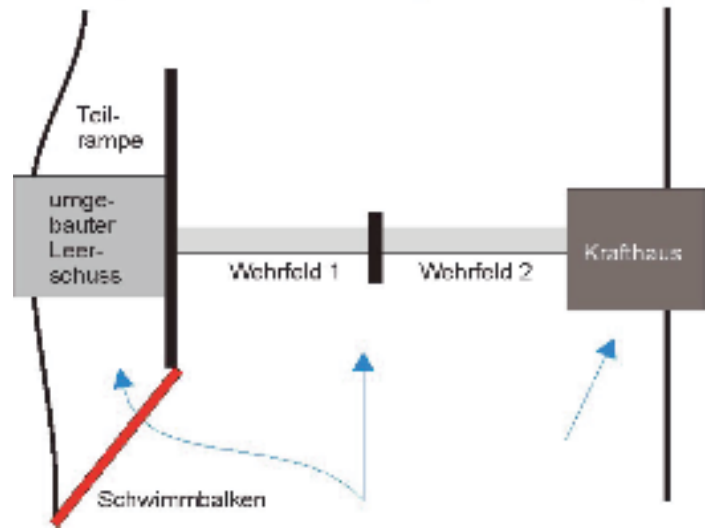


Abb. 2.63: Schwimmbalken am Einlauf einer Teilrampe zur Verhinderung von Versatz

Der optimalen Lage des Aufstiegsbauwerkes und insbesondere dessen Einstieg kommt eine besondere Bedeutung zu.

In der Regel ist wegen der Leitströmung die günstigste Lage für eine Teilrampe jene Uferseite, an der das Krafthaus gelegen ist. Die Leitströmung dient der Gewässerfauna als Richtungsweiser und muss daher insbesondere in den Bereichen zu finden sein, die von Fischen und Kleinlebewesen bevorzugt bzw. zwangsläufig aufgefunden werden. Im Unterwasser einer Teilrampe muss daher unbedingt eine ausreichende Leitströmung vorhanden sein.

Reicht die Strömung einer Rampe nicht aus, um im direkten Unterwasser eine ausreichende Leitströmung zu erzeugen (z. B. bei einer Teilrampe, die im Bereich einer

Turbine mündet), so kann mittels eines Bypasses die Leitströmung verstärkt werden. Durch diese zusätzliche Leitung (Bypass), mit der Wasser aus dem Oberwasser der Anlage direkt in den Bereich des Auslaufes geleitet wird, kann eine Leitströmung verstärkt werden. Die Rampe wird ohne zusätzlichen Abfluss nicht hydraulisch überlastet und damit die Funktionsfähigkeit aufgrund zu hoher Rampenfließgeschwindigkeiten nicht eingeschränkt.

Bei schräg im Gewässer verlaufenden Wehren, die über die gesamte Breite überströmt werden, konzentrieren sich aufstiegswillige Fische erfahrungsgemäß in dem spitzen Winkel zwischen Ufer und Wehr. In diesem Bereich empfiehlt sich die Positionierung einer Aufstiegsanlage [DVWK 1996].

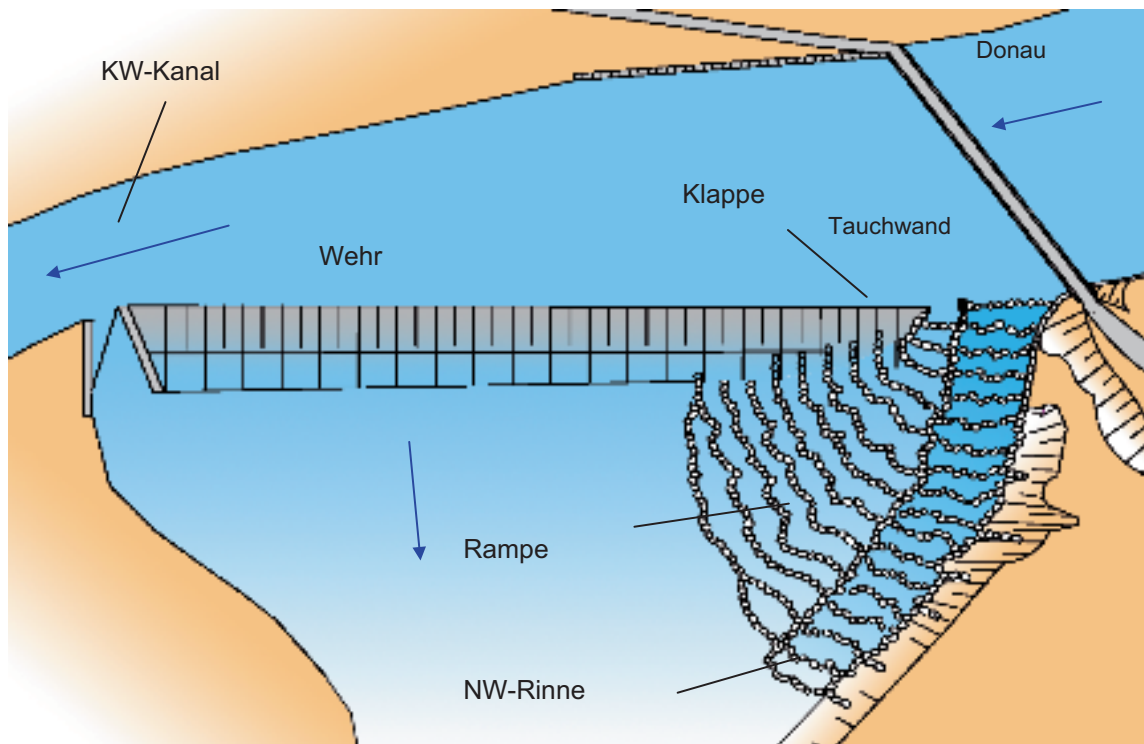


Abb. 2.64 Übersichtsskizze einer Teilrampe an der Donau.



Abb. 2.65: Teilrampe an der Donau.



Abb. 2.67: Anschluss der Teilrampe an das Unterwasser.



Abb. 2.66: Teilrampe vom Oberwasser aus.

2.5 ANBINDUNG VON RAUEN RAMPEN AN BESTEHENDE QUERBAUWERKE

In Kapitel 2.4.4 wurde bereits auf die Anbindung und Integration von Teilrampen an Wehranlagen eingegangen. In diesem Kapitel sollen nun speziell für Sohlenrampen, die an bestehende Querbauwerke angebaut werden, Erfahrungen mitgeteilt werden, die bei der Anbindung des Rampenkopfes an das bestehende Bauwerk gemacht wurden.

Zur Wiederherstellung der Durchgängigkeit werden vielfach alte bestehende Wehranlagen in Raue Rampen umgebaut, ohne dass dabei die Wehranlage vollständig abgerissen wird. Das hat den Vorteil, dass durch die Konstruktion des Wehrkörpers ein stabiler und dichter Unterbau vorhanden ist. Es besteht jedoch das Problem der

konstruktiven Anbindung der Rampenkronen an den Wehrkörper. Enorme Probleme bereitet dabei eine „betonlose“ Anbindung der Rampenkronen an den vorhandenen Wehrrücken.

In Baden-Württemberg wurden die meisten Rampenanbindungen durch einen Abtrag der vorhandenen Wehrkronen mit anschließendem Einbinden der Deckwerkssteine in Beton ausgeführt. Wo auf eine zusätzliche Sicherung des Deckwerkes im Anschlussbereich verzichtet wurde, traten nach größeren Hochwasserereignissen Schäden am Deckwerk auf.

Im Folgenden werden einige Beispiele aus der Praxis skizzenhaft dargestellt. In den nachfolgenden Kapiteln finden sich weitere Beispiele.

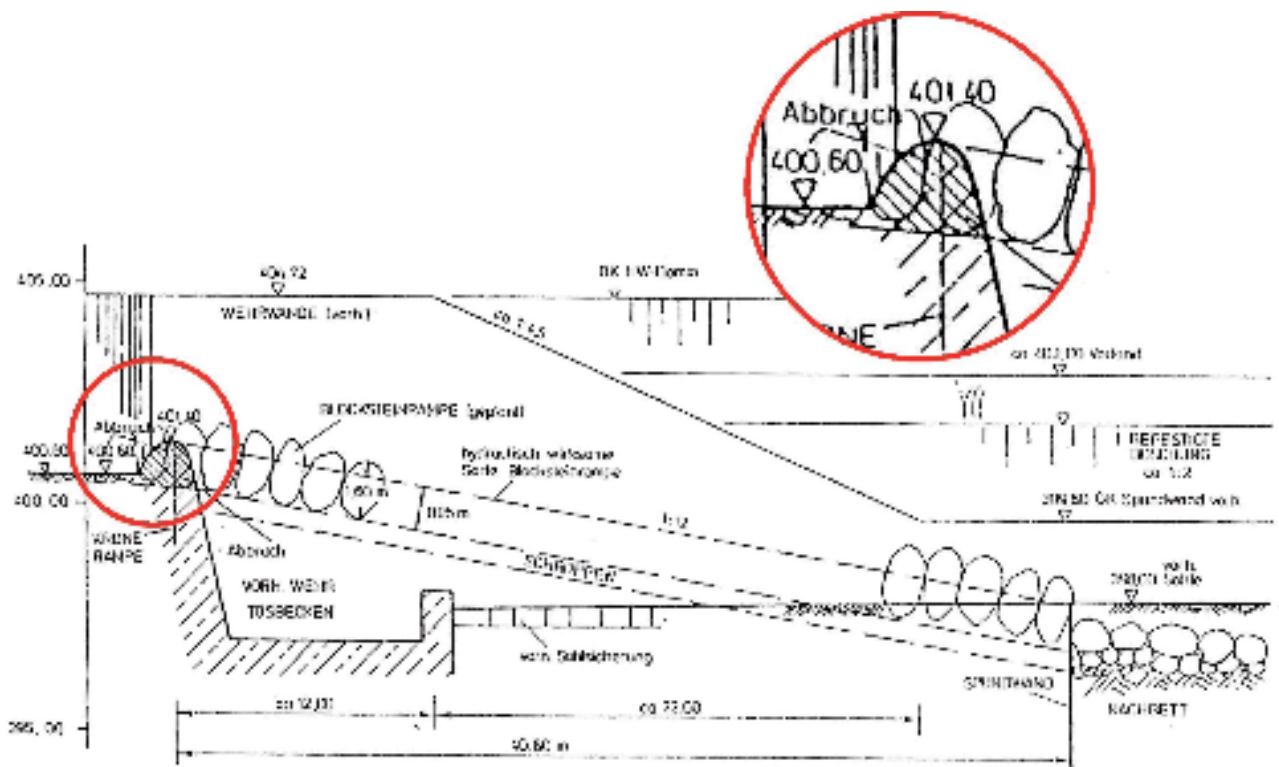
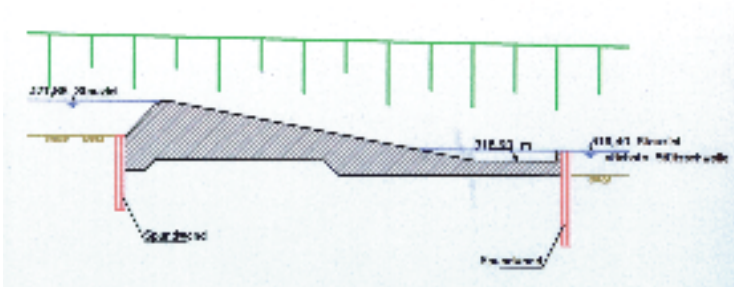
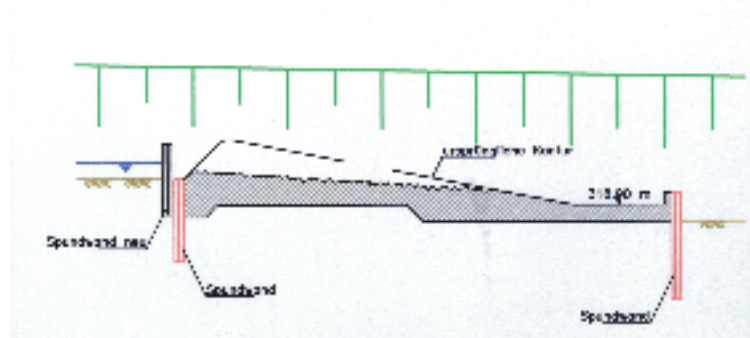


Abb. 2.68: Anbindung einer Setzsteinrampe an eine Sohlenstufe. Die Wehrkronen wird dabei abgetragen, um einen kontinuierlichen Übergang zu haben.

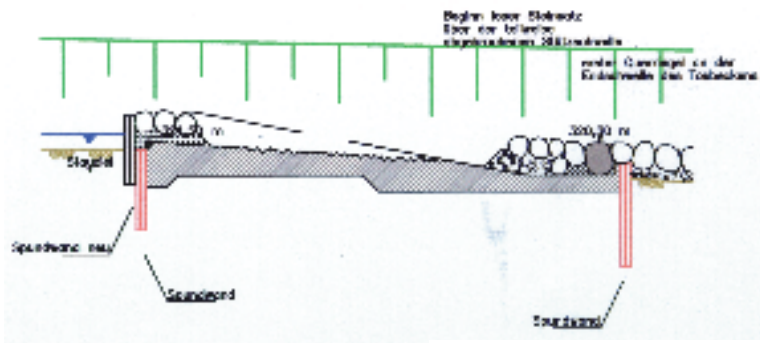
Bestand



nach Teilabbruch



Steinsatz in Beton am Rampenkopf



Endzustand

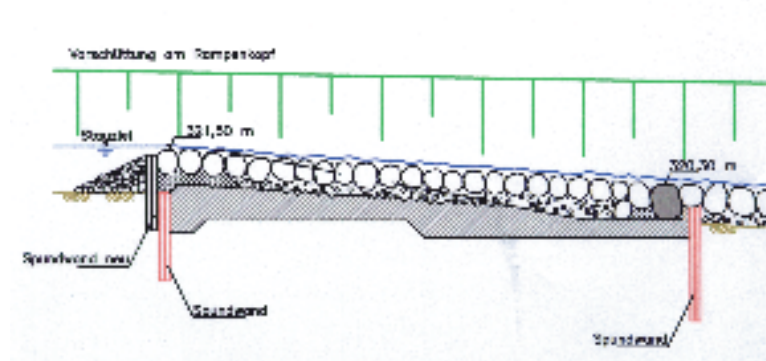


Abb. 2.69: Anbindung einer großen Sohlenrampe an ein teilabgebrochenes Querbauwerk. Zur Stabilisierung des Rampenkopfes wurden die Deckwerkssteine in Beton versetzt. Dies garantiert bei großen hydraulischen Belastungen genügend Stabilität und verhindert so ein lokales Versagen des Bauwerkes. Ebenfalls deutlich zu erkennen ist die kleine Anrampung vom Rampenkopf hin zum Oberwasser. Dadurch wird die Sohle durchgängig angeschlossen. Um die Durchsickerung des Rampendeckwerkes möglichst gering zu halten, wurde die bestehende Spundwand am Rampenkopf erhöht.

2.6 PEGELANLAGEN

2.6.1 ANFORDERUNGEN

Pegel dienen der Messung von Wasserständen. An den Pegeln der Fließgewässer werden aus den gemessenen Wasserständen die Durchflusswerte bestimmt. Die hierfür notwendige Bezugskurve zwischen Wasserstand und Durchfluss, die Abflusskurve, wird durch Messungen des Durchflusses bei unterschiedlichen Wasserständen ermittelt.

Da neben dem Durchfluss auch noch andere Einflüsse, wie z. B. Veränderungen des Gewässerbettes durch den jahreszeitlichen Wechsel der Vegetation, die Wasserstände bestimmen können, ist man bestrebt, durch Befestigung und Gestaltung des hydraulischen Kontrollquerschnittes und des Messgerinnes derartige Störeinflüsse auszuschließen.

Die Kontrollbauwerke werden für eine eindeutige Wasserstands-Abfluss-Beziehung am Pegel angelegt. Die Pegelschwelle bestimmt zudem den Durchfluss-Nullpunkt der Wasserstands-Abfluss-Beziehung (W-Q-Beziehung). Das Messgerinne und das Kontrollbauwerk wurden in der Vergangenheit vielfach in massiver Bauweise ausgeführt,

um durch deren definierte und unveränderliche Form Durchflüsse aus Wasserständen mit hoher Messgenauigkeit über einen möglichst großen Messbereich ermitteln zu können und den Unterhaltungsaufwand zu reduzieren.

Für die Kalibrierung, z. B. mit dem hydrometrischen Messflügel, ist es notwendig, dass bei geringen Abflüssen im Messgerinne noch eine deutliche Strömung bei einer ausreichenden Wassertiefe vorhanden ist. Hierfür werden oft Einschnürungsbauwerke gebaut (siehe Abb. 2.70).

Hierbei bestehen folgende Forderungen:

- Keine Veränderung der Form und Struktur des Kontrollquerschnittes, um eine stabile Abflusskurve zu gewährleisten.
- Kein Aufstau durch Ablagerungen, wie z. B. Treibgut, Geschwemmsel oder Eis.

Durch Maßnahmen zur Herstellung der Durchgängigkeit darf die Eignung der Pegelanlage für die Ermittlung zuverlässiger Messdaten, insbesondere in Niedrigwasserzeiten, nicht beeinträchtigt werden.



Abb. 2.70: Pegel Lochhammer am Gießbach.

2.6.2 Durchgängigkeit am Kontrollbauwerk

Eine Möglichkeit, die Durchgängigkeit von Pegelschwellen wieder herzustellen, ist der Anbau von Rauen Rampen und Teilrampen.

Dieses Kapitel stellt technische Lösungen vor, welche die Anforderungen an die Messgenauigkeit und die Durchgängigkeit berücksichtigen. Praktische Beispiele und Musterlösungen zu konstruktiven Details sind beigefügt.

Der Nachweis der **Standsicherheit** nach Kapitel 2 ist auch hier durchzuführen. Auch wenn die Standsicherheit nach den im Leitfaden genannten Vorschriften nachgewiesen ist, kann es durch örtlich erhöhte Schleppkräfte als Folge von Turbulenzen bei gesetzten wie bei geschütteten Rampen trotzdem zu Umlagerungen kommen. Eine regelmäßige Bauwerkskontrolle ist daher erforderlich. Ist die Standsicherheit gefährdet oder wurden die hydraulischen Vorgaben verändert, ist unverzüglich die Funktionsfähigkeit wieder herzustellen.

Eine weitere Voraussetzung für eine unveränderliche Abflusskurve ist das Vermeiden von Ablagerungen auf der Rampe, insbesondere auf der Rampenkronen (**Störungsfreiheit**). Die Anbindung der Rampe an die Pegelschwelle ist so zu wählen, dass vom Gewässer mitgeführtes Geschiebe und Geschwemmsel über die Rampe abgeführt werden.



Abb. 2.71: Rampenkopf Pegel Rotach bei Friedrichshafen.



Abb. 2.72: Rampe am Pegel Rotach bei Friedrichshafen.

Die Durchgängigkeit für Kleinfische und Makrozoobenthos wird durch entsprechende Fugen zwischen den Steinen am Rampenkopf ermöglicht.

Teilrampen mit Raugerinnecharakter sind besonders geeignet, um bei Pegelanlagen in breiten Gewässern mit hohen Abstürzen oder Wehren die Durchgängigkeit wieder herzustellen. Leistungsstarke Fische können dann in der Mitte der Anlage aufsteigen. Dort sollte die Wasserspiegeldifferenz bei MQ höchstens 30 cm betragen und unterhalb der Schwelle eine ausreichende Wassertiefe (Kolk bzw. Gumpen) vorhanden sein (s. Abb. 2.73).

Teilrampen können auf zwei Arten an die Pegelschwelle angebaut werden:

Bei geringen Niedrigwasserabflüssen eignet sich die tief angesetzte Teilrampe (s. Abb. 2.74). Sie gewährleistet auch bei geringen Durchflüssen eine ausreichende Wassertiefe. Ist ein ausreichender Durchfluss gegeben, kann die Rampenkronen höhengleich mit der Pegelschwelle angeschlossen werden (Abb. 2.75).

Ausführungsbeispiele von Teilrampen findet man an der Alb in Ettlingen und an der Würm bei Pforzheim (siehe Kapitel 2.7).

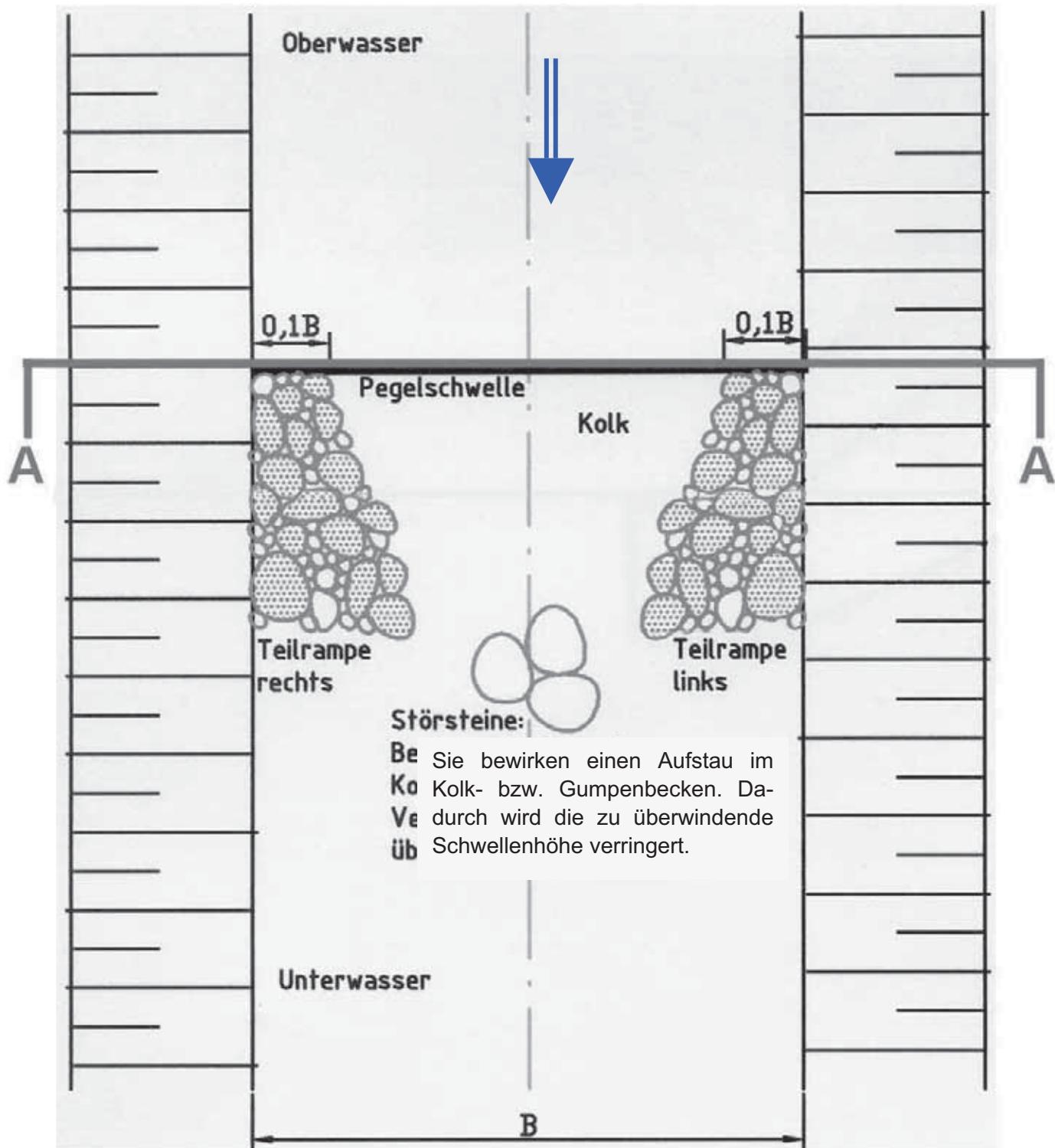


Abb. 2.73: Schematische Darstellung von Teilrampen.

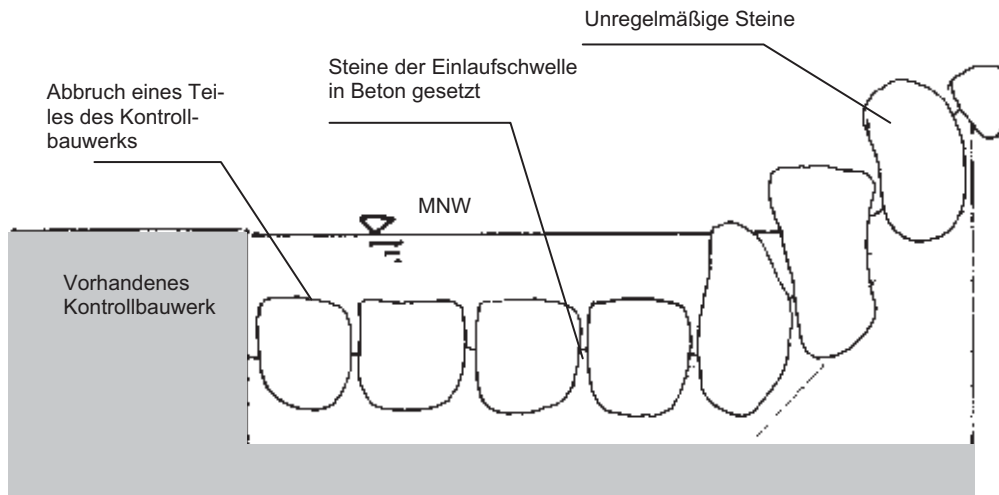


Abb. 2.74: Schnitt A-A, Teilrampe rechts. Tief angeschlossener, seitlicher Einbau einer Teilrampe an einem breiten Absturzbauwerk. Die Teilrampe funktioniert hier als Raugerinne.

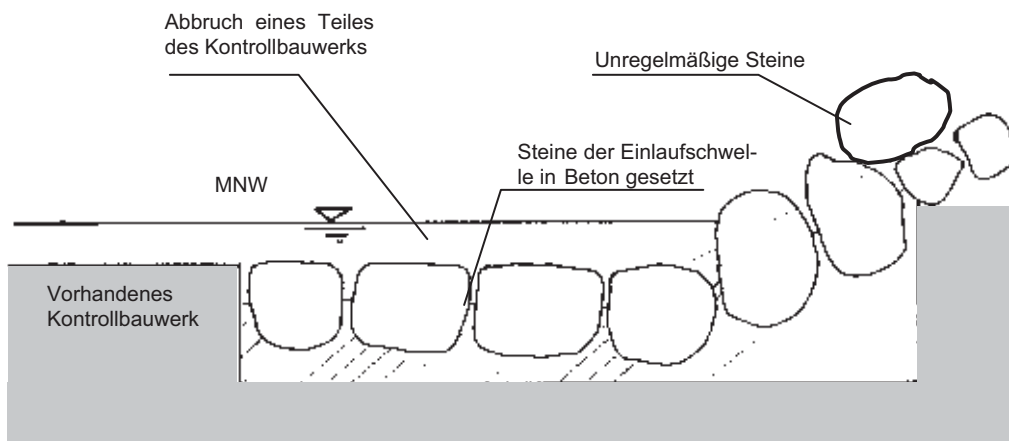


Abb. 2.75: Schnitt A-A, Teilrampe rechts. Pegelschwelle und Rampenkronen auf gleichem Niveau.

Ausführungen von Rampen über die gesamte Gewässerbreite wurden in Baden-Württemberg bereits erfolgreich z. B. an den Pegeln Untergriesheim/Jagst und Stein/Kocher durchgeführt. Sie sind in Kapitel 2.7 erläutert.



Abb. 2.76: Muldenrampe am Pegel Stein/Kocher.



Abb. 2.77: Muldenrampe am Pegel Untergriesheim/Jagst.

2.6.3 DURCHGÄNGIGKEIT IM MESSGERINNE

Zur Verbesserung der Durchgängigkeit im Messgerinne ist die Sohle aus gesetzten Steinen mit offenen Fugen auszuführen. Die Rauheit darf die Messungen nicht beeinträchtigen.

2.7 AUSGEWÄHLTE BEISPIELE

Die Daten stammen aus einer Bestandsaufnahme durch die LUBW und sind im Folgenden ausführlich dokumentiert. Raue Rampen an Pegelanlagen sind mit Buchstaben bezeichnet.

| Nr. | Ort | Gewässer | Rechtswert | Hochwert | Rampenhöhe [m] |
|-------------------------|----------------------------|-------------------|------------|----------|----------------|
| Setzsteinrampe | | | | | |
| 1 | Kilchberg | Neckar | 3492139 | 5396520 | 2,5 |
| 2 | Angelbachtal-Eichtersheim | Waldangelbach | 3483310 | 5455720 | 1,4 |
| 3 | Schwieberdingen | Glems | 3505336 | 5415560 | 1,5 |
| 4 | Ammerwehr | Ammer | k. A. | k. A. | 1,2 |
| 5 | Leinzell | Lein | 3564000 | 5412800 | 2,2 |
| 6 | Bad Rippoldsau-Schapbach | Wolf | 3449500 | 5366000 | 2,5 |
| 7 | Reutlingen-Betzingen | Echaz | 3513300 | 5373630 | 1,5 |
| 8 | Reutlingen-Unterer Mühlweg | Echaz | 3515180 | 5373180 | 1,1 |
| 9 | Waldkirch-Suggental | Elz | 3419640 | 5326850 | 1,2 |
| 10 | Riegel | Leopoldskanal | 3407340 | 5335860 | 1,1 |
| 11 | Altlußheim | Kriegbach | 3466850 | 5460089 | 1,4 |
| 12 | Rheinmünster-Stollhofen | Sulzbach | k. A. | k. A. | 1,7 |
| 13 | Vöhringen | Iller | k. A. | k. A. | 2,8 |
| A | Hundersingen | Donau | 3529600 | 5326125 | 1,3 |
| B | Friedrichshafen | Rotach | 3537348 | 5280208 | 0,6 |
| C | Denkendorf | Körsch | 3526308 | 5397102 | 0,4 |
| Schüttsteinrampe | | | | | |
| 14 | Mosbach | Elz | 3510730 | 5469410 | 0,7 |
| 15 | Pforzheim | Nagold | 3477860 | 5416200 | 2 |
| 16 | Betzingen | Echaz | 3512600 | 5373800 | 0,75 |
| 17 | Blochingen | Donau | 3526430 | 5325090 | 1,45 |
| 18 | Altheimer Wehr | Donau | 3534868 | 5333538 | 1,2 |
| 19 | Schapbuch | Deggenhauser Aach | 3523600 | 5293600 | 1 |
| 20 | Aglasterhausen | Schwarzbach | k. A. | k. A. | 2,2 |
| 21 | Billigheim | Schefflenz | k. A. | k. A. | 1 |
| 22 | Brühl | Leimbach | 3465938 | 5472867 | 1,7 |
| D | Jettkofen | Ostrach | 3527339 | 5314555 | 0,5 |
| E | Rengers | Untere Argen | 3578980 | 5286860 | 1,15 |
| Aufgelöste Rampe | | | | | |
| 23 | Göppingen | Fils | 3547150 | 5396480 | 4,8 |
| 24 | Willstätt | Kinzigtarm | 3418500 | 5378620 | 4 |
| 25 | Bisingen | Klingenbach | 3493660 | 5352635 | 0,8 bis 4,2 |
| 26 | Mosbach-Neckarelz | Elz | 3509060 | 5467570 | 1 |
| 27 | Aglasterhausen | Schwarzbach | k. A. | k. A. | 2,8 |
| F | Mosbach | Elz | 3509446 | 5467642 | 1,2 |
| G | Ubstadt | Kraichbach | 3473337 | 5446680 | 1,8 |
| Muldenrampe | | | | | |
| H | Stein | Kocher | 3520960 | 5457940 | 0,8 |
| I | Untergriesheim | Jagst | 3516080 | 549060 | 0,6 |
| Teilrampe | | | | | |
| 28 | Alfredstal | Donau | 3542222 | 5344519 | 2,6 |
| J | Ettlingen | Alb | 3456004 | 5423438 | 0,5 |
| K | Pforzheim | Würm | 3478834 | 5414852 | 0,8 |

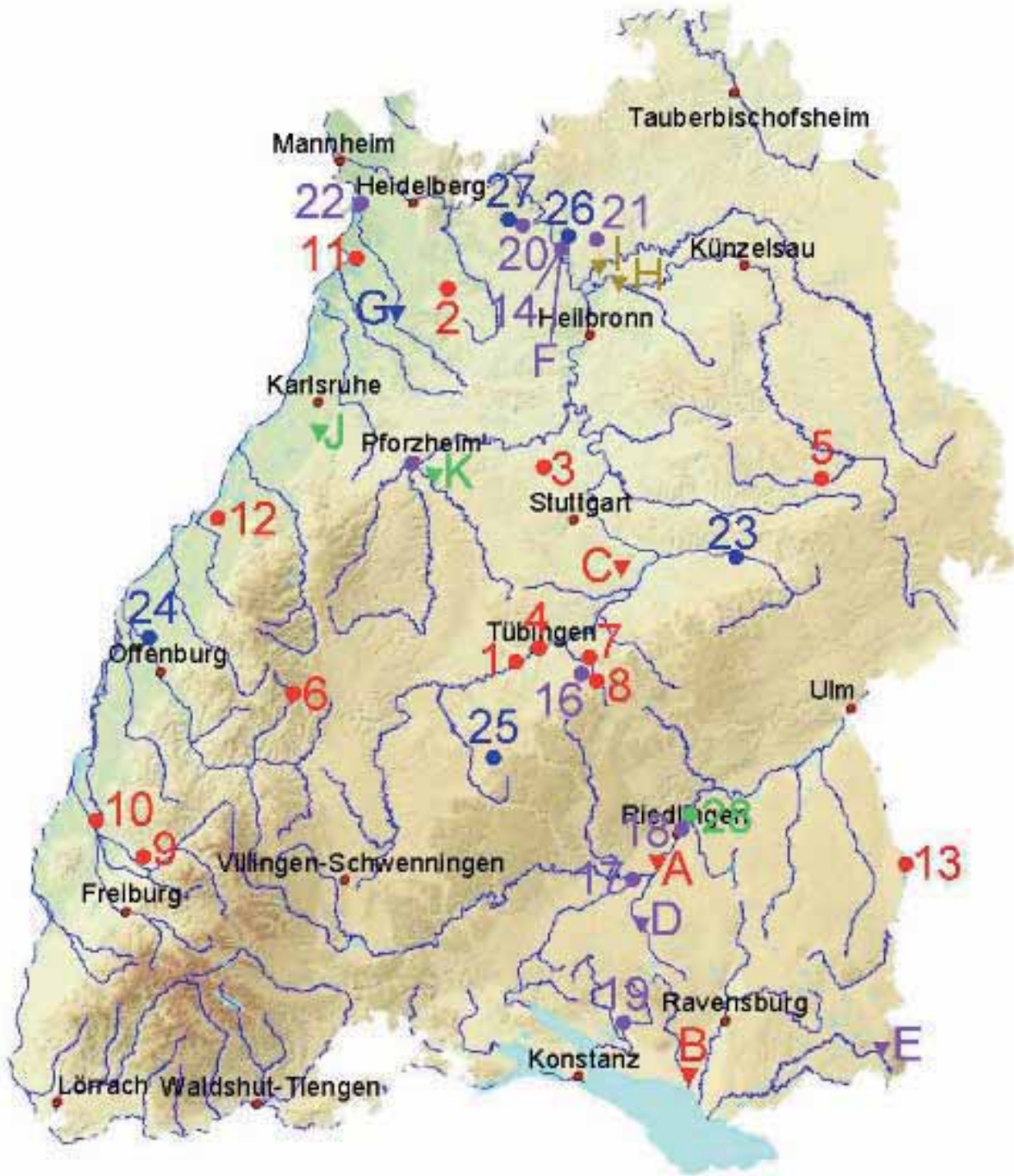


Abb. 2.78: Ausgewählte Beispiele von passierbaren Querbauwerken.

| Nr. 1: SCHAUBERGER-Rampe Kilchberg/Neckar (Baujahr 1999) | |
|--|---|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Hirschau bei Tübingen, Neckar-km 247+290, A _{Ein} ca. 1800 km ² |
| Angaben zum Bauwerk | |
| Funktion: | Sohlenstützung mit Durchgängigkeit |
| Rampenhöhe: | ca. 2,50 m |
| Rampenlänge: | ca. 25 m (ohne Nachbett) |
| Mittlere Rampenneigung: | 1:10 bis 1:15 |
| Rampenbreite: | ca. 38 m |
| Hinweise zur Gestaltung | siehe unten stehenden Text (Randbedingungen, Dimensionierung, Gestaltung) |
| Hinweise zur Bauausführung | siehe unten stehenden Text (Bauausführung) |
| Bisherige Erfahrungen | Gutes Funktionieren der Anlage sowohl bei Hoch- als auch bei Niedrigwasser. Bisher sind keine Schäden am Bauwerk zu beobachten. |
| Zuständig | Planer: Ingenieurbüro Nill, Neustetten |



Abb. 2.79 und 2.80: Der Zustand der Sohlenschwelle vor und nach dem Umbau zu einer Rauen Rampe.

Die nachfolgenden Hinweise zum Beispiel zur Gestaltung und Bauausführung sind vom Ing.-Büro Nill übernommen:

1) Allgemeine Randbedingungen

Die Wasserkraftwerke am Neckar bei Tübingen wurden in den ersten drei Jahrzehnten des 20. Jahrhunderts gebaut. Nach 70 bis 90 Jahren Betriebszeit waren an diesen Anlagen Sanierungen oder gar Umbauten nötig, die als Anlass genommen wurden, die Durchgängigkeit an den Stauanlagen der Wasserkraftwerke herzustellen.

Im betrachteten Flussabschnitt liegen zwei Stützwel- len, die sich im Eigentum des Landes Baden- Württemberg befinden. Die Betonbauwerke mit rund 2,5 m Stauhöhe und glattem, 1:5 geneigten Schwellenrük- ken sind für die Gewässerfauna nicht überwindbar.

Der Bereich Ulm der Gewässerdirektion Do- nau/Bodensee ließ 1998 ein Planungskonzept aufstellen, wie die ökologische Durchgängigkeit wieder hergestellt werden kann. Hierbei zeigte sich, dass die Raue Rampe über die gesamte Flussbreite die überzeugendste Lösung darstellt. In die Diskussion wurden unter anderem auch Teillösungen einbezogen. Man hat hiervon jedoch Ab- stand genommen, weil die hydraulische Belastung (Quer- strömungen, dreidimensionale Effekte) nicht eingeschätzt werden konnte. Die erhöhten Aufwendungen für kon- struktive Sicherheitsmaßnahmen wogen die zunächst erwarteten Kostenvorteile auf.

1998 wurde für diese Raue Rampe die Genehmigungspla- nung aufgestellt und das Wasserrechtsverfahren beantragt.

Die Planung sah vor, eine 1:15 geneigte, doppelt ge- krümmte SCHAUBERGER-Rampe mit überwiegend losem Deckwerk aus Steinsatz zu bauen. Lediglich im Bereich der Krone der alten Stützwelle sollten kleine Steinblöcke in Beton gesetzt werden. Der Steinsatz war bis zum Tiefpunkt des Nachbettkolkes vorgesehen. Der Übergang zur natürlichen Flusssohle sollte mit einer Steinschüttung ausgeführt werden.

Der Umbau der Stützwelle in eine Rampe erfolgte von Mitte Mai bis Ende Juli 1999. In die Ausführungsplanung hat man als zusätzliches stabilisierendes Element Steinriegel mit einer Krümmung gegen die Fließrichtung aufge- nommen.

2) Anmerkungen zur Dimensionierung

Der Stabilitätsnachweis für das Deckwerk folgt dem von HASSINGER dargestellten Ansatz. Dementsprechend sollte der Bemessungsabfluss über die Bestimmung der unteren und oberen Grenze desselben ermittelt werden, wie dies im Leitfaden „Rau Rampen in Fließgewässern“ [LfU, 1999] empfohlen wird. Es zeigte sich sofort, dass diese Methode im vorliegenden Fall nicht greift. (In Kap. 2.2.3 und 2.2.5 des vorliegenden Leitfadens wird eine Lösungsmöglichkeit dafür aufgezeigt.)

Die Neckarstützwel- len wurden früher als hydraulisch wirksame Bauwerke für den Bemessungsabfluss des Flussquerschnitts (HQ_{100}) dimensioniert. Die obere Gren- ze des Bemessungsabflusses entfällt damit, beziehungs- weise wäre der Bemessungsgröße für den Flussschlauch gleichzusetzen.

Bei den Beteiligten bestand Einigkeit darüber, dass die Dimensionierung des Deckwerks mit einer so selten eintretenden Abflussgröße - schon aus Gründen der Na- turnähe des Bauwerkes - nicht wünschenswert ist. Ge- wählt wurde $BQ = 600 \text{ m}^3/\text{s}$, was einer Wiederkehrzeit zwischen 20 und 50 Jahren entspricht.

3) Hinweise zur Gestaltung

Die örtlichen Gegebenheiten mit dem bestehenden Be- tonbauwerk und dem Stauziel, das nur geringfügig abge- senkt werden durfte, weil sonst die Funktion des Tosbek- kens am flussaufwärts liegenden Wehr der WKA Rap- penberhalde beeinträchtigt und das Grundwasser in der Wassergewinnung abgesenkt worden wäre, führten zu Besonderheiten, die mit den bekannten Berechnungsan- sätzen nicht abgedeckt werden können. So ist die Rampe im Längsschnitt zweigeteilt, nämlich in den oberen Ab- schnitt, wo sie auf der teilweise abgebrochenen Stüt- zwelle aufgebaut ist, und den unteren Abschnitt (Kolk und Nachbett) über dem anstehenden natürlichen Unter- grund.

Es wurde Wert darauf gelegt, das Deckwerk über dem Betonteil in ein entsprechendes „Korsett“ zu packen, weil Bewegungen desselben auf der relativ glatten Unterlage

ausgeschlossen sein sollen. Gegen die 0,50 m hohe Endschwelle des Tosbeckens wurde daher ein gekrümmter Querriegel aus Steinblöcken mit Kantenlängen über 1,50 m in Beton gesetzt, der den unteren Fixpunkt des Deckwerks über dem Betonbauwerk bildet. Die Querriegel und der Steinsatz wurden in die Uferböschungen eingebunden: Die Querriegel etwa 2,5 m bis 3 m und die Steinsatzfläche etwa 1,5 bis 2 m tief. Die Uferböschung hat man über der Rampefläche neu aufgebaut.

Die Steinblöcke der gegen die Fließrichtung gekrümmten Querriegel liegen jeweils auf einem Höhenniveau. Durch die Krümmung der Querriegel wird ein Gewölbeeffekt bewirkt, der das gesamte Deckwerk zusätzlich stabilisiert (vgl. Längs- und Querschnitt).

4) Hinweise zur Bauausführung (vgl. Bilddokumentation) Zunächst wurde eine Zufahrt in der rechten Uferböschung hergestellt, über die schweres Gerät in den Fluss gelangen konnte. Die Krone der Stützwand wurde an der rechten Seite zur Ableitung des Neckarabflusses abgebrochen; zusätzlich leitete man Neckarwasser durch den Grundablass. Im Unterwasser wurde das Neckarbett durch einen Damm in einen wasserführenden Bereich und das Baufeld - etwa 75 % der Flussbreite - getrennt. Über den wasserführenden Bereich musste die Baustellenzufahrt mittels dreier Stahlrohre überführt werden.

Die Uferböschungen waren auf Höhe der Krone von 1:1 auf 1:2 abzuflachen. Als nächstes wurde die Spundwand oberhalb der Krone geschlagen und die Steinschüttung am zukünftigen Rampenkopf eingebracht. Die Rampe wurde auf einer Teilbreite gegen die Fließrichtung hergestellt, beginnend an dem untersten Querriegel. Das Aushubmaterial verteilte man über den fertiggestellten Teilflächen, um dieselben befahren zu können. Nachdem das Tosbecken der Stützwand überbaut war, wurde die Krone derselben für die Sprengung vorbereitet. Nach der Fertigstellung des Rampendeckwerks war noch die Steinschüttung am Nachbett einzubringen und die Überfahrt zurückzubauen.

Der Neckarabfluss wurde nun über die bestehende Rampe geleitet, die wegen der räumlichen Krümmung nur

teilweise beaufschlagt war. Zum Restbaufeld hin war die Überdeckung etwas höher ausgeführt worden, so dass eine gewisse Sicherheitsreserve für höhere Abflüsse bestand. Die Restbreite der Rampe sowie des Nachbetts wurde sukzessive vom Rampenfußpunkt zur Krone hin beziehungsweise in Richtung des Unterwassers zur natürlichen Sohle hergestellt.

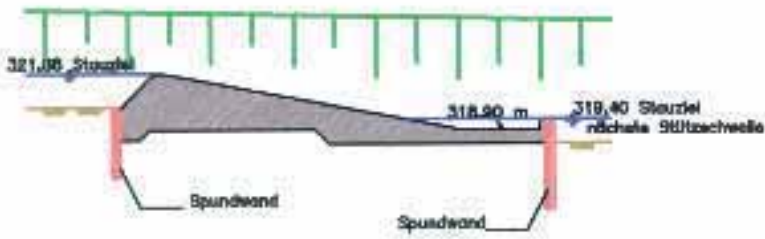
Zum Schluss wurden die Uferböschungen wiederhergestellt und die Lagerflächen rekultiviert.

Die Wasserhaltung, die im wesentlichen aus dem Ableitungsgerinne bestand, zeitweise aber durch Pumpen ergänzt wurde, um Sickerwasser aus der Baugrube zu fördern, war nicht während der gesamten Bauzeit ausreichend leistungsfähig. Regenfälle führten zu erhöhtem Abfluss im Neckar und zur Flutung der Baustelle. Nennenswerte Schäden am Bauwerk sind hierbei nicht entstanden. In einem Fall wurden Maßnahmen zur Böschungssicherung ergriffen, weil ein Abbruch der Uferböschung infolge Fußerosion befürchtet wurde. Die aufgetretenen Abflüsse wurden im Großen und Ganzen beherrscht.

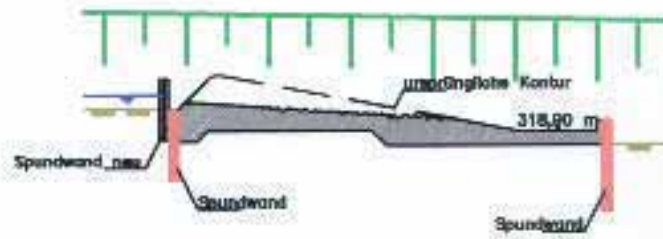
Grundsätzlich sollte bei größeren Rampenbauwerken das Bauherrenrisiko gegen das Unternehmerrisiko schon in den Verdingungsunterlagen abgegrenzt werden. Es ist vorteilhaft, zu definieren, welche Abflussgröße die Baufirma durch die Wasserhaltung zu beherrschen hat und ab wann das Risiko auf den Bauherrn übergeht. Weiterhin müssen Festlegungen über die Wochenendbereitschaft und die telefonische Pegelabfrage getroffen werden.

Bei derartigen Bauvorhaben ist es von Bedeutung, ausreichend große Lagerflächen zur Verfügung zu haben, damit einerseits eine Auswahl der Steinblöcke vorgenommen werden kann und andererseits keine Engpässe entstehen, wenn die eine oder andere Fuhre von der Bauleitung abgelehnt wird, weil die Steine beispielsweise nicht die Mindestabmessungen haben.

Bestand



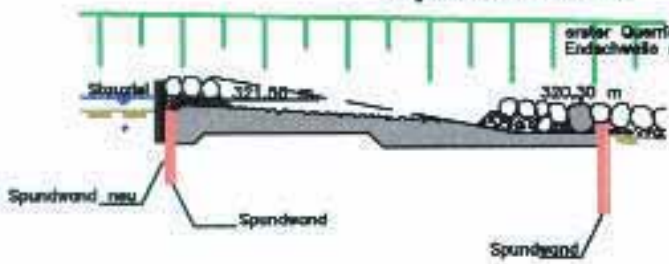
nach Teilabbruch



Steinsatz in Beton am Rampenkopf

Beginn neuer Steinsatz
Über der teilweise
abgebrochenen Stützschwelle

alter Quertiegel an der
Endschwelle des Totbeckens



Endzustand

Verschüttung am Rampenkopf

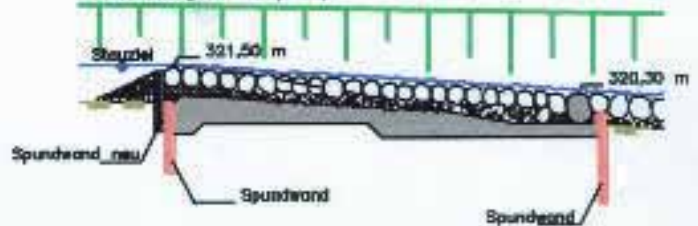


Abb. 2.81: Die Planung des Umbaus der Sohlenschwelle zur Rauen Rampe

Stützschwelle im Bestand,
ein Jahr vor dem Umbau



Stützschwelle nach dem Abstauen



Stützschwelle kurz nach Baubeginn,
erhöhter Abfluß im Neckar



Vorbereitende Arbeiten



1. Querriegel nach der
Endschwelle am Tosbecken



Querriegel im Bau,
Einbindung in die
Uferböschung



Teilweise fertiggestellter Querriegel



Abb. 2.82: Bilderserie zum Beginn der Bauarbeiten.

Überdecken der teilweise fertigen Rampenfläche zur Fortsetzung der Arbeiten nach Oberwasser



Teilabbruch der Stützschwelle zur Wasserhaltung



Querriegel an der Endschwelle vom Tosbecken



Wasserhaltungsgerinne



Vorbereitung der Sprengarbeiten an der Rampenkronen



Überdeckte Rampe vor dem Sprengen der Schwellenkronen



Abb. 2.83: Bilderserie zum Verlauf der Bauarbeiten.

Sprengung der Schwellenkronen



Rampe kurz vor der Fertigstellung



Rampe kurz vor der Fertigstellung



**Rampe nach der Fertigstellung,
von Unterwasser**



**Rampe nach der Fertigstellung,
von Unterwasser**

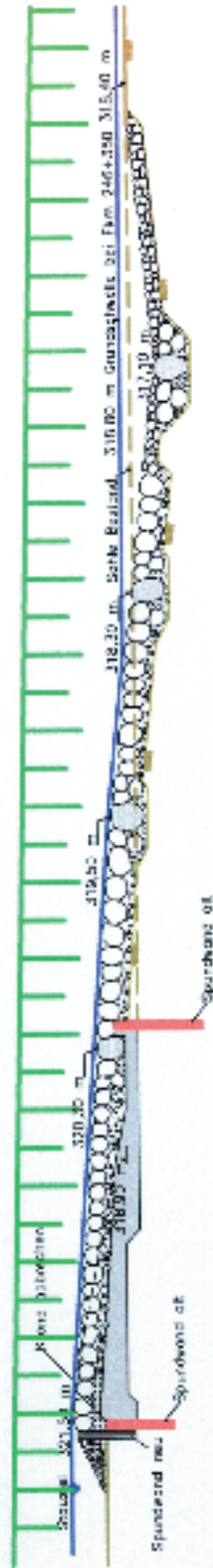


**Rampe nach der Fertigstellung,
von Oberwasser**

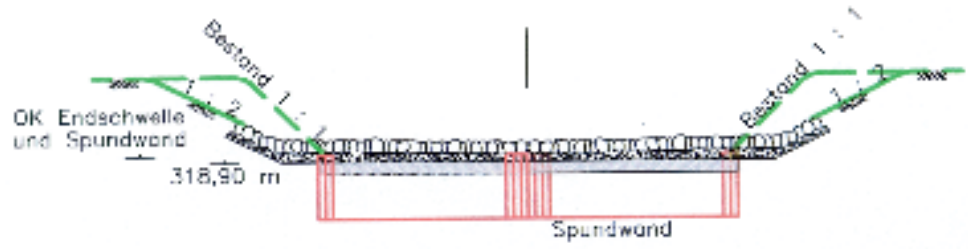


Abb. 2.84: Bilderserie zur Fertigstellung der Rauen Rampe.

Längsschnitt



Querschnitt



Grundriss

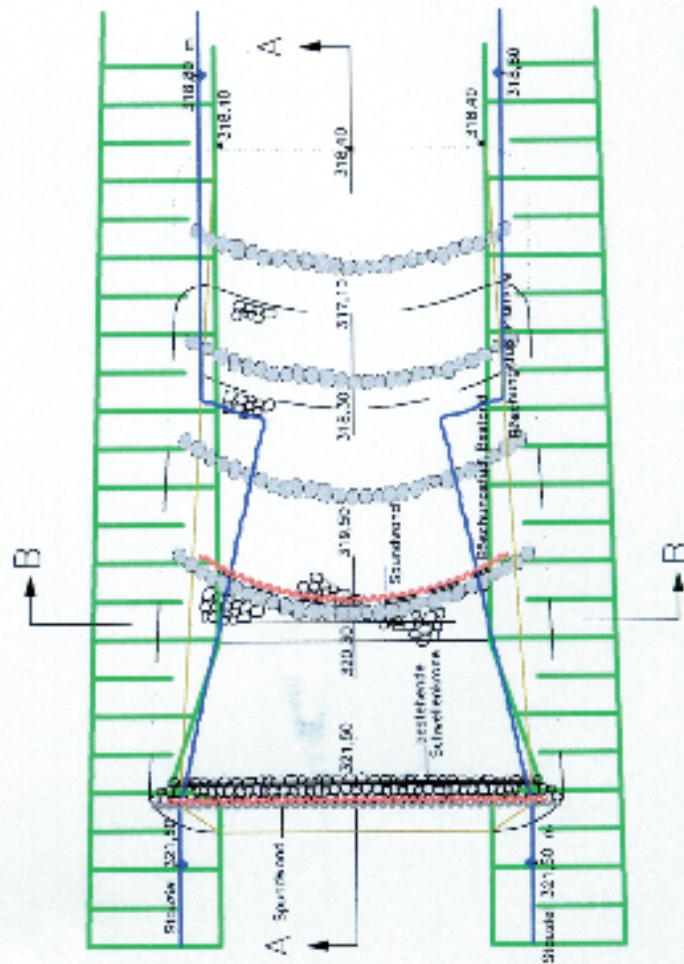
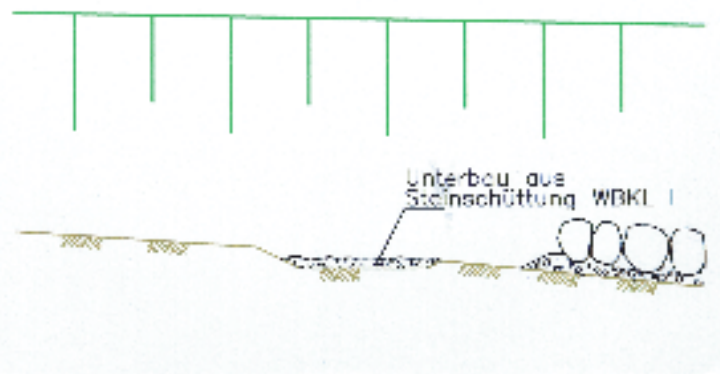
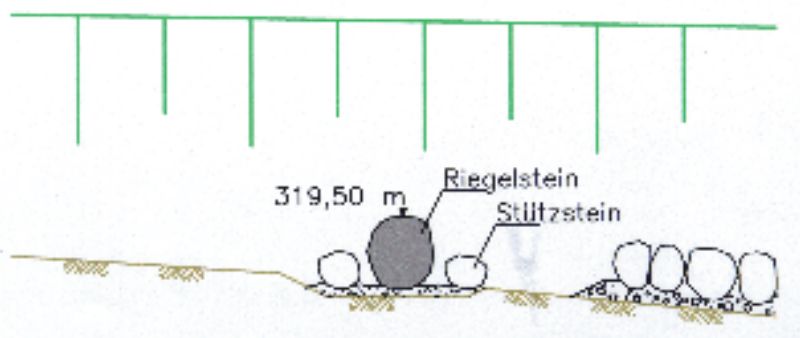


Abb. 2.85: Längs- und Querschnitt sowie Grundriss der Anlage.

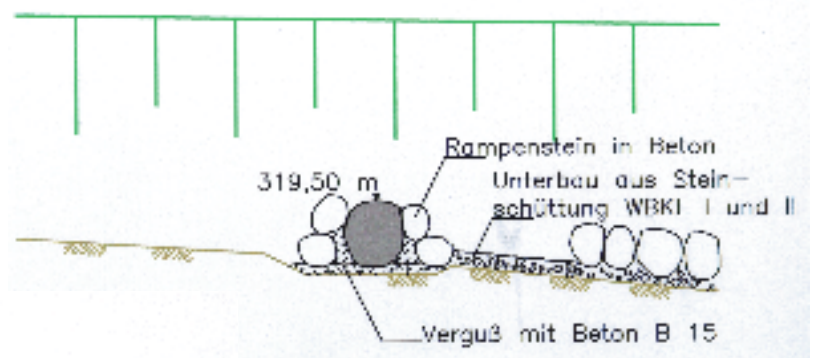
Vorbereiten der Gründung



Setzen der Steinblöcke



Vergießen mit Beton und setzen weiterer Blöcke



Anschluß an die untere Steinsatzfläche Fortsetzung des Rampendeckwerks nach Oberwasser

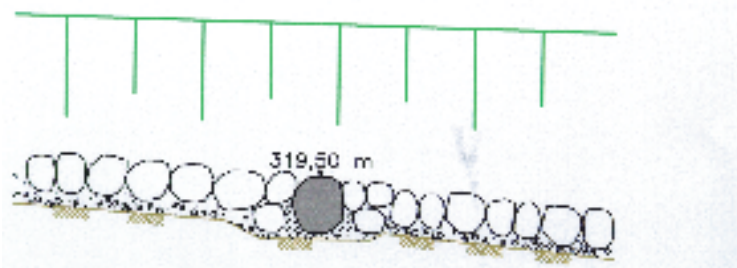


Abb. 2.86: Details der Ausführung: Bau eines Querriegels.



Abb. 2.87 und 2.88: Die Anlage fünf Jahre nach Fertigstellung.

| Nr. 2: Setzsteinrampe Eichtersheim/Waldangelbach (Baujahr 1994) | |
|--|--|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Gemeinde Angelbachtal im Rhein-Neckar-Kreis; A_{Ez} ca. 55,9 km ² |
| Angaben zum Bauwerk | |
| Funktion: | Sohlenstützung mit Durchgängigkeit |
| Rampenhöhe: | ca. 1,40 m |
| Rampenlänge: | ca. 27 m |
| Mittlere Rampenneigung: | 1:20 |
| Rampenbreite: | ca. 4,5 m bis 6,0 m |
| Hinweise zur Gestaltung | Die Bemessung der Steine erfolgte für einen Abfluss von $BQ \approx HQ_{10}$. Die Rampenböschungen wurden mittels einer Steinschüttung mit zusätzlichen ausschlagfähigen Weidenästen gesichert. |
| Hinweise zur Bauausführung | Die Rampe konnte im Trockenen mit Steinen von $d_s \approx 0,3$ m bis 0,4 m hergestellt werden. Die Steine wurden eng nebeneinander versetzt, wobei versucht wurde, die längste Kante möglichst senkrecht zu stellen. Der Untergrund wurde durch den Einbau einer Filterschicht stabilisiert. Die gesetzten Steine wurden mit Filtermaterial verfüllt. |
| Bisherige Erfahrungen | Kurz nach Fertigstellung der Anlage kam es infolge eines erhöhten Abflussereignisses (HQ_{20}) zu einigen Schäden im Bereich der Rampenböschungen und an der Sohle, die saniert werden mussten. Weitere Hochwasserabflüsse konnten seitdem schadlos abgeführt werden. |



Abb. 2.89: Die Rampe vom Unterwasser aufgenommen.

Nr. 3: Setzsteinrampe Schwieberdingen/Glems (Baujahr 1991)

| | |
|-----------------------------------|---|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Gemeinde Schwieberdingen im Kreis Ludwigsburg; A_{Ez} ca. 169 km ² |
| Angaben zum Bauwerk | |
| Funktion: | Sohlenstützung mit Durchgängigkeit |
| Rampenhöhe: | ca. 1,5 m |
| Rampenlänge: | ca. 17 m |
| Mittlere Rampenneigung: | 1:9 |
| Rampenbreite: | ca. 9,0 m |
| Hinweise zur Gestaltung | Die Rampe wurde so gestaltet, dass bei Niedrigwasser der Abfluss in Rampenmitte erfolgt. |
| Hinweise zur Bauausführung | Als Unterbau dient ein Kiesfilter mit einer Mächtigkeit von ca. 30 cm. Das Deckwerk wurde aus ca. 50 cm bis 70 cm hohen Muschelkalksteinen hergestellt. |
| Bisherige Erfahrungen | Bisher konnten alle Abflüsse schadlos abgeführt werden. Die Rampe wird aus fischökologischer Sicht als zu steil eingeschätzt. |



Abb. 2.90: Rampenkronen.



Abb. 2.91: Mittlerer Abfluss.



Abb. 2.92: Erhöhter Abfluss.



Abb. 2.93: Hochwasserabfluss.

Nr. 4: Setzsteinrampe, Ammerwehr/Ammer, Baujahr 2001


| | | |
|--|---|--|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Stadt Tübingen, Ortsteil Unterjesingen im Kreis Tübingen, A_{EO} ca. 137 km ² | |
| Angaben zum Bauwerk | | |
| Funktion: | Aufstau zur Wasserkraftnutzung mit Durchgängigkeit | |
| Rampenhöhe: | ca. 1,20 | |
| Rampenlänge: | ca. 12,00 m | |
| Mittlere Rampenneigung: | 1:10 | |
| Rampenbreite: | ca. 10 m | |
| Hinweise zur Bemessung und Gestaltung | <p>Für den Umbau der Wehranlage wurde gefordert, dass beim Mittelwasserabfluss (MQ) von 1,00 m³/s eine Abflussteilung zwischen Mühlkanal und Ammer von 1:1 vorliegt. Dies wird über eine Absenkung der Wehrkrone über eine Länge von 6,00 m erreicht. Ein 3,00 m breiter muldenförmig eingetiefter Gerinneteil dient bei Normalwasser als Fischaufstieg.</p> <p>Die Bemessung des Deckwerkes geht von einem maximalen Hochwasserereignis von 30 m³/s (Sicherheitsbeiwert 1,25) aus.</p> <p>Das Deckwerk besteht aus einem Steinsatz mit einer Kantenlänge von 0,50 bis 1,00 m. Die neue Überfallschwelle der Rampe besteht aus in Magerbeton auf Lücke gesetzten Steinen. Die Filterschicht wurde mehrstufig bis zu 1,00 m stark ausgeführt. Unterhalb des bestehenden Betonbauwerks sorgt ein Lehmschlag dafür, dass bei Niedrigwasser keine Versickerungen auftreten.</p> | |
| Hinweise zur Bauausführung | Die Umleitung der Ammer erfolgte über einen bestehenden Abwasserkanal. Probleme bereitete der vorhandene Schlick in der Ammer. Das Setzen der Steine erfolgte vom Unterwasser aus, wobei auf eine gute Verklammerung geachtet wurde. | |
| Bisherige Erfahrungen | Das Deckwerk ist als sehr stabil anzusehen. Durch die geringeren Abflüsse in den letzten zwei Jahren ist eine starke Verkrautung im Mühlkanal zu beobachten. | |
| Zuständige | Stadt Tübingen | Planer:  Ingenieurbüro Winkler und Partner Schlosstraße 59a 70176 Stuttgart |



Abb. 2.94: Draufsicht.

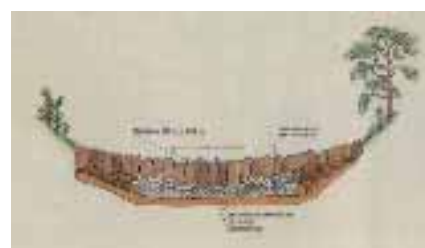


Abb. 2.95: Regelquerschnitt.

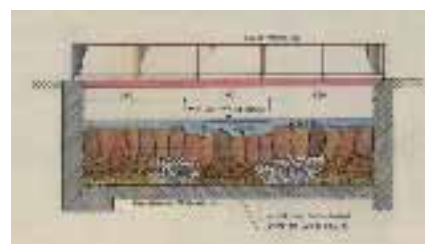


Abb. 2.96: Einlaufquerschnitt.



Abb. 2.97: Blick vom Oberwasser mit alter Schützenanlage.



Abb. 2.98: Blick vom Oberwasser nach Fertigstellung.



Abb. 2.99: Blick vom Unterwasser mit alter Schützenanlage.



Abb. 2.100: Blick vom Unterwasser nach Fertigstellung.

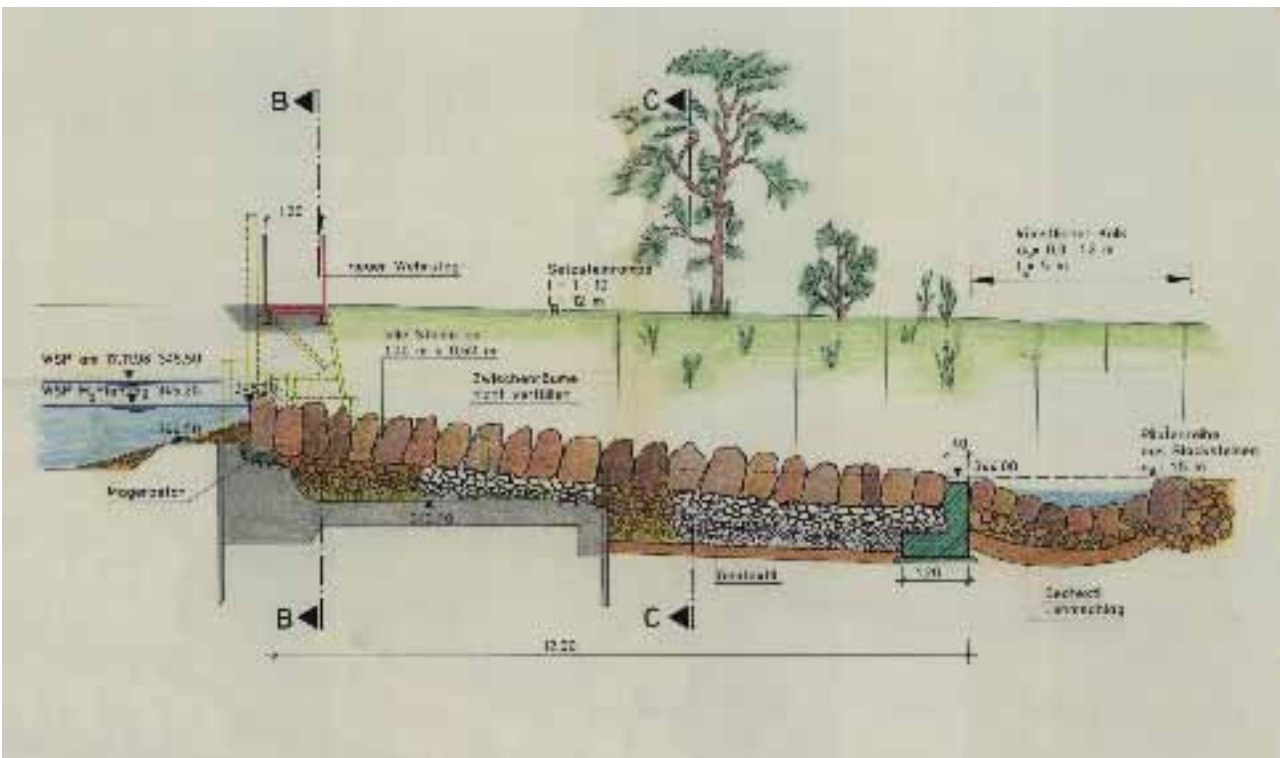


Abb. 2.101: Längsschnitt.

| Nr. 5: Setzsteinrampe Leinzell/Lein (Baujahr 1995) | |
|--|---|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Gemeinde Leinzell im Ostalbkreis; A_{Eo} ca. 255 km ² |
| Angaben zum Bauwerk | |
| Funktion: | Aufstau mit Durchgängigkeit |
| Rampenhöhe: | ca. 2,20 m |
| Rampenlänge: | ca. 17 m |
| Mittlere Rampenneigung: | 1:7 |
| Rampenbreite: | ca. 17 m |
| Hinweise zur Gestaltung | In Beton gesetzte Rampe mit mäandrierender Niedrigwasserrinne auf der Rampe. |
| Hinweise zur Bauausführung | Das Deckwerk besteht aus einem Steinsatz mit einer Kantenlänge von 30 bis 40 cm. |
| Bisherige Erfahrungen | Die Rampe erscheint etwas glatt, hat sich aber gut bewährt. Im Unterwasser sind Inseln und Ablagerungen vorhanden. Es ist kein Tosbecken erforderlich. Für die Durchwanderbarkeit wird die Rampe als etwas zu steil eingeschätzt. |

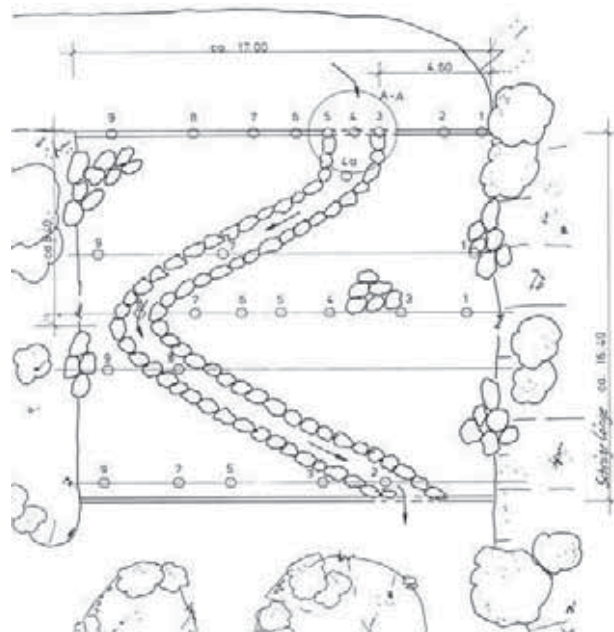


Abb. 2.102: Grundriss der Anlage.



Abb. 2.103: Ansicht vom Unterwasser.

Nr. 6: Setzsteinrampe Rippoldsau-Schapbach/Wolf (Baujahr 1992)

| | |
|------------------------------------|--|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Bei Schappach in der Gemeinde Bad Rippoldsau bei Freudenstadt; A_{Ez} ca. 19 km ² |
| Angaben zum Bauwerk: | |
| Funktion: | Sohlenstützung mit Durchgängigkeit |
| Rampenhöhe: | ca. 2,50 m |
| Rampenlänge: | ca. 10 m |
| Mittlere Rampenneigung: | 1:4 |
| Rampenbreite: | ca. 10 m |
| Hinweise zur Gestaltung: | Ein altes Holzwehr wurde durch ein Hochwasserereignis zerstört. Infolge dessen bestand die Gefahr der Unterspülung einer angrenzenden Straßenmauer. Am Fuß des Wehres ist ein großer natürlicher Felskolk vorhanden. Die Anwohner und die Gemeinde haben sich für den Bau einer steilen Rauen Rampe entschieden. |
| Hinweise zur Bauausführung: | Große Probleme bereitete die Verankerung der gesetzten Steine auf den anstehenden Fels (z. T. mit Baustahlstäben). |
| Bisherige Erfahrungen: | Bisher traten an der Anlage keine Schäden auf. Für Organismen ist die Rampe allerdings viel zu steil – die Durchwanderbarkeit ist nicht gegeben. Die Rampe muss flacher gestaltet werden. |



Abb. 2.104: Ansicht vom Oberwasser.

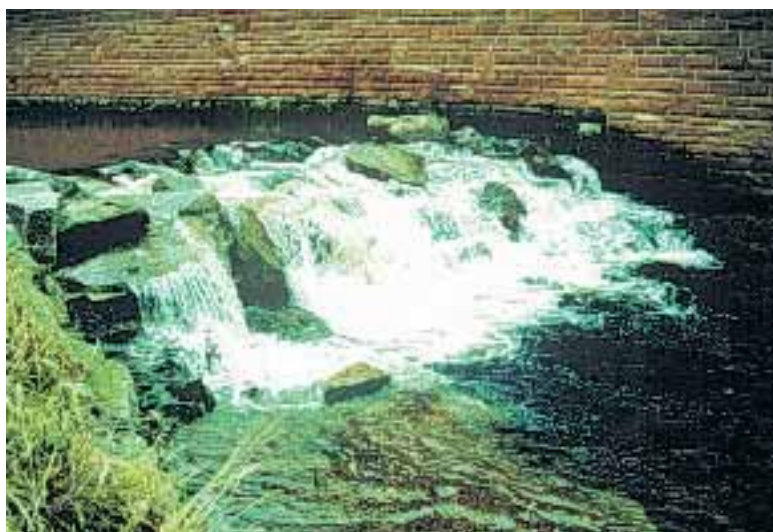


Abb. 2.105: Ansicht vom Unterwasser.

Nr. 7: Setzsteinrampe Reutlingen-Betzingen/Echaz (Baujahr 1992/1993)

| | |
|-----------------------------------|---|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | In Betzingen bei Reutlingen; A_{E_0} ca. 90 km ² |
| Angaben zum Bauwerk | |
| Funktion: | Sohlenstützung mit Durchgängigkeit |
| Rampenhöhe: | ca. 1,50 m |
| Rampenlänge: | ca. 18 m |
| Mittlere Rampenneigung: | 1:12 |
| Rampenbreite: | ca. 8 m |
| Hinweise zur Gestaltung | Die Anlage wurde an eine natürliche Arietien-Kalksteinbank angebaut. Aus diesem Grund ist die Rampenkronen schräg zur Fließrichtung angelegt. Um den Stromstrich im Hochwasserfall in die Gewässermittle zu bekommen, wurde der obere asymmetrische Kronenbereich als Riegelrampe mit Quergefälle zur Gewässermittle gestaltet. |
| Hinweise zur Bauausführung | Der Rampenunterbau besteht aus einem Schotter-Filter. Die Maßnahme erfolgte im Rahmen der Umgestaltung der Echaz. |
| Bisherige Erfahrungen | Bisher traten an der Anlage keine Schäden auf. Die Anlage unterstützt den vorherrschenden Lebensraum für Bachforellen. |



Abb. 2.106: Ansicht vom Oberwasser.



Abb. 2.107: Ansicht vom Unterwasser.



Abb. 2.108: Ansicht vom Oberwasser.

Nr. 8: Setzsteinrampe Unterer Mühlweg/Echaz (Baujahr 1995)

| | |
|-----------------------------------|---|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Reutlingen; A _{Ein} ca. 82 km ² |
| Angaben zum Bauwerk | |
| Funktion: | Sohlenstützung mit Durchgängigkeit |
| Rampenhöhe: | ca. 1,10 m |
| Rampenlänge: | ca. 16,5 m |
| Mittlere Rampenneigung: | 1:15 |
| Rampenbreite: | ca. 8 m |
| Hinweise zur Gestaltung | Die Rampe wurde an einen bestehenden Absturz angebaut. Die Anlage wurde im Rahmen der naturnahen Umgestaltung der Echaz im Zusammenhang mit einer Wohnbebauung gestaltet. |
| Hinweise zur Bauausführung | Die Rampe wurde als Setzsteinrampe auf Schotterunterbau ausgeführt. |
| Bisherige Erfahrungen | Beobachtungen von Wasseramseln und Fischreiher seit dem Ausbau (mitten im Stadtgebiet). |
| Zuständige | Planer: Büro Reik in Pfullingen |



Abb. 2.109: Skizze.

Abb. 2.110: Grundriss der Anlage.



Abb. 2.111: Ansicht vom Unterwasser.



Abb. 2.112: Ansicht vom Oberwasser.

Nr. 9: Setzsteinrampe Waldkirch Suggental/Elz (Baujahr 1996)

| | |
|-----------------------------------|---|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Waldkirch im Kreis Emmendingen; A_{E_0} ca. 303 km ² |
| Angaben zum Bauwerk | |
| Funktion: | Sohlenstützung mit Durchgängigkeit |
| Rampenhöhe: | ca. 1,20 m |
| Rampenlänge: | ca. 25 m |
| Mittlere Rampenneigung: | 1:15 bis 1:20 |
| Rampenbreite: | ca. 19 m |
| Hinweise zur Gestaltung | Umbau des vorhandenen Absturzbauwerkes. Eine vorhandene Schwelle aus einer Doppelspundwand wurde erhalten und die Rampe daran angeschlossen. Am Rampenfuß wurde ein ca. 1 m tiefer Kolk eingebaut. Die vorhandene Schwelle und die daran angeschlossene Rampe haben zur Mitte hin einen Stich zur Abflusskonzentration bei Niedrigwasser. |
| Hinweise zur Bauausführung | Der Rampenaufbau wurde halbseitig und unter Vergabe allein der Baggerarbeiten in eigener Regie der GWD Südlicher Oberrhein/Hochrhein, Bereich Offenburg durchgeführt. |
| Bisherige Erfahrungen | Bisher traten an der Anlage keine Schäden auf. Eine gute Durchgängigkeit wurde seitens der Fischerei beobachtet. Es trat bisher kein Unterhaltungsaufwand auf. |



Abb. 2.113: Normalabfluss.



Abb. 2.114: Erhöhter Abfluss.



Abb. 2.115: Hochwasserabfluss.

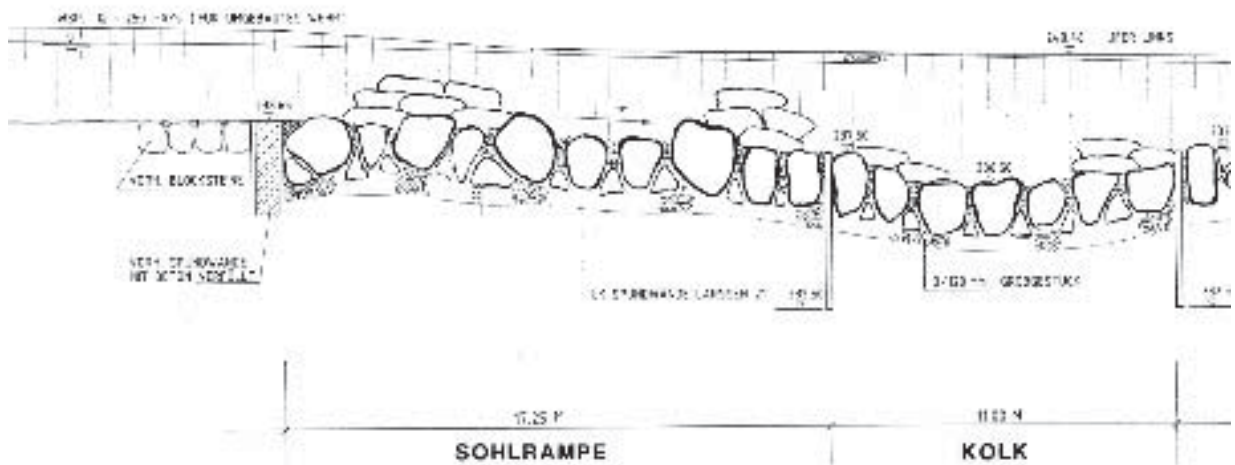


Abb. 2.116: Längsschnitt der Anlage.

Nr. 10: Setzsteinrampe mit Niedrigwasserrinne, Riegel/Leopoldskanal (Baujahr 2001)


| | | |
|--|--|---|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Klappenwehr in Riegel am Leopoldskanal, A_{Eo} ca. 1.100 km ² | |
| Angaben zum Bauwerk | | |
| Funktion: | Herstellung der Durchgängigkeit an der Wehranlage | |
| Rampenhöhe: | 1,1 m | |
| Rampenlänge: | 19 m | |
| Mittlere Rampenneigung: | 1:17 | |
| Rampenbreite: | 10 m | |
| Hinweise zur Bemessung und Gestaltung | <p>HQ₁₀₀ = 497 m³/s (gesamte Wehranlage); MNQ = 3,26 m³/s Der Fischaufstieg erfolgt vorzugsweise im Bereich der Niedrigwasserrinne in Rampenmitte. Wassermenge für den Fischaufstieg: Q = 600 l/s Mittlere Wassertiefe: $h_m = 0,45$ m Fließgeschwindigkeiten: $v_m = 0,21$ m/s, $v_{max} = 1,59$ m/s Energiedissipation: $E = 149$ W/m² Steingrößen: Klasse IV-V</p> | |
| Hinweise zur Bauausführung | <p>Durch das Bauwerk wird die Gewässerdurchgängigkeit vom Leopoldskanal in die Elz und die Dreisam hergestellt.</p> <p>Zum Einbau der Rampe wurde das rechte Wehrfeld der dreifeldrigen Wehranlage abgebrochen. Die dort vorhandene Wehrklappe und der Überfallrücken wurden entfernt. Die ausgemuldete Raue Rampe wurde in Setzsteinbauweise zwischen die Brückenpfeiler im Bereich des Tosbeckens gebaut. In Rampenmitte wurde eine Niedrigwasserrinne mit Beckensequenzen zur Herstellung der Durchgängigkeit eingesetzt. Die Mindestwasserabgabe erfolgt durch einen ca. 3,5 m breiten, definierten Einlaufbereich im Bereich der Rampenkronen.</p> | |
| Bisherige Erfahrungen | <p>Die Anlage wird von den Fischen gut angenommen. Durch die Ausmuldung der Rampe und das entsprechend ausgestaltete Deckwerk ergibt sich über ein weites Abflussspektrum eine gute Durchwanderbarkeit der Fischaufstiegsanlage. Durch die benachbarten Wehrklappen wird der Oberwasserstand über lange Zeiträume konstant gehalten und die Niedrigwasserrinne gleichmäßig beaufschlagt. Bei großen Hochwasserereignissen wird die Rampe zur Hochwasserentlastung mit herangezogen.</p> <p>Durch den nicht zu vermeidenden Eintrag von Geschwemmsel kommt es im Bereich der Störsteine zu Verkläuerungen, die bei größerer Wasserführung jedoch weitgehend wieder weggespült werden. Zeitweise findet sich eingetragener Unrat auf der Rampe, der entfernt werden muss. Hier stellen vor allem Plastikfolien bzw. -tüten ein Problem dar, da diese die Durchwanderbarkeit der Steinzwischenräume nachhaltig beeinträchtigen.</p> | |
| Zuständige | Planer:  | Am Hecklehamm 18, 76549 Hügelsheim Tel.: 07229-1876-00 Fax: 07229-1876-77 |



Abb.: 2.117: Bestehende Wehranlage (linkes Wehrfeld).



Abb. 2.118: Niedrigwasserrinne im Bauzustand.



Abb. 2.119: Einbau Rampenkörper im rechten Wehrfeld.



Abb. 2.120: Rampe in Betrieb, Blick nach oberstrom.



Abb. 2.121: Rampe in Betrieb, Blick nach unterstrom.

Nr. 11: Raue Rampe in Setzsteinbauweise, Altlußheim/Kriegbach (Baujahr 1997)


| | | |
|--|--|---|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | südlicher Ortsrand von Altlußheim/Niederungssystem | |
| Angaben zum Bauwerk | | |
| Funktion: | Umbau einer Sohlgleite zur Sohlenrampe zur Herstellung der Gewässerdurchgängigkeit | |
| Rampenhöhe: | ca. 1,4 m | |
| Rampenlänge: | ca. 36 m (incl. Kolk) | |
| Mittlere Rampenneigung: | 1:15 | |
| Rampenbreite: | 3,0 m | |
| Hinweise zur Bemessung und Gestaltung | <p>Bemessungsabfluss: 5,00 m³/s Störsteine im Gewässer: Lückenabmessung: ca. 0,20-0,30 m Steingrößen: Klasse III - V</p> <p>Die Steine der Rauen Rampe wurden konstruktiv bemessen und im Benehmen mit der Fischereibehörde im Regierungspräsidium Karlsruhe versetzt.</p> | |
| Hinweise zur Bauausführung | <p>Im Rahmen der geplanten ökologischen Verbesserungen des Kriegbaches wurde die Sohlgleite, die in Ihrer ursprünglichen Form ein unüberwindbares Hindernis für die Gewässerfauna darstellte, umgebaut. Zielsetzung war dabei die Schaffung einer für Fische und Kleinlebewesen durchgängigen Sohle.</p> <p>Vor dem Einbau der Rampe musste zunächst die vorhandene Betonschwelle abgebrochen sowie das Pflaster in der Kriegbachsohle und an der Böschung entfernt werden.</p> <p>Nach dem Verlegen eines Geotextils und dem Einbringen von Schroppen und Flussbausteinen der Klasse III in der Böschung und der Sohle erfolgte das Versetzen der Störsteine Klasse V im Flussbett.</p> | |
| Bisherige Erfahrungen | <p>Die Rampe erfüllt ihre Funktion und wird von den Fischen gut angenommen.</p> <p>Durch die Störsteine kommt es zu Verklausungen durch Geschwemmsel, das bei größerer Wasserführung jedoch wieder weggespült wird.</p> <p>Der Unterhaltungsaufwand ist gegenüber der ursprünglichen Sohlgleite höher. Zeitweise findet sich eingetragener Unrat auf der Rampe, der entfernt werden muss.</p> | |
| Zuständige | Planer:  <p style="text-align: center;">BERATENDE INGENIEURE</p> | Am Hecklehamm 18, 76549 Hügelsheim Tel.: 07229-1876-00 Fax: 07229-1876-77 |



Abb. 2.122: Ursprüngliche steile, glatte Sohlengleite.



Abb. 2.123: Böschungssicherungsarbeiten.



Abb. 2.124: Versetzen der Störsteine.



Abb. 2.125: Fertige Sohlenrampe flussaufwärts gesehen.

Nr. 12: Setzsteinrampe, Staulegung der Mühle Durst/Sulzbach (Baujahr 2001)


| | | |
|--|---|---|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Rheinmünster-Stollhofen am Sulzbach, $A_{E_0} = 136 \text{ km}^2$ | |
| Angaben zum Bauwerk | | |
| Funktion: | Herstellung der Durchgängigkeit im Zusammenhang mit der Staulegung | |
| Rampenhöhe: | ca. 1,7 m | |
| Rampenlänge: | ca. 40 m | |
| Mittlere Rampenneigung: | 1:20 | |
| Rampenbreite: | 6,0 m | |
| Hinweise zur Bemessung und Gestaltung | <p>Ausbauwassermenge der ehemaligen Wasserkraftanlage: $Q = 1,5 \text{ m}^3/\text{s}$.</p> <p>Die Bemessung der Rampe bzw. die Auswahl der Störsteine erfolgte konstruktiv. Rampenunterbau besteht aus Schotter und Wasserbausteinen Klasse III. Zur Stabilisierung des Rampenkörpers wurden vier bogenförmige Querriegel gesetzt.</p> | |
| Hinweise zur Bauausführung | <p>Nach Abbruch der alten Wehranlage und der vorhandenen Schwelle erfolgten die Erdarbeiten zur Vorbereitung des Rampenunterbaus.</p> <p>Die Raue Rampe wurde mittels Steinsatz mit einzelnen Störsteinen (Senksteine, bis ca. 2000 kg) hergestellt. Zwischen den Steinen wurde ein ausreichend großes Lückensystem für die Durchwanderbarkeit bei verschiedenen Abflusssituationen gestaltet. Dazu wurden die Steine schuppenartig gesetzt.</p> <p>Das Setzen der Steine erfolgte in trockener Baugrube. Aufgrund der direkt bis an das Gewässer heranreichenden Bebauung mussten die relativ steilen Böschungen auf beiden Seiten des Gewässers durch Blocksatz gesichert werden.</p> | |
| Bisherige Erfahrungen | <p>Die Anlage weist ein vielgestaltiges Lückensystem auf und wird von den Fischen gut angenommen.</p> <p>Durch die schuppenartige Anordnung der Steine kommt es nur vereinzelt zu Verklausungen durch Geschwemmsel. Dadurch ergibt sich nur ein geringer Unterhaltungsaufwand.</p> | |
| Zuständige | Planer:  <p style="text-align: center;">BERATENDE INGENIEURE</p> | Am Hecklehamm 18, 76549 Hügelsheim Tel.: 07229-1876-00 Fax: 07229-1876-77 |



Abb. 2.126: Bestehende Wehranlage.



Abb. 2.127: Absturz vor dem Abbruch.



Abb. 2.128: Absturz nach Abbrucharbeiten.




Abb. 2.129: Bauphase, Setzen der Störsteine.



Abb. 2.130: Rampe in Betrieb, Blick nach unterstrom.



Abb. 2.131: Rampe in Betrieb, Blick nach oberstrom.

| Nr.13: Setzsteinrampe, Iller (Baujahr 2002/2003) | |
|--|---|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Südlich von Vöhringen; A _{E0} ca. 2115 km ² |
| Angaben zum Bauwerk | |
| Funktion: | Stabilisierung der Unterwassersohle, Schutz vor weiterer Eintiefung |
| Rampenhöhe: | ca. 2,83 m |
| Rampenlänge: | ca. 150 m (mit Nachbettsicherung) |
| Mittlere Rampenneigung: | 1 : 15 (6,7 %) |
| Rampenbreite: | 70 m |
| Hinweise zur Bemessung und Gestaltung | <p>Die Illerrampe km 17,000 ist mit einer Breite von 70 m und einer Höhe von fast 3,0 m die größte Setzsteinrampe Deutschlands. Anlass für den Neubau war die starke Eintiefung der Illersohle, die an einigen Stellen bereits den stark erosionsgefährdeten Flinzuntergrund freilegt. Die Stabilisierung der Illersohle soll durch Sohlenrampen erreicht werden. Das Bauwerk besteht aus den Elementen Setzsteinrampe, Muldenkolk und anschließender Sohlensicherung.</p> <p>Der eigentliche Rampenkörper wurde als klassische Steinschichtung mit eng aneinander gesetzten, ca. 1,5 m hohen Blocksteinen erstellt. Diese sind auf einer Schicht Wasserbausteine Klasse III gebettet. Unter dieser Schicht wurden eine Filtermatte (Gittergewebe) und eine Filterschicht aus Grobschotter eingebracht. Aufgrund der kritischen Untergrundverhältnisse war dieser sorgfältige Filteraufbau erforderlich, der nur in trockener Bauweise realisiert werden konnte.</p> <p>Im Muldenkolk wurde eine 1,5 m starke Steinschüttung (Wasserbausteine Klasse V) auf einen Unterbau aus Schüttsteinen Klasse I eingebracht. Die Nachbettsicherung erfolgte mit einer 1,0 m starken Steinschüttung (Wasserbausteine Klasse IV) auf einem Unterbau aus Grobschotter.</p> |
| Hinweise zur Bauausführung | Die trockene Bauweise sowie die Dimension der Rampe erforderte eine Umsetzung in einzelnen Bauabschnitten. Dies führte zu einem sehr hohen Aufwand für Spundungen. |
| Bisherige Erfahrungen | Keine Beschädigung durch große Hochwasserabflüsse |
| Zuständige | Planer: <div style="display: flex; align-items: center; margin-top: 10px;">  <div style="font-size: small;"> <p>Ingenieurbüro Dr.-Ing. Rolf-Jürgen Gebler Frechhofstraße 65 D-75045 Waldachtel ☎ +49 (72 03) 83 55 📠 +49 (72 03) 83 56 📧 info@jg-gebler.de</p> </div> </div> |

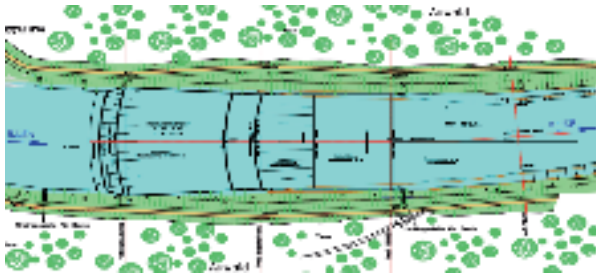


Abb. 2.132: Übersicht über die Anlage.

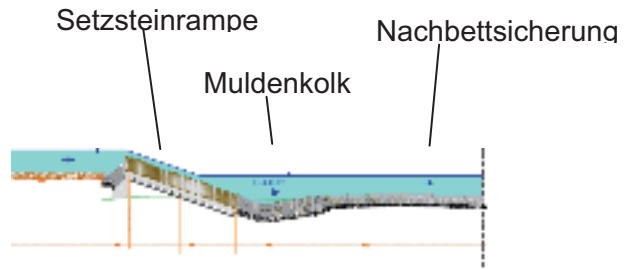


Abb. 2.133: Längsschnitt.



Abb. 2.134: Linke Rampenhälfte während der Bauphase.



Abb. 2.135: Ansicht der fertiggestellten Rampe.

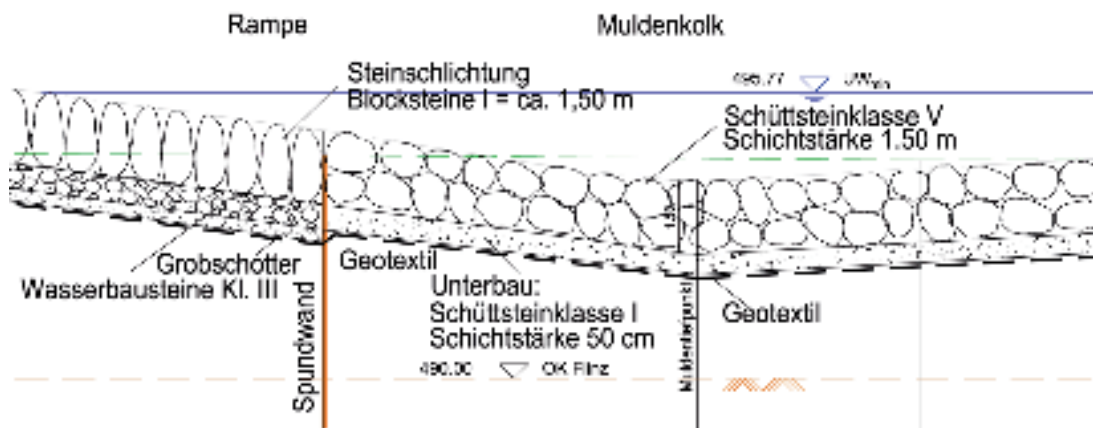


Abb. 2.136: Längsschnitt mit Sohlenaufbau.

| Nr. A Setzsteinrampe Hundersingen/Donau (Umbau 1990) Pegel-NR: 120 | |
|--|--|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Gemeinde Herbertingen, LK Sigmaringen; $A_{Eo} = 2639,00 \text{ km}^2$ |
| Angaben zum Bauwerk | |
| Funktion: | Durchgängigkeit der Pegelanlage |
| Rampenhöhe: | 1,30 m |
| Rampenlänge: | 19,50 m |
| Rampenbreite: | 40,00 m |
| Mittlere Rampenneigung: | ca. 1:15 |
| Hinweise zur Gestaltung | Räumlich gekrümmte Rampe nach Schauberger, in Gewässermittle Bootsgasse. |
| Bisherige Erfahrungen | Keinerlei negative Erfahrungen. Die Bootsgasse ist funktionstüchtig. Keine Beeinflussung der W-Q-Beziehung. Etwas erhöhter Unterhaltungsaufwand. |



Abb. 2.137: Absturz (vor dem Umbau).



Abb. 2.138: Setzsteinrampe mit Bootsgasse.

| Nr. B Setzsteinrampe Friedrichshafen Rotach (Umbau 2002) Pegel-NR: 2377 | |
|---|--|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Gemeinde Friedrichshafen, Bodenseekreis; $A_{Eo} = 131,44 \text{ km}^2$ |
| Angaben zum Bauwerk | |
| Funktion: | Durchgängigkeit der Pegelanlage |
| Rampenhöhe: | 0,62 m |
| Rampenlänge: | 9,50 m |
| Rampenbreite: | 6,60 m |
| Mittlere Rampenneigung: | ca. 1:15 |
| Hinweise zur Gestaltung | Steinrampe als Raue Rampe, Rampenkronen aus Flussbausteinen der Größe I, um Umlagerungen auszuschließen. |
| Bisherige Erfahrungen | Stabile W-Q-Beziehung ohne nennenswerte Beeinträchtigung durch Geschwemmsel. |
| Zuständige Behörde | Regierungspräsidium Tübingen |

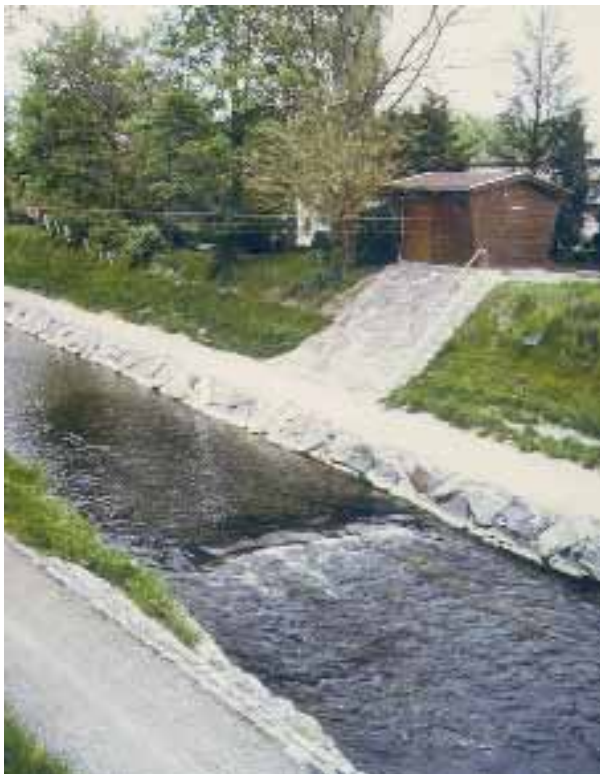


Abb. 2.139: Blocksteinschwelle (vor dem Umbau).



Abb. 2.140: Setzsteinrampe.

Nr. C Setzsteinrampe Denkendorf/Körsch (Umbau 2000) Pegel-NR: 4414

| | |
|------------------------------------|--|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Gemeinde Denkendorf, LK Esslingen; A_{Ez} = 128,2 km ² |
| Angaben zum Bauwerk: | |
| Funktion: | Durchgängigkeit der Pegelanlage |
| Rampenhöhe: | 0,40 m |
| Rampenlänge: | 10,00 m |
| Rampenbreite: | 7,00 m |
| Mittlere Rampenneigung: | ca. 1:20 |
| Hinweise zur Gestaltung | Die Rampe wurde über die gesamte Gewässerbreite erstellt. Die Durchgängigkeit wurde über etwa 1 m breite Ausschnitte auf beiden Seiten hergestellt, wo die bestehende Stahlschiene abgetrennt wurde. Der vollkommene Überfall blieb damit auf einer Breite von 5 m erhalten. |
| Hinweise zur Bauausführung: | Im Bereich der Aussparungen durchgehende Gewässersohle. Zur Stabilisierung der Rauen Rampe wurden im Abstand von etwa 6 m zwei massive Querriegel mit größeren Flussbausteinen eingebaut. |
| Bisherige Erfahrungen: | Die bisherige W-Q-Beziehung wurde nur geringfügig beeinflusst, eine nennenswerte Umlagerung der Steine fand nicht statt, ebenso wenig Beeinflussung durch Geschwemmsel. |
| Zuständige Behörde: | Regierungspräsidium Stuttgart |



Abb. 2.141: Absturz (vor dem Umbau).



Abb. 2.142: Setzsteinrampe.

| Nr. 14: Schüttsteinrampe Mosbach/Elz (Baujahr 1996) | |
|---|--|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Gemeinde Neckarelz bei Mosbach (Neckar-Odenwald); A_{Ez} ca. 155 km ² |
| Angaben zum Bauwerk | |
| Funktion: | Sohlenstützung (Brückenfundament) mit Durchgängigkeit |
| Rampenhöhe: | 0,70 m |
| Rampenlänge: | 12,0 m |
| Mittlere Rampenneigung: | ca. 1:17 |
| Rampenbreite: | 8,0 m |
| Hinweise zur Gestaltung | Die Steinrampe wurde an einen bestehenden Absturz angebaut. |
| Hinweise zur Bauausführung | Die Bauausführung konnte zügig vom Unterwasser aus erfolgen. Es wurden Steine mit einer Kantenlänge bis zu 1,20 m eingebaut. |
| Bisherige Erfahrungen | Der Unterhaltungsaufwand ist sehr gering. |



Abb. 2.143: Vor der Umgestaltung mit Sohlenpflasterung.



Abb. 2.144: Nach der Umgestaltung. Die Sohlenpflasterung wurde teilweise entfernt.



Abb. 2.145: Strömungsmuster.

Nr. 15: Teilrampe als Schüttsteinrampe Pforzheim-Bleichwehr/Nagold (Baujahr 1986)

| | |
|-----------------------------------|--|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Pforzheim im Enzkreis; A_{E_0} ca. 1142 km ² |
| Angaben zum Bauwerk | |
| Funktion: | Aufstau für Wasserkraftnutzung mit Durchgängigkeit |
| Rampenhöhe: | 2,0 m |
| Rampenlänge: | 20,0 m |
| Mittlere Rampenneigung: | ca. 1:10 |
| Rampenbreite: | 5,0 m |
| Hinweise zur Gestaltung | Die Anlage wurde als Teilrampe im spitzen Winkel zwischen Böschung und Streichwehr angebaut. Für den Mindestabfluss wurde eine Öffnung in das Streichwehr eingefügt. Die Rampe wurde ohne Planunterlagen im Rahmen der Unterhaltung hergestellt. |
| Hinweise zur Bauausführung | Die Rampe wurde als Steinwurf mit Material der Kantenlänge von 60 bis 100 cm ausgeführt. Die Lücken wurden mit vorhandenem Sohlensubstrat verfüllt, das sich während des Betriebs entsprechend umlagern soll. |
| Bisherige Erfahrungen | Die Anlage hat sich bestens als Lebensraum und Aufstiegsanlage für Fische und Kleinlebewesen bewährt. Bisher fanden trotz Hochwasserabflüsse noch keine Umlagerungen statt. |



Abb. 2.146: im Winter.



Abb. 2.147: Seitenansicht.



Abb. 2.148: Strömungsmuster.

Nr. 16: Schüttsteinrampe Breitenbachmündung/Echaz (Baujahr 1992)

| | |
|-----------------------------------|---|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Gemarkung Betzingen in Reutlingen; A_{Ez} ca. 109 km ² |
| Angaben zum Bauwerk | |
| Funktion: | Sohlenstützung mit Durchgängigkeit |
| Rampenhöhe: | 0,75 m |
| Rampenlänge: | 12,0 m |
| Mittlere Rampenneigung: | ca. 1:15 |
| Rampenbreite: | ca. 6,0 m |
| Hinweise zur Gestaltung | Die Rampe wurde an eine bestehende Schwelle angebaut. Durch diese Maßnahme wurde nicht nur die vorhandene Schwelle, sondern auch die Mündung des Breitenbaches durchgängig gemacht. |
| Hinweise zur Bauausführung | Die Rampe wurde als einfache Schüttsteinrampe auf die vorhandene Gewässersohle aufgebracht. |
| Bisherige Erfahrungen | Bislang sind keine signifikanten Schäden aufgetreten. |



Abb. 2.149: Skizze der Anlage vor dem Umbau.



Abb. 2.150: Skizze nach der Umgestaltung.



Abb. 2.151: Ansicht der Anlage.

Nr. 17: Schüttsteinrampe Blochingen/Donau (Baujahr 1993)

| | |
|------------------------------------|---|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Stadt Mengen im Kreis Sigmaringen bei Blochingen; A_{E_0} ca. 2624 km ² |
| Angaben zum Bauwerk: | |
| Funktion: | Sohlenstützung mit Durchgängigkeit |
| Rampenhöhe: | 1,60 m |
| Rampenlänge: | 35,0 m |
| Mittlere Rampenneigung: | ca. 1:18 |
| Rampenbreite: | ca. 30,0 m |
| Hinweise zur Gestaltung: | Die Rampengeometrie entspricht einer räumlich-gekrümmten Rampenoberfläche nach SCHAUBERGER. Das Gerinne für den Mindestabfluss wurde etwas mäandrierend angelegt. |
| Hinweise zur Bauausführung: | Das Deckwerk wurde als Steinschüttung aus Kalksteinen ($d_s = 50$ bis 70 cm) mit einer Schüttstärke von mehr als 1,40 m angefertigt. Als Pilotreihe und Sicherungselement befindet sich im Oberwasser eine Spundwand. Als Sicherung im Unterwasser dient eine Steinpackung mit anschließendem Kolk, wobei die Sohle durch eine abgestufte Steinschüttung gesichert wird. |
| Bisherige Erfahrungen: | Die Rampe hat bislang allen Hochwässern standgehalten. |



Abb. 2.152: Ansicht der Rampenkronen.



Abb. 2.153: Ansicht der Anlage.

Nr. 18: Schüttsteinrampe Altheimer Wehr/Donau (Baujahr 1995)

| | |
|-----------------------------------|---|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Gemeinde Altheim im Kreis Biberach; A_{Ez} ca. 2630 km ² |
| Angaben zum Bauwerk | |
| Funktion: | Ersatz eines Wehres zur Hochwasseraufteilung |
| Rampenhöhe: | 1,20 m |
| Rampenlänge: | 41,0 m |
| Mittlere Rampenneigung: | ca. 1:12 |
| Rampenbreite: | ca. 43,0 m |
| Hinweise zur Gestaltung | Räumlich gekrümmte Rampengeometrie mit angeschlossenem Tosbecken |
| Hinweise zur Bauausführung | Die Rampe wurde aus Granitsteinen (Durchmesser ca. 1,20 m) auf eine Filterschicht gebaut. An der Rampenkrone und am Rampenfuß befindet sich eine Sicherung in Form von Spundwänden. |
| Bisherige Erfahrungen | Die Rampe hat bislang allen Hochwässern standgehalten. |



Abb. 2.154: Ansicht der Anlage.



Abb. 2.155: Grundriss.



Abb. 2.156: Längsschnitt.

Nr. 19: Schüttsteinrampe Schapbuch/Deggenhauser Aach (Baujahr 1994)

| | |
|-----------------------------------|---|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Neufrach im Kreis Salem (Bodenseekreis); A_{E_0} ca. 62 km ² |
| Angaben zum Bauwerk | |
| Funktion: | Sohlenstützung mit Durchgängigkeit |
| Rampenhöhe: | 1,0 m |
| Rampenlänge: | 15,0 m |
| Mittlere Rampenneigung: | ca. 1:15 |
| Rampenbreite: | ca. 5,0 m |
| Hinweise zur Gestaltung | Das Rampendeckwerk wurde der Sohlenstruktur der Deggenhauser Aach angeglichen. |
| Hinweise zur Bauausführung | Anschütten des Absturzbauwerkes vom Unterwasser aus mit Flussbausteinen. Die Hohlräume wurden dabei mit Moränenwacken verfüllt. |
| Bisherige Erfahrungen | Die Anlage ist passierbar für Fische und Kleinlebewesen und gliedert sich in die vorhandene Gewässerstruktur gut ein. |



Abb. 2.157: Anlage vor dem Umbau.

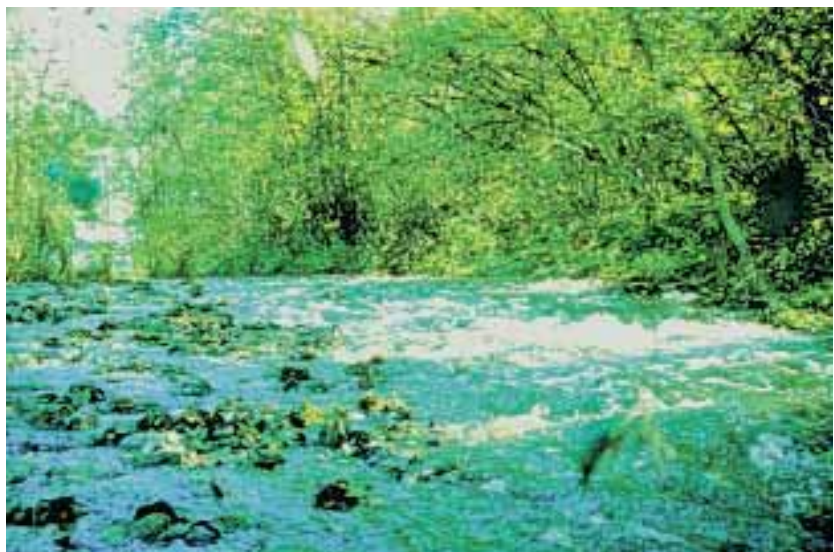


Abb. 2.158: Anlage nach dem Umbau.


| Nr. 20: Schüttsteinrampe, Aglasterhausen/Schwarzbach (Baujahr 2004) | |
|---|---|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | ca. 1 km unterhalb der Ortslage Aglasterhausen an der L292; $A_{\text{Ez}} = 33 \text{ km}^2$ |
| Angaben zum Bauwerk | |
| Funktion: | Umbau eines Absturzbauwerkes zur Herstellung der Durchgängigkeit |
| Rampenhöhe: | 2,20 m |
| Rampenlänge: | 42 m |
| Mittlere Rampenneigung: | 1:12 |
| Rampenbreite: | 9,0 m |
| Hinweise zur Bemessung und Gestaltung | Bemessungsabfluss: 22,8 m ³ /s Gestaltung einer Schüttsteinrampe mit Störsteinen: Lückenabmessungen: mind. 0,20-0,30 m Steingrößen: Klasse III-V . |
| Hinweise zur Bauausführung | <p>Nach Abriss des Absturzbauwerkes wurde eine Raue Rampe als Schüttsteinrampe errichtet. Dabei wurde zunächst ein Rampenkörper mit einem weit abgestuften Steinmaterial aus Wasserbausteinen der Klasse III-IV geschüttet.</p> <p>In diesen Rampenkörper wurden dann einzelne Störsteine mit einer Kantenlänge von 0,80-1,2 m und einem Steingewicht >1500 kg eingebunden. Die Anordnung erfolgte so, dass sich in den dazwischen liegenden Becken höhere Wasserstände einstellen. Die Beckenlänge liegt dabei zwischen 1,50 und 3,0 m. Die Spaltenbreite zwischen den Steinen beträgt mindestens 20 bis 30 cm, so dass auch größere Fische passieren können.</p> <p>Die Rampenkronen sowie der Rampenfuß wurden durch bogenförmig versetzte ausgesuchte Wasserbausteine Klasse V, die in die Böschungen eingebunden sind, gesichert. Die Rampenkronen wurden mit einer Breite von 2,0 m ausgeführt. Für den Niedrigwasserfall wird in der Krone sowie auf der Rampe eine Niedrigwasserrinne ausgebildet, die eine ausreichend hohe Wassertiefe auf der Rampe sicherstellen soll.</p> |
| Bisherige Erfahrungen | <p>Die Anlage ist durch die Gestaltung einer Niedrigwasserrinne und durch das vielgestaltige Lückensystem für ein großes Artenspektrum über ein weites Abflussbereich durchwanderbar.</p> <p>Zwar kommt es durch die Störsteine teilweise zu Verklausungen infolge von Geschwemmsleintrag von oberstrom. Diese beschränken sich nach Beobachtungen aber auf die Randbereiche und werden bei größerer Wasserführung weitgehend wieder weggespült.</p> |
| Zuständige | Planer:  Am Hecklehamm 18, 76549 Hügelsheim Tel.: 07229-1876-00 Fax: 07229-1876-77 |



Abb. 2.159: Vor dem Umbau vorhandener Absturz .



Abb. 2.160: Vor dem Umbau vorhandener Absturz (Blick ins Unterwasser).



Abb. 2.161: Fertige Rampe mit Geschwemmseleintrag.

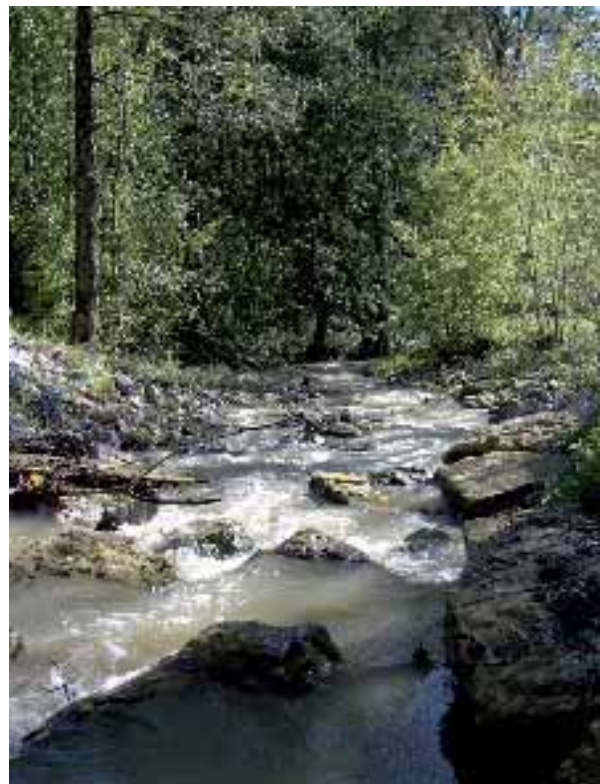


Abb. 2.162: Fertige Rampe (Blick ins Unterwasser).

Nr. 21: Raue Rampe in Schüttsteinbauweise, Billigheim/Schefflenz (Baujahr 2004)


| | | |
|--|---|---|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Ortsausgang Gemeinde Billigheim; $A_{Ez} = 55 \text{ km}^2$ | |
| Angaben zum Bauwerk | | |
| Funktion: | Herstellung der Durchgängigkeit an einer Wehranlage | |
| Rampenhöhe: | 1,0 m | |
| Rampenlänge: | rd. 30 m (inkl. Nachbettkolk) | |
| Mittlere Rampenneigung: | 1: 22 | |
| Rampenbreite: | 3-4 m | |
| Hinweise zur Bemessung und Gestaltung | <p>HQ₁₀₀ = 44 m³/s, davon fließen rd. 42 m³/s über eine neu hergestellte Flutmulde und rund 2-3 m³/s über die Sohlenrampe ab. MNQ rd. 170 l/s</p> <p>Auf der sicheren Seite liegend wurde für die Dimensionierung der Steingröße ein Bemessungsabfluss von BQ = 5,0 m³/s angesetzt. Die Steine wurden weiterhin so versetzt, dass eine mittlere Fließgeschwindigkeit von $v_m \approx 1,0 \text{ m/s}$ und eine maximale Fließgeschwindigkeit von $v_{max} \approx 2,0 \text{ m/s}$ nicht überschritten werden.</p> | |
| Hinweise zur Bauausführung | <p>Die Stahlbetonschwelle der bestehenden Wehranlage wurde abgebrochen und durch eine Sohlenrampe aus Wasserbausteinen ersetzt. In dem Rampenkörper wurde durch das Versetzen ausgesuchter, großer Störsteine (Wasserbausteine Klasse V) ein geschwungenes und verzweigtes Niedrigwasserbett mit lokalen Aufweitungen und Verengungen angelegt. Die Störsteine wurden so angeordnet, dass beim mittleren Niedrigwasser (MNQ) Fliesstiefen von ~20 cm nicht unterschritten werden.</p> <p>Die exakte Festlegung der Anordnung der Störsteine (Anzahl und Abstand) erfolgte während der Bauausführung in Zusammenarbeit mit dem Fischereisachverständigen des Regierungspräsidiums Karlsruhe durch Umsetzen/Umlagern einzelner Steine bzw. das Versetzen zusätzlicher Steine.</p> | |
| Bisherige Erfahrungen | Die Rampe wird gut angenommen. Kleineres Hochwasser hinterließ keine sichtbaren Schäden (Löcher, Fehlstellen u. dgl.). Geschwemmsel bleibt teilweise an den Steinspitzen hängen, wird bei steigendem Abfluss jedoch weggespült. | |
| Zuständige | Planer:  <p style="text-align: center;">BERATENDE INGENIEURE</p> | Am Hecklehamm 18, 76549 Hügelsheim Tel.: 07229-1876-00 Fax: 07229-1876-77 |



Abb. 2.163 u. 2.164: Wehranlage vor dem Umbau (vom Unterwasser): Absturzhöhe ~1,0 m.



Abb. 2.165: Rampe im Bau (Versetzen der Störsteine).



Abb. 2.166: Rampe unmittelbar nach der Fertigstellung bei kleinerem Hochwasser.



Abb. 2.167 und 2.168: Rampe ein Jahr nach der Fertigstellung (gegen und in Fließrichtung).




| Nr. 22: Raue Rampe, Brühl/Leimbach (Baujahr 1999) | | | |
|--|--|--|---|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | südwestlicher Ortsrand von Brühl/Niederungsgebiet | | |
| Angaben zum Bauwerk | | | |
| Funktion: | Umbau des Leimbachabsturzes zu einer Sohlenrampe | | |
| Rampenhöhe: | 1,70 m | | |
| Rampenlänge: | 48 m (incl. Kolksee) | | |
| Mittlere Rampenneigung: | 1:20 | | |
| Rampenbreite: | 3,00 m | | |
| Hinweise zur Bemessung und Gestaltung | <p>Bemessungsabfluss: 4,50 m³/s</p> <p>Die Störsteine wurden konstruktiv bemessen und im Benehmen mit der Fischereibehörde des Regierungspräsidiums Karlsruhe versetzt:</p> <p>Lückenabmessung: mind. 0,20-0,30 m</p> <p>Steingrößen: Klasse III-V</p> | | |
| Hinweise zur Bauausführung | <p>Im Rahmen der geplanten ökologischen Verbesserungen des Leimbaches im Bereich des Natur- und Landschaftsschutzgebietes „Schwetzinger Wiesen“ wurde der Absturz, der in seiner ursprünglichen Form ein unüberwindbares Hindernis für die Gewässerfauna darstellte, umgebaut.</p> <p>Die Umgestaltung umfasst eine um 1:20 geneigte Raue Rampe aus Wasserbausteinen und einen rund 15,0 m langen Kolksee am Rampenfuß. Nach dem Abbruch der bestehenden Betonwände und -sohle erfolgte das Auffüllen der Sohle und Herrichten des Sohlensubstrates. Das Setzen der Störsteine erfolgte teilweise bei fließendem Wasser.</p> | | |
| Bisherige Erfahrungen | <p>Schon bald nach Fertigstellung konnte beobachtet werden, dass die Rampe ihre Funktion erfüllt und die Fische den ehemaligen Absturz passieren.</p> <p>Durch die Störsteine kommt es teilweise zu Verklausungen, die bei größerer Wasserführung jedoch wieder weggespült werden. Der Unterhaltungsaufwand ist gegenüber dem ursprünglichen Absturz etwas höher.</p> | | |
| Zuständige | <table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 50%; vertical-align: top;"> Planer:  </td> <td style="width: 50%; vertical-align: top; text-align: right;"> Am Hecklehamm 18, 76549 Hügelsheim Tel.: 07229-1876-00 Fax: 07229-1876-77 </td> </tr> </table> | Planer:  | Am Hecklehamm 18, 76549 Hügelsheim Tel.: 07229-1876-00 Fax: 07229-1876-77 |
| Planer:  | Am Hecklehamm 18, 76549 Hügelsheim Tel.: 07229-1876-00 Fax: 07229-1876-77 | | |



Abb. 2.169: Ursprünglicher Absturz und Auslauf des Regenüberlaufbeckens.



Abb. 2.170: Abbruch der bestehenden Wände.



Abb. 2.171: Setzen der Störsteine.



Abb. 2.172: Fertige Sohlenrampe flussabwärts gesehen.

| Nr. D Schüttsteinrampe Jettkofen/Ostrach (Umbau 2004) Pegel-NR: 1174 | |
|--|--|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Gemeinde Ostrach, LK Sigmaringen; $A_{Eo} = 100,14 \text{ km}^2$ |
| Angaben zum Bauwerk | |
| Funktion: | Durchgängigkeit der Pegelanlage |
| Rampenhöhe: | 0,50 m |
| Rampenlänge: | 6,00 m |
| Rampenbreite: | 5,00 m |
| Mittlere Rampenneigung: | ca. 1:10 |
| Hinweise zur Gestaltung | Das Tosbecken wurde mit einer Schüttung aus Kalksteinen mit Kantenlängen von 20 bis 80 cm verfüllt. Die Rampe wurde zum größten Teil geschüttet, einzelne große Steine wurden gesetzt. Die Anordnung der Steine erfolgte so, dass zur Gewässermittle hin Gefälle entstand, damit dort die Hauptströmung abfließt und an den Rändern beruhigte Zonen entstehen. |
| Hinweise zur Bauausführung | Bei der ersten Bauausführung war das Rampenniveau zu hoch, so dass die W-Q-Beziehung nachhaltig beeinflusst wurde und sich Geschwemmsel verhakte. Dann wurde darauf geachtet, dass die horizontale Rampenkronen vom Unterwasser her nicht eingestaut bzw. überstaut wurde. Der Wasserspiegelunterschied beträgt nach der Nachbesserung ca. 0,10 m. |
| Bisherige Erfahrungen | Mehrere Abflussmessungen belegen, dass die W-Q-Beziehung seither nicht beeinflusst wird. Bisher gab es keine Umlagerungen, der Unterhaltungsaufwand hat sich jedoch erhöht. |



Abb. 2.173: Absturz (vor dem Umbau).



Abb. 2.174: Schüttsteinrampe.

| Nr. E Schüttsteinrampe Rengers/Untere Argen (Umbau 2004) Pegel-NR: 2389 | |
|---|--|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Stadt Isny, LK Ravensburg; $A_{E_0} = 128,16 \text{ km}^2$ |
| Angaben zum Bauwerk | |
| Funktion: | Sohlenstützung mit Durchgängigkeit |
| Rampenhöhe: | 1,15 m |
| Rampenlänge: | 19,50 m |
| Rampenbreite: | 16,50 m |
| Mittlere Rampenneigung: | ca. 1:17 |
| Hinweise zur Gestaltung | Verlängerung der bestehenden und sich ständig durch Hochwasser verändernden Rampe um ca. 4,0 m nach oberstrom. |
| Hinweise zur Bauausführung | Sicherung im Oberwasser mit gegliederter Stahlspundwand, um lage- und höhenmäßig unveränderliche Verhältnisse zu erhalten. Die Spundwand ist beidseitig in Flussbausteine eingebettet. |
| Bisherige Erfahrungen | keine |



Abb. 2.175: Mit Spundwand gesicherte Schüttsteinrampe.

| Nr. 23: Aufgelöste Rampe Göppingen/Fils (Baujahr 1991) | |
|--|---|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Göppingen bei der Firma Linner; A_{Eo} ca. 357 km ² |
| Angaben zum Bauwerk | |
| Funktion: | Aufstau für Wasserkraftnutzung mit Durchgängigkeit |
| Rampenhöhe: | ca. 4,80 m |
| Rampenlänge: | ca. 90 m |
| Mittlere Rampenneigung: | 1:19 |
| Rampenbreite: | ca. 15 m |
| Hinweise zur Gestaltung | Der Einlauf zu einem angrenzenden Kraftwerk ist als Tiroler Wehr gestaltet. Auf der linken Uferseite ist das Wehr unterbrochen und es wird ein Mindestabfluss für die Rampe abgeleitet, der sich anschließend auf die Rampe verteilt. |
| Hinweise zur Bauausführung | Die Rampe wurde als Riegelrampe mit möglichst versetzt aneinander geordneten Einzelbecken ausgeführt. Die Anlage endet im Auslaufbereich des Kraftwerkes. |
| Bisherige Erfahrungen | Bisher traten an der Anlage keine Schäden auf. Der Mindestabfluss ist für den Betrieb der Rampe zu gering. |



Abb. 2.176: Ansicht vom Unterwasser.



Abb. 2.177: Einlaufbereich mit Mindestwasserabgabe und Tiroler Wehr.



Abb. 2.178: Ansicht ins Unterwasser.

Nr. 24: Aufgelöste Rampe Willstätt/Kinzigtarm (Baujahr 1994/1995)

| | |
|-----------------------------------|---|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Bei Willstätt im Ortenaukreis; A_{E_0} ca. 970 km ² |
| Angaben zum Bauwerk | |
| Funktion: | Aufstau für Wasserkraftnutzung mit Durchgängigkeit |
| Rampenhöhe: | ca. 4,00 m |
| Rampenlänge: | ca. 75 m |
| Mittlere Rampenneigung: | 1:19 |
| Rampenbreite: | 10 m |
| Hinweise zur Gestaltung | Die Störsteine wurden als Riegel im Abstand von 1,0 bis 1,5 m angeordnet. Dadurch verringert sich die Fließgeschwindigkeit und die Wassertiefe auf der Rampe wird erhöht. |
| Hinweise zur Bauausführung | Die Rampe wurde zunächst aus grobem Steinmaterial vorgeschüttet. Dabei wurde auch das vorhandene Tosbecken einer alten Wehranlage verfüllt. Durch gruppenförmige und versetzte Anordnung von Blocksteinen wird der Abfluss zurückgestaut und eine aufgelockerte Beckenstruktur erzielt. Als Abtrennung zum noch vorhandenen Wehrfeld wurden Drahtschotterkästen mit Stein-, Erd- und Bewurzelungsmaterial eingebracht und auf der Rampenseite mit Beton verfestigt und abgedichtet. |
| Bisherige Erfahrungen | Bei vollem Abfluss ($Q \approx 1$ bis $2 \text{ m}^3/\text{s}$) wird die Geräuscentwicklung bei den direkten Anliegern als störend empfunden. Zur Geräuschminderung wurde der Abfluss im Altarm reduziert. |



Abb. 2.179: Ansicht der Anlage vom UW aus.



Abb. 2.180: Strömungsbild.

| Nr. 25: Aufgelöste Rampen Bisingen/Klingenbach (Baujahr 1989 bis 1992) | |
|--|---|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Bisingen im Zollernalbkreis (mehrere Anlagen); A_{Ez} ca. 8 bis 12 km ² |
| Angaben zum Bauwerk | |
| Funktion: | Sohlenstützung mit Durchgängigkeit |
| Rampenhöhe: | von 0,80 bis 4,20 m |
| Rampenlänge: | zwischen 16 und 55 m |
| Mittlere Rampenneigung: | von 1:22 bis 1:13 |
| Rampenbreite: | von 3 m bis 5,0 m |
| Hinweise zur Gestaltung | Die verschiedenen Maßnahmen (insgesamt 4 Riegelrampen) wurden in verschiedenen Bauabschnitten über mehrere Jahre im Rahmen der naturnahen Umgestaltung des Klingenbaches ausgeführt. Die Gesamtmaßnahme hat zum Ziel, die infolge von Erosion eingeschnittene Sohle zu heben und Gefällesprünge über aufgelöste Riegelrampen ökologisch durchgängig zu gestalten. |
| Hinweise zur Bauausführung | Die Rampen und die Böschungen wurden zum Teil mit großen kubischen Steinen (Kantenlänge bis 1,40 m) gesichert. Für die Strömungsgeschwindigkeiten hat sich dies als ungünstig herausgestellt, da in den Fugen sehr hohe Fließgeschwindigkeiten festgestellt wurden. Es wurden außer den Riegelrampen auch Schüttsteinrampen eingebaut. |
| Bisherige Erfahrungen | Kleinere Umlagerungen konnten im Rahmen der Unterhaltung korrigiert werden. Das Umgestaltungskonzept und die Rampen haben sich bewährt. |



Abb. 2.181-2.184: Aufgelöste Rampe von Unterstrom.

Nr. 26: Aufgelöste Rampe Mosbach-Neckarelz/Elz (Baujahr 1990)

| | |
|-----------------------------------|---|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Gemeinde Neckarelz bei Mosbach (Neckar-Odenwald); A_{Ez} ca. 155 km ² |
| Angaben zum Bauwerk | |
| Funktion: | Sohlenstützung mit Durchgängigkeit |
| Rampenhöhe: | 1,0 m |
| Rampenlänge: | 20,0 m |
| Mittlere Rampenneigung: | ca. 1:20 |
| Rampenbreite: | 10,0 m |
| Hinweise zur Gestaltung | Die Rampe wurde nicht als einheitlicher Rampenkörper gestaltet, sondern besteht aus mehreren tief gegründeten Einzelriegeln, die zusammen eine Gitterstruktur bilden. Zwischen den Riegeln wird eine natürliche Gewässerdynamik zugelassen. Hierdurch ergeben sich vielfältige Sohlen- und Strömungsstrukturen. |
| Hinweise zur Bauausführung | Im Vergleich zu einer Schüttsteinrampe ist diese Bauweise sehr aufwendig. Die Steinriegel wurden mit Steinen einer Kantenlänge zwischen 0,90 und 1,20 m hergestellt. |
| Bisherige Erfahrungen | Es besteht ein relativ hoher Unterhaltungsaufwand, da sich aufgrund der Anordnung der Riegel die Anlage als Geschwemmselballe verhält. Schäden durch Steinumlagerungen konnten bisher nicht festgestellt werden. |



Abb. 2.185: vor dem Umbau.



Abb. 2.186: nach dem Umbau.



Abb. 2.187 und 2.188: bei verschiedenen Abflüssen.



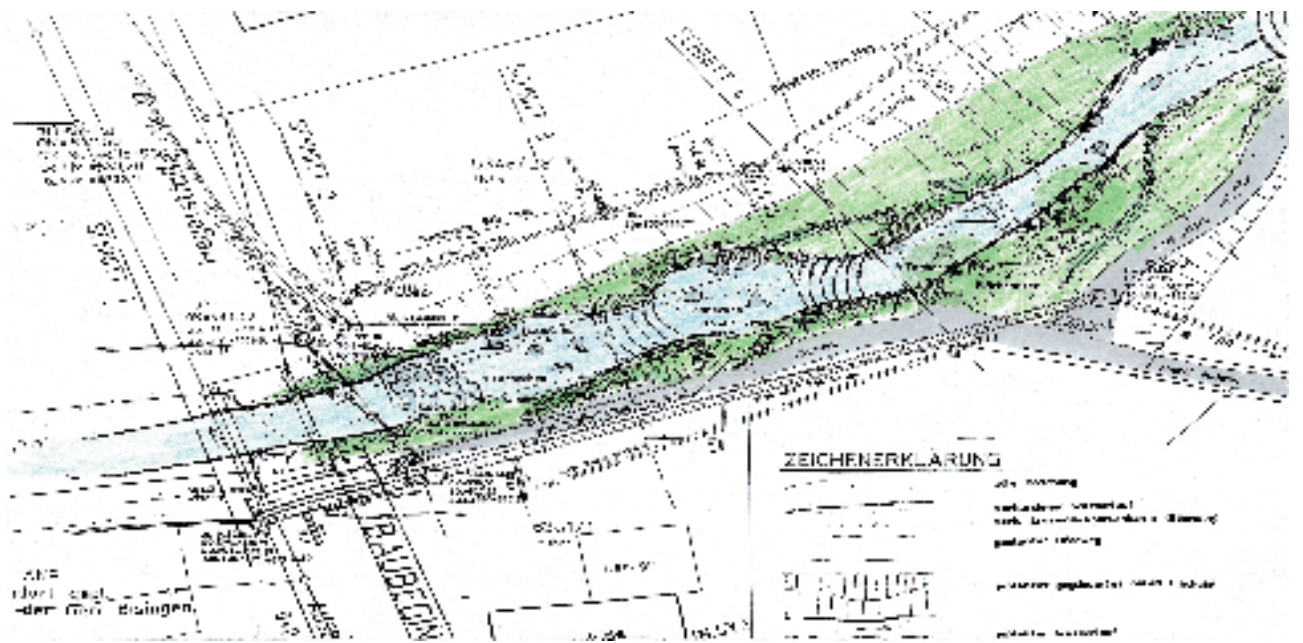


Abb. 2.189: Übersichtsplan.

Nr. 27: Aufgelöste Rampe, Aglasterhausen/Schwarzbach (Baujahr 2000)


| | | |
|---|---|---|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | oberhalb der Ortslage Aglasterhausen im Bereich der Sportstätten; $A_{Eo} = 12 \text{ km}^2$ | |
| Angaben zum Bauwerk: | | |
| Funktion: | Umbau der Reste einer Wehranlage zur Herstellung der Durchgängigkeit | |
| Rampenhöhe: | 2,80 m | |
| Rampenlänge: | 50 m (incl. Kolksee) | |
| Mittlere Rampenneigung: | 1:15 | |
| Rampenbreite: | 4,50 m | |
| Hinweise zur Bemessung und Gestaltung: | Bemessungsabfluss: 10,0 m ³ /s Gestaltung von Steinriegeln und Beckensequenzen: Lückenabmessungen: mind. 0,20-0,30 m Steingrößen: Klasse III-V | |
| Hinweise zur Bauausführung: | <p>Nach Abbruch der Ufermauern und Entfernen der Betonsohle wurde eine Raue Rampe in der sog. Riegelbauweise errichtet. Dabei wurde zunächst ein Rampenkörper mit einem weit abgestuften Steinmaterial (8–650 mm) geschüttet. In diesen Rampenkörper wurden dann einzelne Störsteine mit einer Kantenlänge von 0,80–1,20 m und einem Steingewicht >1500 kg eingebunden und so in Riegelform angeordnet, dass sich in den dazwischen liegenden Becken durch einen bestimmten Rückstau höhere Wasserstände einstellen.</p> <p>Die Beckenlänge liegt dabei zwischen 1,50 und 3,00 m. Die Spaltenbreite zwischen den Steinen der einzelnen Riegel beträgt mindestens 20 bis 30 cm, so dass auch größere Fische passieren können.</p> | |
| Bisherige Erfahrungen: | <p>Die Anlage wird von den Fischen gut angenommen. Durch die aufgelockerte Bauweise der Steinriegel stellt sich ein vielgestaltiges Lückensystem ein, welches für ein großes Artenspektrum durchwanderbar ist.</p> <p>Zwar kommt es durch die Störsteine teilweise zu Verklausungen infolge Eintrag von Geschwemmsel von oberstrom. Diese werden jedoch bei größerer Wasserführung weitgehend wieder weggespült.</p> | |
| Zuständige: | Planer:  BERATENDE INGENIEURE | Am Hecklehamm 18, 76549 Hügelsheim Tel.: 07229-1876-00 Fax: 07229-1876-77 |



Abb. 2.190: Alte Wehranlage vom Oberwasser.



Abb. 2.191: Absturz am Ende des Wehres.



Abb. 2.192: Fertige Rampe vom Unterwasser.



Abb. 2.193: bei Niedrigwasser.

Nr. F Aufgelöste Rampe Mosbach/Elz (Umbau 2004) Pegel-NR: 4421

| | |
|-----------------------------------|---|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Stadt Mosbach, LK Rhein-Neckar; $A_{Eo} = 156,00 \text{ km}^2$ |
| Angaben zum Bauwerk | |
| Funktion: | Durchgängigkeit der Pegelanlage |
| Rampenhöhe: | 1,20 m |
| Rampenlänge: | 25,00 m |
| Rampenbreite: | 10,00 m |
| Mittlere Rampenneigung: | ca. 1:20 |
| Hinweise zur Gestaltung | NW-Rinne aus Blocksteinen im Verbund (B = 2 m), Sohle ca. 20 cm tiefer als Seitenbereiche, Beruhigungstaschen |
| Hinweise zur Bauausführung | Horizontale Rampenkronen, Wasserspiegelunterschied ca. 0,15 m |
| Bisherige Erfahrungen | Noch keine |



Abb. 2.194: Absturz (vor dem Umbau).



Abb. 2.195: Riegelrampe.

| Nr. G Aufgelöste Rampe Ubstadt (US)/Kraichbach (Umbau 2003) Pegel-NR: 76182 | |
|---|---|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Gemeinde Ubstadt-Weiher, LK Karlsruhe; $A_{Eo} = 161,00 \text{ km}^2$ |
| Angaben zum Bauwerk | |
| Funktion: | Durchgängigkeit der Pegelanlage |
| Rampenhöhe: | 1,80 m |
| Rampenlänge: | 30,0 m |
| Rampenbreite: | variabel zwischen 4,00 und 5,00 m |
| Mittlere Rampenneigung: | ca. 1:17 |
| Hinweise zur Gestaltung | Rampenkronen aus ausgesuchten Steinen, Einbau in einem Winkel von ca. 60° in Strömungsrichtung geneigt, in der Mitte freier Abflussquerschnitt für NW von 0,50 m Breite. Die Rampe besteht aus 11 hintereinander liegenden Becken, die durch 12 Querriegel entstehen, zwischen den Steinen sind Lücken realisiert. |
| Hinweise zur Bauausführung | keine |
| Bisherige Erfahrungen | Keine nennenswerten Verlagerungen, erhöhter Unterhaltungsaufwand der Rampenkronen erforderlich, die W-Q-Beziehung hat sich im NW/MW-Bereich nur geringfügig verändert. |



Abb. 2.196: Kaskadenförmiger Absturz (vor dem Umbau).



Abb. 2.197: Nach dem Umbau.

| Nr. H: Muldenrampe Stein/Kocher (Baujahr 1990) | |
|--|---|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Gemeinde Stein bei Heilbronn (Neuenstadt am Kocher); A_{Eo} ca. 1929 km ² |
| Angaben zum Bauwerk | |
| Funktion: | Durchgängigkeit der Pegelanlage |
| Rampenhöhe: | 0,80 m |
| Rampenlänge: | 16,0 m |
| Mittlere Rampenneigung: | ca. 1:20 |
| Rampenbreite: | ca. 25,0 m |
| Hinweise zur Gestaltung | Die neu entwickelte Muldenrampe wurde als Pilotmaßnahme an die vorhandene Pegelschwelle angebaut. Ein Tosbecken und eine Nachbettsicherung wurden nicht eingebaut. |
| Hinweise zur Bauausführung | Die Bauausführung erfolgte im Rahmen der Unterhaltung in fließender Welle. Es wurde abgestuftes Steinmaterial mit einer Kantenlänge zwischen 30 und 60 cm verwendet. |
| Bisherige Erfahrungen | Der Aufbau erfolgte nicht plangemäß. Die Rampenneigung war aufgrund des tiefen zu verfüllenden Kolkes im Unterwasser der Schwelle erheblich steiler als geplant. Inzwischen haben erhebliche Umlagerungen von der Rampenkronen ins Unterwasser stattgefunden. Nacharbeiten sind daher erforderlich. |



Abb. 2.198: Vor dem Umbau.




Abb. 2.199: Nach dem Umbau.

| Nr. I: Muldenrampe Untergriesheim/Jagst (Baujahr 1990) | |
|--|--|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Gemeinde Untergriesheim; A _{Ein} ca.1826 km ² |
| Angaben zum Bauwerk | |
| Funktion: | Durchgängigkeit der Pegelanlage |
| Rampenhöhe: | 0,60 m |
| Rampenlänge: | 15,0 m |
| Mittlere Rampenneigung: | ca. 1:25 |
| Rampenbreite: | ca. 20,0 m |
| Hinweise zur Gestaltung | Die neuentwickelte Muldenrampe wurde als Pilotmaßnahme an die vorhandene Pegelschwelle angebaut. Ein Tosbecken und eine Nachbettsicherung wurden nicht eingebaut. |
| Hinweise zur Bauausführung | Die Bauausführung erfolgte im Rahmen der Unterhaltung in fließender Welle. Es wurde abgestuftes Steinmaterial mit einer Kantenlänge zwischen 30 und 60 cm verwendet. |
| Bisherige Erfahrungen | Der Aufbau erfolgte entsprechend den Planvorgaben. Die Rampenneigung wurde eingehalten. Kleinere vorgesehene Umlagerungen haben auf der Rampe stattgefunden. Die Rampe hat sich gut bewährt und mehrere Hochwasser schadlos überstanden. |



Abb. 2.200-2.203: Muldenrampe Untergriesheim.

Nr. 28: Teilrampe, Wehr Alfredstal/Donau (Baujahr 2001-2002)

| | |
|--|---|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Gemeinde Obermarchtal; $A_{E0} = 3560 \text{ m}^2$ |
| Angaben zum Bauwerk | |
| Funktion: | Fischaufstieg an vorhandener Nutzung, aquatische Vernetzung |
| Rampenhöhe: | ca. 2,60 m |
| Rampenlänge: | 53 m |
| Mittlere Rampenneigung: | 1:20 (5 %) |
| Rampenbreite: | 7-35 m |
| Hinweise zur Bemessung und Gestaltung | <p><u>Bemessung:</u></p> <p>Steinriegel: Blocksteine: Rampe $l = 1,4- 1,5 \text{ m}$ bzw. Anrampung $l = 1,1-1,2 \text{ m}$</p> <p>Wassertiefe: $\geq 80 \text{ cm}$ Rampe, $\geq 40 \text{ cm}$ Anrampung</p> <p>Sohlaufbau: Packlage zw. Steinriegeln: kleinere Blocksteine ($l = 0,6-0,8 \text{ m}$) . Verfüllung Packlage mit einem Gemisch aus Wasserbausteinen der Klasse II und vorhandenem Sohlenmaterial der Donau (Kalkschotter).</p> <p><u>Gestaltung:</u></p> <p>Am Wehr Alfredstal wird ein Großteil des Abflusses zu einer Wasserkraftanlage ausgeleitet. Mit dem Betreiber wurde folgende Regelung des Mindestabflusses in der Ausleitungsstrecke festgelegt:</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ 15.03. bis 15.06.: min. 1.500 l/s ▪ 15.06. bis 15.03.: min. 750 l/s <p>Die Rampe wurde am linken Rand des Wehres errichtet. Eine ca. 7 m breite Niedrigwasserrinne mit einer Mindestwassertiefe von 80 cm führt am linken Rand in das Unterwasser. Die Verbindung von Rampe und Wehrrücken wird über eine flache seitliche Anrampung hergestellt. Bei überströmten Wehrrücken wird die Rampe zusätzlich mit Wasser beschickt. Ein seitlicher Einstieg in die Rampe ist möglich.</p> <p>Während der Hauptaufstiegszeit wird ein zusätzlicher Abfluss von $Q = 750 \text{ l/s}$ über eine regulierbare Klappe in die seitliche Anrampung abgegeben.</p> |
| Hinweise zur Bauausführung | Für die Integration der Rampe in den Wehrrücken musste eine massive Bodenplatte und Widerlager aus Beton geschaffen werden, da der Wehrunterbau nur bedingt tragfähig war. Der obere Abschnitt der Rampe wurde mit bindigem Material abgedichtet, um Sickerverluste zu vermeiden. |
| Bisherige Erfahrungen | Bei einer Elektrofischung der Rampe wurde ein sehr großes Artenspektrum festgestellt. Auch der Aufstieg von leistungsschwachen Arten konnte nachgewiesen werden. |
| Zuständige | <p>Planer:</p>  <p>Ingenieurbüro Dr.-Ing. Rolf-Jürgen Gebler Friedrichstraße 6/5 D-75045 Waldachtal ☎ +49 (72 03) 83 55 ☎ +49 (72 03) 83 55 ✉ info@ib-gebler.de</p> |

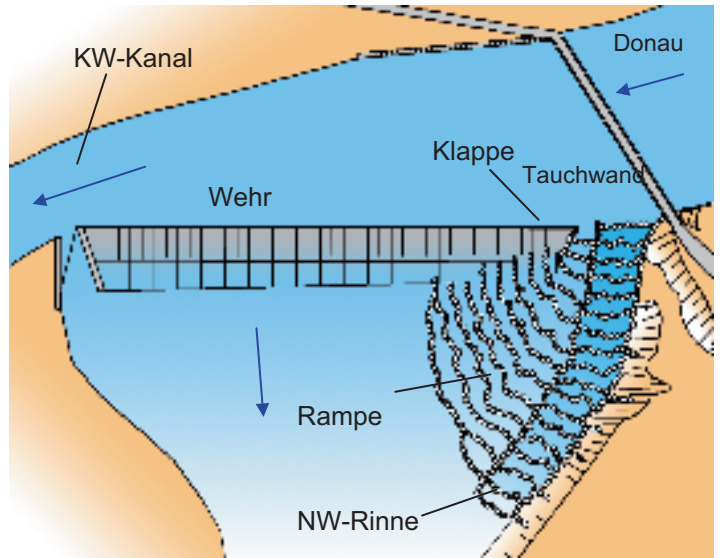


Abb. 2.204 und 2.205: Übersicht und Skizze.



Abb. 2.206: Rampe von Oberwasser her in der Bauphase.



Abb. 2.207: Rampe nach Fertigstellung. Rechts unten ist die Klappe erkennbar, über die während der Hauptaufstiegszeit der Abfluss erhöht wird.



Abb. 2.208 und 2.209: Ansicht des Wehres vom rechten Ufer vor und nach der Umgestaltung. Die Niedrigwasserrinne verläuft entlang des Ufers. Die seitliche Anrampung verbindet die eigentliche Rampe mit dem Wehrrücken.

Nr. J Setzsteinrampe als Teilrampe Ettlingen/Alb (Umbau 2002) Pegel-NR: 3301

| | |
|-----------------------------------|---|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Stadt Ettlingen, LK Karlsruhe; $A_{Eo} = 122,81 \text{ km}^2$ |
| Angaben zum Bauwerk | |
| Funktion: | Durchgängigkeit der Pegelanlage |
| Rampenhöhe: | 0,50 m |
| Rampenlänge: | 6,50 m |
| Rampenbreite: | 1,00 m |
| Mittlere Rampenneigung: | 1:10 |
| Hinweise zur Gestaltung | Die Teilrampe wurde am linken Ufer an den bestehenden Absturz angebaut. Der Verbau beträgt ca. 20 %. |
| Hinweise zur Bauausführung | Bestehende Winkelschiene wurde im Bereich der Teilrampe entfernt. Die Steine wurden in Beton verlegt, um auch bei Hochwasser Umlagerungen auszuschließen. |
| Bisherige Erfahrungen | W-Q-Beziehung wird im NW/MW-Bereich geringfügig systematisch beeinflusst (2-3 cm Aufstau) keine nennenswerte Beeinflussung durch Geschwemmsel. |



Abb. 2.210: Absturz vor dem Umbau.



Abb. 2.211: Nach dem Umbau.

| Nr. K Setzsteinrampe als Teilrampe Pforzheim/Würm (Umbau 2002) Pegel-NR: 36056 | |
|--|--|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Stadt Pforzheim, SK Pforzheim; $A_{E_0} = 416,93 \text{ km}^2$ |
| Angaben zum Bauwerk | |
| Funktion: | Durchgängigkeit der Pegelanlage |
| Rampenhöhe: | 0,80 m, konstruktiv ca. 1,50 m (Tosbecken) |
| Rampenlänge: | 10,00 m |
| Rampenbreite: | 2,00 bis 2,50 m |
| Mittlere Rampenneigung: | ca. 1:20 bis 1:24 |
| Hinweise zur Gestaltung | Die Teilrampe wurde am linken Ufer an den bestehenden Absturz mit Sandsteinfindlingen angebaut. Der Verbau beträgt 23 %. Die Sohle des Fischpasses ist geringfügig tiefer als die OK des Absturzes, die Stützmauer zur Gewässermitte hin ist 30 bis 40 cm höher als der Absturz. |
| Hinweise zur Bauausführung | Die Stützmauer besteht aus quaderförmigen Sandsteinfindlingen >700 kg Einzelgewicht, im Uferbereich wird die vorhandene Tosbeckenstützmauer genutzt. Die Findlinge im Fischpassgerinne sind tief in das aufgeschüttete Sohlensubstrat eingebunden. |
| Bisherige Erfahrungen | Die W-Q-Beziehung ist im NW-/MW-Bereich systematisch beeinflusst. Der Aufstau beträgt bis 5 cm, die Abflussleistung zwischen 60 und 100 cm ging um 10 % zurück. Zwischen den Findlingen treten Ablagerungen auf. Der Unterhaltungsaufwand wird dadurch erhöht. |



Abb. 2.212: Absturz vor dem Umbau.



Abb. 2.213: Absturz vor dem Umbau.

3 Umgebungsgewässer und gerinneartige Fischaufstiegsanlagen

3.1 BAUWEISEN

Ist der Bau einer Rauen Rampe nicht möglich, kann die Durchgängigkeit für Tiere an einem Querbauwerk durch den Bau eines **Umgebungsgewässers** oder einer **gerinneartigen Fischaufstiegsanlage mit Störsteinen** realisiert werden. Beide Bauweisen können auch kombiniert (Kapitel 4) werden (Tabelle 1.1). In Baden-Württemberg wurden bereits zahlreiche Umgebungsgewässer bzw. gerinneartige Fischaufstiegsanlagen auch in Kombination gebaut. Die Erfahrungen und Erkenntnisse sind in diesem Kapitel zusammengefasst.

Bei diesen Anlagen wird durch den Bau einer längeren Fließstrecke mit naturnahen Elementen das Querbauwerk umgangen. Den Fischen und auch den Kleinlebewesen ermöglichen diese Anlagen die Durchgängigkeit und dienen zusätzlich, insbesondere bei den Umgebungsgewässern, auch als Lebensraum. Der Bau eines Umgebungsgewässers erfordert in der Regel keine baulichen Änderungen am Querbauwerk.

Je nach vorhandenen Randbedingungen ergeben sich aus ökologischen, hydraulischen und ökonomischen Überlegungen und oft auch wegen räumlicher Einschränkungen unterschiedliche Lösungen zur Herstellung.

Umgebungsgewässer

Das Umgebungsgewässer umgeht das Querbauwerk zumeist weitläufig, um die bestehende Wasserspiegeldifferenz über eine möglichst lange Fließstrecke zu überwinden. Die Merkmale sind eine natürliche Laufgestaltung, lokale Profilaufweitungen und Profilverengungen sowie Raum für eigendynamische gewässermorphologische Entwicklungen. Umgebungsgewässer dienen nicht nur als Aufstiegshilfe, sondern auch als Lebensraum für Gewässerflora und -fauna.



Abb. 3.1: Naturnahes Umgebungsgewässer mit Uferabbruch am Prallhang und Feinsandablagerungen am Gleithang. Totholz erhöht zusätzlich die Strukturvielfalt des Gewässers.

Gerinneartige Fischaufstiegsanlage

Räumliche Beschränkungen erfordern häufig den Bau von gerinneartigen Fischaufstiegsanlagen, welche teilweise am/im Querbauwerk verlaufen. Diese Variante wird durch einen meist betonierten Regelquerschnitt charakterisiert. Die massive Bauweise erhöht die Stabilität und verhindert die Unter- und Umläufigkeit bei extremen hydraulischen Belastungen.



Abb. 3.2: Umgebungsgewässer mit betoniertem Regelquerschnitt und eingesetzten Störsteinen zur Strömungsauflockerung.

Umgebungsgewässer haben den natürlichen örtlichen Gewässerlauf zum Vorbild. Morphologische Strukturen, Bewuchs, Sohlenstruktur und andere Parameter sollen dem Hauptgewässer angepasst sein. Engstellen, Aufweitungsbereiche und Pools erhöhen die Strömungsvielfalt und erleichtern den Tieren den Aufstieg.

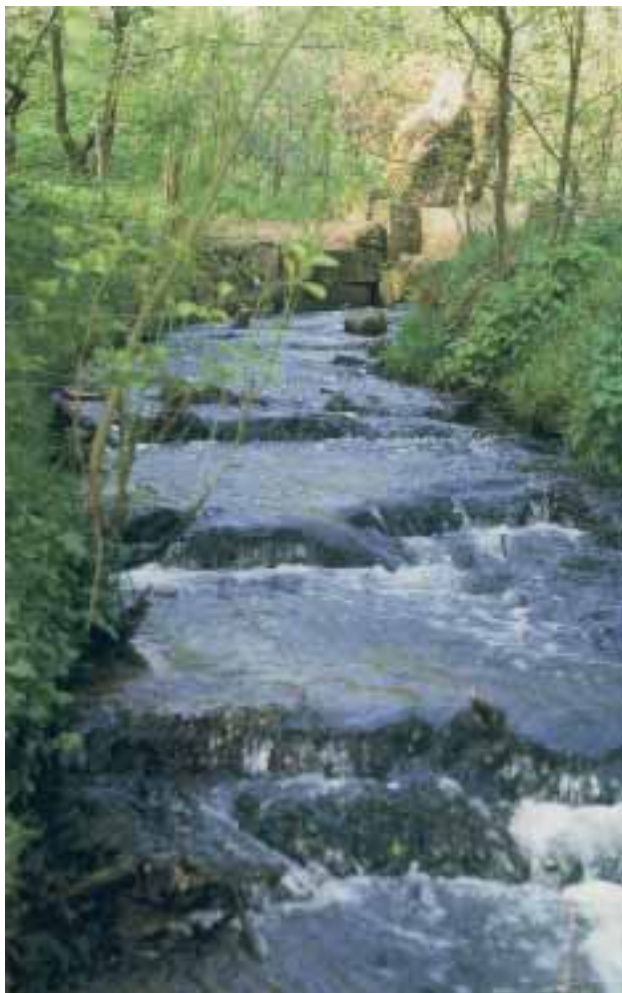


Abb. 3.3: Umgebungsgewässer mit eingebauten Querriegeln aus gesetzten Steinen.



Abb. 3.4: Umgebungsgewässer mit Erholungsweg.



Abb. 3.5: Spielende Kinder haben durch den Bau eines Stein-
dammes die Funktionsfähigkeit des Umgebungsgewässers ein-
geschränkt. Auch bei sehr naturnahen Anlagen ist daher eine
Unterhaltung nötig.



Abb. 3.6: Umgebungsgewässer mit lokaler Querschnittsaufwei-
tung und eingebauten Störsteinen kurz nach der Fertigstellung.
Die Böschungen sind flach geneigt und bepflanzt.



Abb. 3.7: Strömungsvielfalt durch Störsteine.



Abb. 3.8: Naturnahes Umgebungsgewässer mit Kennzeichnung typischer Merkmale.

Ein aus Platz- und Stabilitätsgründen häufig angewandter Anlagentyp ist der gerinneartige Fischeufstieg mit Störsteinen. Um Unter- und Umläufigkeit des Gerinnes zu vermeiden, wird die Fischeufstiegsanlage in einen massiven Regelquerschnitt gelegt. Dieser besteht i. d. R. aus Beton. Der Querschnitt ist meist trapez- oder rechteckförmig.

Durch den Einbau von Störsteinen und über- bzw. durchströmten Riegeln wird die Strömung aufgelockert, und es entstehen Zonen mit wechselnden Fließgeschwindigkeiten. Die Durchwanderbarkeit für Kleinlebewesen wird durch den Einbau von mindestens 20 cm Sohlensubstrat hergestellt.



Abb. 3.9: Beim Setzen der Störsteine ist neben dem fachpraktischen Wissen der Bauaufsicht die Geschicklichkeit der Arbeiter von großer Bedeutung.



Abb. 3.10: Im Bauzustand.



Abb. 3.11: Der Rechteckquerschnitt aus Beton wurde mit Störsteinen und Sohlensubstrat ausgebaut.



Abb. 3.12: Gerinneartiger Fischaufstieg.

3.2 HYDRAULISCHE BEMESSUNG UND EMPFEHLUNG ZUR GESTALTUNG

3.2.1 GRUNDSÄTZLICHE GESTALTUNGSKRITERIEN

Um das Umgehungsgewässer für sämtliche gewässerspezifischen Arten flussaufwärts und auch -abwärts ganzjährig passierbar zu gestalten, orientiert sich die Planung in der Regel an den Möglichkeiten der leistungsschwächeren und jungen Fische sowie am Wanderverhalten des Makrozoobenthos. Wichtig ist die entsprechende morphologische Gestaltung, welche das Strömungsbild prägt. Grundsätzlich soll das Umgehungsgewässer so naturnah wie möglich gestaltet werden. Je stärker die Anlage dem Gewässertyp des Hauptgewässers entspricht, umso größer ist die Möglichkeit, dass das Umgehungsgewässer nicht nur eine Fischaufstiegshilfe darstellt, sondern auch als Ersatzlebensraum dienen kann.

Die Dimensionen sollen möglichst variabel gewählt werden, so dass Bereiche mit unterschiedlichen Tiefen- und Breitenabmessungen vorhanden sind. Dabei sollen nach Möglichkeit die gewässertypischen Materialien als Baumaterialien dienen. Dies bewirkt einen fließenden Übergang vom Hauptgewässer zur Aufstiegsanlage und eine gute Einpassung in das Gewässerbild.

Das Makrozoobenthos wandert im Allgemeinen auf bzw. in der Gewässersohle. Daher muss in der gesamten Aufstiegsanlage natürliches, möglichst aus dem Hauptgewässer entnommenes oder zumindest abgestuftes Sohlensubstrat verwendet werden.

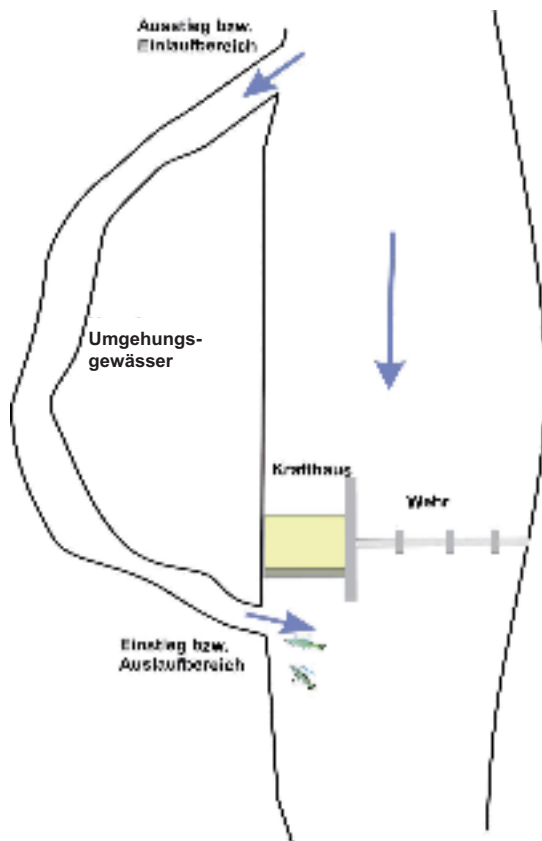


Abb. 3.13: Skizze eines Umgebungsgewässers.

Für Umgebungsgewässer mit ausreichender Fläche ist es günstig, ein Gefälle ähnlich wie dem des Hauptgewässers zu wählen. Bei geringerem Platzangebot muss das Gefälle steiler gestaltet werden. Das Gerinne gleicht dann eher einer Abfolge beckenartiger Strukturen, ähnlich einem Gebirgsbach.

Durch eine geeignete Bepflanzung lässt sich eine natürliche Beschattung sowie für die Fische Unterstandsmöglichkeiten und Ruheplätze schaffen.

Der Bemessungsabfluss für das Umgebungsgewässer und die gerinneartige Fischaufstiegsanlage ist so zu wählen, dass die ökologischen und hydraulischen Anforderungen für den **Einlaufbereich**, das **Umgebungsgewässer/ Gerinne** und den **Auslaufbereich** erfüllt werden.

Bei langen Umgebungsgewässern oder steilen Sohlenneigungen mit großen Fließgeschwindigkeiten sind große Ruhebecken in entsprechender Anzahl einzubauen. GEBLER empfiehlt dies ab einer Gesamthöhe von 3 m [GEBLER 1991]. Durch ein Sohlensubstrat von mindestens 20 cm Stärke wird die Durchgängigkeit auch für das Makrozoobenthos gewährleistet.

3.2.2 ANBINDUNG AN DAS OBERWASSER - EINLAUFBEREICH

Die Gestaltung des Einlaufbereiches wurde durch Modellversuche an den Universitäten Stuttgart (Institut für Wasserbau) [WESTRICH/RATHGEB 1996] und Karlsruhe (Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik) im Auftrag der Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg optimiert. Die folgenden Empfehlungen und Dimensionierungsansätze sind diversen Veröffentlichungen und Berichten beider Institute entnommen.

3.2.2.1 EINLAUFBAUWERK MIT HYDRAULISCHER KONTROLLFUNKTION

Der Anschluss eines Umgebungsgewässers liegt bei gestauten Fließgewässern in der Regel im Staubereich. Dort kommt es aufgrund niedriger Fließgeschwindigkeiten häufig zu Schlammablagerungen. Vor allem wirbellose Kleinlebewesen, die sich hauptsächlich im Interstitial bewegen, sind dadurch in ihrer Wanderung behindert. Der Ausstieg in Stauräumen darf nicht im Bereich verstärkter Sedimentation liegen, da damit die dauerhafte und wartungsarme Funktion der Wanderhilfe gefährdet wäre. Die Migration in Staubereichen mit Ablagerungen ist hauptsächlich an die Ufer gebunden. Die Sohle des Einlaufs sollte deshalb an einem unbefestigten Ufer liegen. Ist diese Anordnung nicht möglich, sollte über eine Anrampung der Anschluss an die Oberwassersohle hergestellt werden.

Besonders bei der Umgehung von Wehren in Verbindung mit Ausleitungskraftwerken kommt der Abflussquantifizierung eine erhebliche Bedeutung zu. Dazu ist eine definierte Abflusskontrolle im Einlaufbereich des Umgebungsgewässers erforderlich. Weitere Informationen findet man im LfU-Leitfaden „Mindestabflüsse in Ausleitungsstrecken“ [LfU 12.2005)].

Die Abflusskontrolle im hydromechanischen Sinn ist definiert durch einen Fließwechsel vom Strömen zum Schießen und lässt sich mit den ökologisch festgelegten Anforderungen nicht in Einklang bringen. Deshalb wird angestrebt, über eine definierte Steinanordnung am Oberwasseranschluss einen Übergang vom Gewässer in das Umgebungsgewässer unter der Einhaltung ökologischer und hydraulischer Kriterien herzustellen.

Durch einen Modellversuch an der Universität Stuttgart wurde eine hierfür besonders geeignete Steinanordnung ermittelt. Ziel der Untersuchung war, ein durch Störsteine bestimmtes Strömungsmuster herzustellen, das eine hydraulische Bemessung ermöglicht und die Kriterien der Durchgängigkeit erfüllt. Der Modellversuch bildet die Grundlage für die Empfehlung auf den nächsten Seiten. Der Anschluss des Umgebungsgewässers wird durch drei hintereinander versetzt angeordnete Steinreihen geschaffen. Indem man die Steine in die Lücken der oberstrom gelegenen Steinreihe setzt, wird der Stromstrich aufgeteilt und abgebremst. Hinter der dritten Steinreihe beginnt das eigentliche Umgebungsgewässer/Fischaufstiegsgerinne (vgl. Abb. 3.14).

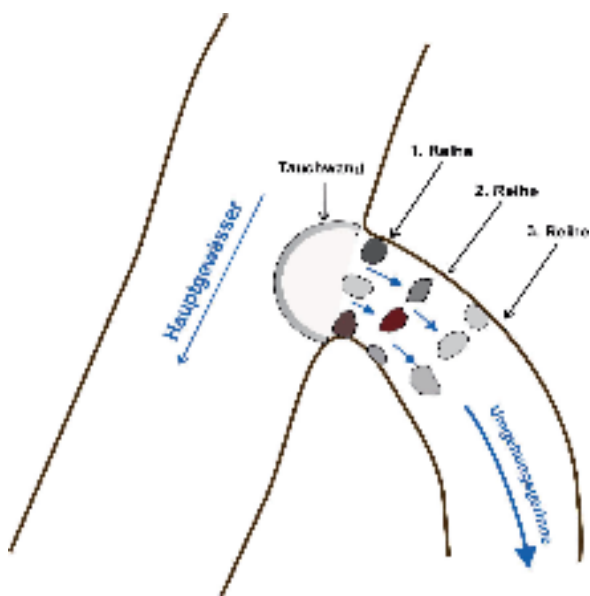


Abb. 3.14: Empfohlene Steinanordnung im Einlaufbereich eines Umgebungsgewässers, hier mit Tauchwand.



Abb. 3.15: Blick von unterstrom auf die Steinanordnung im Einlaufbereich. Schwimmbalken zur Abweisung von Treibgut und Betonwand zur Abflussbegrenzung im Hochwasserfall sind gut zu erkennen (WKA Kiebingen, Neckar).

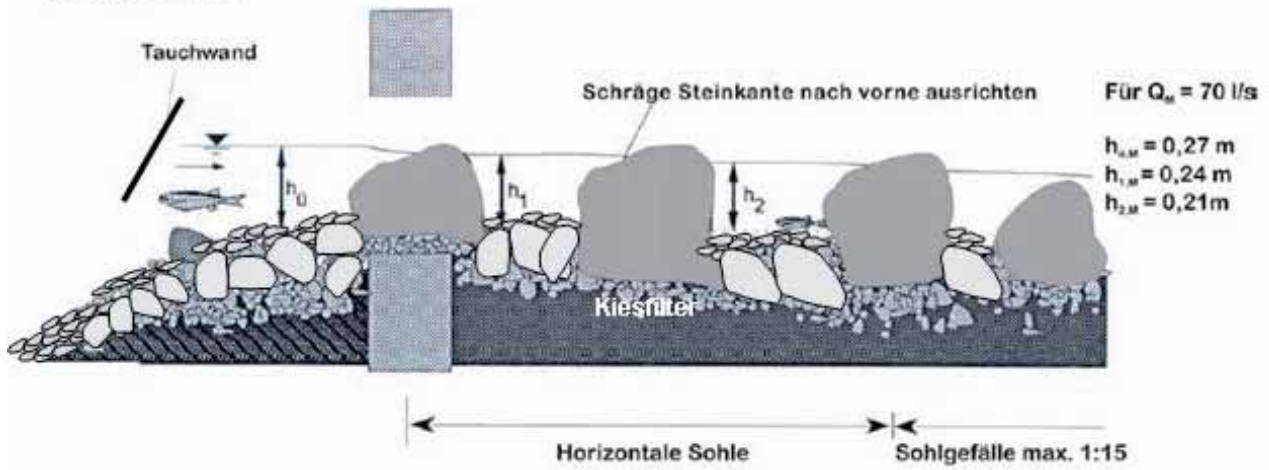


Abb. 3.16: Tauchwand als Geschwemmselabweiser, WKA Gutach Elz.

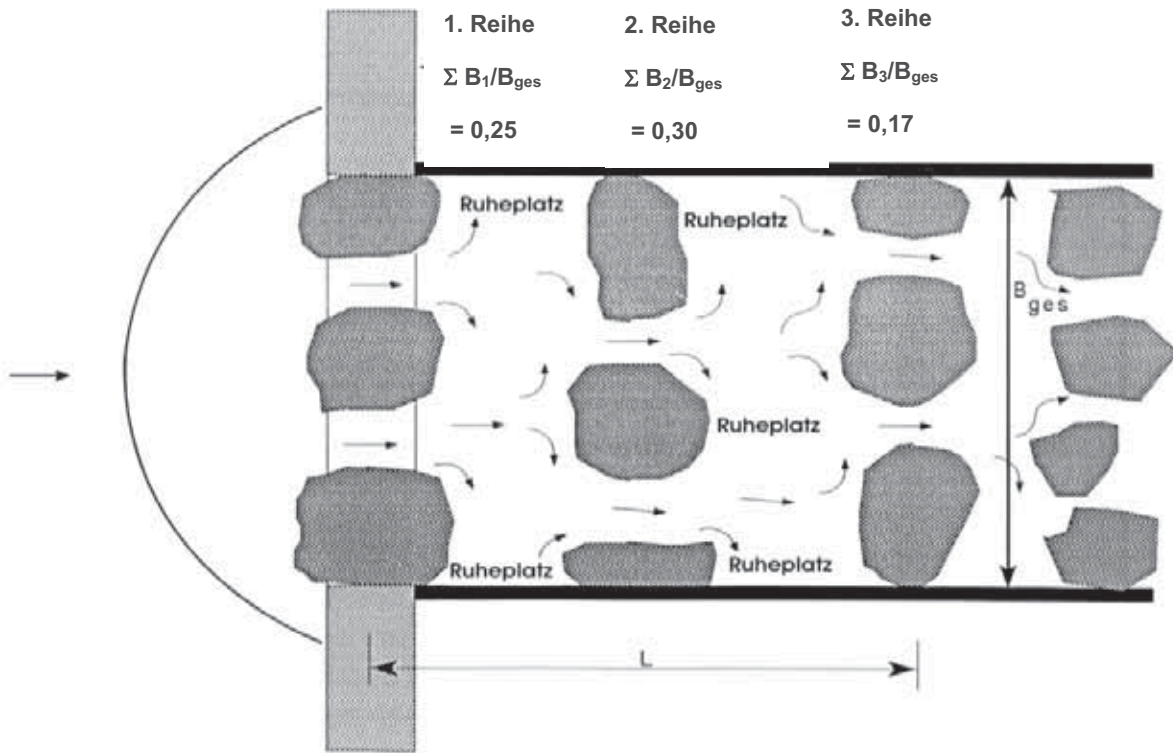
Die ersten drei Steinreihen sollen auf einer horizontalen Sohle eingebaut werden. Daran schließt sich das Umgebungsgewässer mit geneigter Sohle an (Längsschnitt vgl. Abb. 3.17). Aufgrund dessen stellen sich in den Lücken der dritten Steinreihe die höchsten Fließgeschwindigkeiten ein.

Die Modellversuche wurden mit verschiedenen Abflüssen von $Q_M = 0$ bis 80 l/s durchgeführt. Für Abflüsse $Q_M < 30 \text{ l/s}$ erwies sich die Steinanordnung als nicht geeignet. Für größere, in der Natur vorkommende Bemessungsabflüsse wurden die Größenabmessung und Überströmhöhen sowie die maximale tiefengemittelte Fließgeschwindigkeit nach den Regeln der Modellgesetze umgerechnet (F 3.1). Tab. 3.1 liefert die entsprechenden Werte für den jeweils vorhandenen Abfluss. Abb. 3.17 gibt einen Überblick über die Anordnungen und Abmessungen, für einen Modellabfluss $Q_M = 70 \text{ l/s}$. Die dargestellte Form ist die Idealform. In der Praxis müssen weitere Faktoren, wie der zur Verfügung stehende Raum und das Steinmaterial, berücksichtigt werden, so dass bei der Erstellung vor Ort gegebenenfalls Anpassungen vorgenommen werden müssen. Entscheidend für die Funktionsfähigkeit ist das Verbaueverhältnis der lichten Durchflussbreiten zur Gesamtbreite entsprechend Abb. 3.17 (unten). Vor dem Einlauf wird zur Geschwemmselabweisung eine sich konisch verjüngende Tauchwand angebracht (Abb. 3.1.6 und 3.17). Eine Erläuterung zur Berechnung und eine exemplarische Anwendung ist dem **Exkurs 3.1** zu entnehmen.

Längsschnitt



Grundriss



- ΣB_i : Summe der lichten Durchflussbreiten der jeweiligen Steinreihe
- B_{ges} : Gesamtbreite des Oberwasseranschlusses (im Modell: $B_{ges} = 1,76$ m)
- L : Länge des Abschnitts mit horizontaler Sohle (im Modell: $L = 2,00$ m)

Abb. 3.17: Steinanordnung am oberwasserseitigen Einlaufbereich eines Umgehungsgewässers.

Tab. 3.1: Größenabmessungen, Überströmhöhen und maximale tiefengemittelte Geschwindigkeit für verschiedene Bemessungsabflüsse Q_N auf Basis der Modellversuche.

| Q_N [l/s] | • | L_N [m] | $B_{ges,N}$ [m] | ΣB_1 [m] | ΣB_2 [m] | ΣB_3 [m] | $h_{0,N}$ [m] | $h_{1,N}$ [m] | $h_{2,N}$ [m] | v_N [m/s] |
|-------------|------|-----------|-----------------|------------------|------------------|------------------|---------------|---------------|---------------|-------------|
| 30 | 0,71 | 1,43 | 1,26 | 0,31 | 0,38 | 0,21 | 0,19 | 0,17 | 0,15 | 0,64 |
| 40 | 0,80 | 1,60 | 1,41 | 0,35 | 0,42 | 0,24 | 0,22 | 0,19 | 0,17 | 0,67 |
| 50 | 0,88 | 1,75 | 1,54 | 0,39 | 0,46 | 0,26 | 0,24 | 0,21 | 0,18 | 0,71 |
| 60 | 0,94 | 1,88 | 1,66 | 0,41 | 0,50 | 0,28 | 0,25 | 0,23 | 0,20 | 0,73 |
| 70 | 1,00 | 2,00 | 1,76 | 0,44 | 0,53 | 0,30 | 0,27 | 0,24 | 0,21 | 0,75 |
| 80 | 1,06 | 2,11 | 1,86 | 0,46 | 0,56 | 0,32 | 0,29 | 0,25 | 0,22 | 0,77 |
| 90 | 1,11 | 2,21 | 1,95 | 0,49 | 0,58 | 0,33 | 0,30 | 0,27 | 0,23 | 0,79 |
| 100 | 1,15 | 2,31 | 2,03 | 0,51 | 0,61 | 0,35 | 0,31 | 0,28 | 0,24 | 0,81 |
| 110 | 1,20 | 2,40 | 2,11 | 0,53 | 0,63 | 0,36 | 0,32 | 0,29 | 0,25 | 0,83 |
| 120 | 1,24 | 2,48 | 2,19 | 0,55 | 0,66 | 0,37 | 0,34 | 0,30 | 0,26 | 0,84 |
| 130 | 1,28 | 2,56 | 2,26 | 0,56 | 0,68 | 0,38 | 0,35 | 0,31 | 0,27 | 0,85 |
| 140 | 1,32 | 2,64 | 2,32 | 0,58 | 0,70 | 0,40 | 0,36 | 0,32 | 0,28 | 0,87 |
| 150 | 1,36 | 2,72 | 2,39 | 0,60 | 0,72 | 0,41 | 0,37 | 0,33 | 0,29 | 0,88 |
| 160 | 1,39 | 2,79 | 2,45 | 0,61 | 0,74 | 0,42 | 0,38 | 0,33 | 0,29 | 0,89 |
| 170 | 1,43 | 2,86 | 2,51 | 0,63 | 0,75 | 0,43 | 0,39 | 0,34 | 0,30 | 0,90 |
| 180 | 1,46 | 2,92 | 2,57 | 0,64 | 0,77 | 0,44 | 0,39 | 0,35 | 0,31 | 0,91 |
| 190 | 1,49 | 2,99 | 2,63 | 0,66 | 0,79 | 0,45 | 0,40 | 0,36 | 0,31 | 0,92 |
| 200 | 1,52 | 3,05 | 2,68 | 0,67 | 0,80 | 0,46 | 0,41 | 0,37 | 0,32 | 0,93 |
| 210 | 1,55 | 3,11 | 2,73 | 0,68 | 0,82 | 0,46 | 0,42 | 0,37 | 0,33 | 0,94 |
| 220 | 1,58 | 3,17 | 2,79 | 0,70 | 0,84 | 0,47 | 0,43 | 0,38 | 0,33 | 0,95 |
| 230 | 1,61 | 3,22 | 2,84 | 0,71 | 0,85 | 0,48 | 0,44 | 0,39 | 0,34 | 0,96 |
| 240 | 1,64 | 3,28 | 2,88 | 0,72 | 0,87 | 0,49 | 0,44 | 0,39 | 0,34 | 0,97 |
| 250 | 1,67 | 3,33 | 2,93 | 0,73 | 0,88 | 0,50 | 0,45 | 0,40 | 0,35 | 0,97 |
| 260 | 1,69 | 3,38 | 2,98 | 0,74 | 0,89 | 0,51 | 0,46 | 0,41 | 0,36 | 0,98 |
| 270 | 1,72 | 3,44 | 3,02 | 0,76 | 0,91 | 0,51 | 0,46 | 0,41 | 0,36 | 0,99 |
| 280 | 1,74 | 3,49 | 3,07 | 0,77 | 0,92 | 0,52 | 0,47 | 0,42 | 0,37 | 1,00 |
| 290 | 1,77 | 3,54 | 3,11 | 0,78 | 0,93 | 0,53 | 0,48 | 0,42 | 0,37 | 1,00 |
| 300 | 1,79 | 3,58 | 3,15 | 0,79 | 0,95 | 0,54 | 0,48 | 0,43 | 0,38 | 1,01 |
| 310 | 1,82 | 3,63 | 3,20 | 0,80 | 0,96 | 0,54 | 0,49 | 0,44 | 0,38 | 1,02 |
| 320 | 1,84 | 3,68 | 3,24 | 0,81 | 0,97 | 0,55 | 0,50 | 0,44 | 0,39 | 1,02 |
| 330 | 1,86 | 3,72 | 3,28 | 0,82 | 0,98 | 0,56 | 0,50 | 0,45 | 0,39 | 1,03 |
| 340 | 1,88 | 3,77 | 3,32 | 0,83 | 0,99 | 0,56 | 0,51 | 0,45 | 0,40 | 1,03 |
| 350 | 1,91 | 3,81 | 3,35 | 0,84 | 1,01 | 0,57 | 0,51 | 0,46 | 0,40 | 1,04 |
| 360 | 1,93 | 3,85 | 3,39 | 0,85 | 1,02 | 0,58 | 0,52 | 0,46 | 0,40 | 1,05 |
| 370 | 1,95 | 3,90 | 3,43 | 0,86 | 1,03 | 0,58 | 0,53 | 0,47 | 0,41 | 1,05 |
| 380 | 1,97 | 3,94 | 3,47 | 0,87 | 1,04 | 0,59 | 0,53 | 0,47 | 0,41 | 1,06 |
| 390 | 1,99 | 3,98 | 3,50 | 0,88 | 1,05 | 0,60 | 0,54 | 0,48 | 0,42 | 1,06 |
| 400 | 2,01 | 4,02 | 3,54 | 0,88 | 1,06 | 0,60 | 0,54 | 0,48 | 0,42 | 1,07 |
| 410 | 2,03 | 4,06 | 3,57 | 0,89 | 1,07 | 0,61 | 0,55 | 0,49 | 0,43 | 1,07 |
| 420 | 2,05 | 4,10 | 3,61 | 0,90 | 1,08 | 0,61 | 0,55 | 0,49 | 0,43 | 1,08 |
| 430 | 2,07 | 4,14 | 3,64 | 0,91 | 1,09 | 0,62 | 0,56 | 0,50 | 0,43 | 1,08 |
| 440 | 2,09 | 4,18 | 3,68 | 0,92 | 1,10 | 0,62 | 0,56 | 0,50 | 0,44 | 1,09 |
| 450 | 2,11 | 4,21 | 3,71 | 0,93 | 1,11 | 0,63 | 0,57 | 0,51 | 0,44 | 1,09 |
| 460 | 2,13 | 4,25 | 3,74 | 0,94 | 1,12 | 0,64 | 0,57 | 0,51 | 0,45 | 1,10 |
| 470 | 2,14 | 4,29 | 3,77 | 0,94 | 1,13 | 0,64 | 0,58 | 0,51 | 0,45 | 1,10 |
| 480 | 2,16 | 4,32 | 3,81 | 0,95 | 1,14 | 0,65 | 0,58 | 0,52 | 0,45 | 1,11 |
| 490 | 2,18 | 4,36 | 3,84 | 0,96 | 1,15 | 0,65 | 0,59 | 0,52 | 0,46 | 1,11 |
| 500 | 2,20 | 4,40 | 3,87 | 0,97 | 1,16 | 0,66 | 0,59 | 0,53 | 0,46 | 1,12 |

Exkurs 3.1 zur Bestimmung der geometrischen Abmessungen, Abflusstiefen und Geschwindigkeit für den Einlaufbereich

Der folgende Exkurs soll die Berechnung der benötigten Größen zur Gestaltung des Einlaufbereiches auf Grundlage der Stuttgarter Modellversuche zeigen. Bei einem Modellabfluss $Q_M = 70$ l/s ergab sich das günstigste Strömungsmuster für eine Gesamtbreite $B = 1,76$ m, einer Länge $L = 2$ m und dem in Abb. 3.17 dargestellten Verbauverhältnis für die drei Steinreihen. Dieses stellt den Quotienten der Summe der lichten Durchflussbreiten zwischen den Steinen einer Reihe und der Gesamtbreite dar. Das Verbauungsverhältnis ist entscheidend für das Strömungsmuster und damit für die Funktionsfähigkeit. Die Überströmhöhe h_u kann durch die unregelmäßige Form der Steine und die dadurch bedingten unregelmäßigen Lücken nur näherungsweise bestimmt werden. Die Modellversuche ergaben folgende Abflusstiefen:

$$h_u = 0,27 \text{ m}$$

$$h_1 = 0,24 \text{ m}$$

$$h_2 = 0,21 \text{ m}$$

Die Geschwindigkeit ist aufgrund des zunehmenden Gefälles in der letzten Steinreihe am größten. Für den Abfluss von $Q_M = 70$ l/s ergibt sich dort als maximale über die Tiefe gemittelte Fließgeschwindigkeit:

$$v_{\max, M} \approx 0,75 \text{ m/s.}$$

In Abb. 3.17 ist die Steinanordnung für einen Modellabfluss von $Q_M = 70$ l/s mit den entsprechenden Größen dargestellt. Ausgehend davon wurden die in Tab. 3.1 aufgeführten Werte auf Grundlage der Modellgesetze folgendermaßen ermittelt:

$$\lambda = \left(\frac{Q_N}{Q_M} \right)^{2/5} = \left(\frac{Q_N}{70} \right)^{2/5}$$

$$\lambda = 0,183 \cdot Q_N^{2/5}$$

$$Q_N = \lambda^2 \cdot Q_M \quad (3.1)$$

$$L_N = \lambda \cdot L_M$$

$$B_{ges, N} = \lambda \cdot B_{ges, M}$$

$$h_{i, N} = \lambda \cdot h_{i, M}$$

$$v_N = \lambda^{1/2} \cdot v_M$$

| | |
|--------------|---|
| λ | Umrechnungsfaktor [-] |
| $B_{ges, N}$ | Gesamtbreite in Natur [m] |
| $B_{ges, M}$ | Gesamtbreite im Modell = 1,76 m |
| L_N | Länge in Natur [m] |
| L_M | Länge im Modell = 2 m |
| $h_{i, N}$ | Abflusstiefe in Natur [m] |
| $h_{i, M}$ | Abflusstiefe im Modell |
| Q_N | Abfluss in Natur [l/s] |
| Q_M | Abfluss im Modell = 70 l/s |
| v_N | Fließgeschwindigkeit in Natur [m/s] |
| v_M | Fließgeschwindigkeit im Modell $\approx 0,75$ m/s |

Zur Bestimmung der geometrischen Abmessungen für den Einlaufbereich, der Abflusstiefen und der zu erwartenden maximalen tiefengemittelten Fließgeschwindigkeit ist F 3.1 anzuwenden oder die entsprechenden Werte sind aus Tab. 3.1 zu entnehmen.

Zur Berechnung ist folgendermaßen vorzugehen:

- 1) Eingangswert ist der für das Umgehungsgewässer geplante Abfluss Q_N [l/s].
- 2) Bestimmung des Umrechnungsfaktors λ :
 $\lambda = 0,183 Q_N^{2/5}$ nach F 3.1 oder Tab. 3.1, Spalte 2
- 3) Ermittlung der benötigten Gerinnebreite $B_{ges, N}$:
 $B_{ges, N} = \lambda \cdot B_{ges, M} = \lambda \cdot 1,76$ [m]
nach F 3.1 oder Tab. 3.1, Spalte 4
- 4) Ermittlung der benötigten Gerinnelänge L_N :
 $L_N = \lambda \cdot L_M = \lambda \cdot 2$ [m]
nach Formel (3.1) oder Tab. 3.1, Spalte 3
- 5) Bestimmung der Summen der lichten Durchflussbreiten B_1 , B_2 und B_3 (vgl. Abb. 3.17)
 $\Sigma B_1 = 0,25 \cdot B_{ges, N}$ [m]
 $\Sigma B_2 = 0,30 \cdot B_{ges, N}$ [m]
 $\Sigma B_3 = 0,17 \cdot B_{ges, N}$ [m]
oder Tab. 3.1, Spalten 5,6,7
- 6) Bestimmung der Abflusstiefen $h_{u, N}$, $h_{1, N}$ und $h_{2, N}$:
 $h_{u, N} = \lambda \cdot h_{u, M} = \lambda \cdot 0,27$ [m]
 $h_{1, N} = \lambda \cdot h_{1, M} = \lambda \cdot 0,24$ [m]
 $h_{2, N} = \lambda \cdot h_{2, M} = \lambda \cdot 0,21$ [m]
oder Tab. 3.1, Spalten 8,9,10
- 7) Bestimmung der maximalen tiefengemittelten Fließgeschwindigkeit v_{\max} :
 $v_{\max, N} = \lambda^{1/2} \cdot v_{\max, M} = \lambda^{1/2} \cdot 0,75$ [m/s]
oder Tab. 3.1, Spalte 11

BERECHNUNGSBEISPIEL 5:

Der Abfluss in einem Umgehungsgewässer soll $Q_N = 300 \text{ l/s}$ betragen. Zu bestimmen sind die geometrischen Abmessungen für den Einlaufbereich, die Abflusstiefen und die zu erwartende maximale mittlere Fließgeschwindigkeit.

Die benötigte Gerinnebreite B_{ges} wird mit $\lambda = 1,79$ zu $B_{ges} = 3,15 \text{ m}$ ermittelt. Die Länge des Abschnittes mit horizontaler Sohle beträgt: $L_N = 3,58 \text{ m}$.

Die lichten Durchflussbreiten der drei Steinreihen ergeben sich nach Abb. 3.17 und mit $B_{ges} = 3,15 \text{ m}$ zu:

$$\Sigma B_1 = 0,79 \text{ m}$$

$$\Sigma B_2 = 0,95 \text{ m}$$

$$\Sigma B_3 = 0,54 \text{ m}$$

Nach Abb. 3.17 und F 3.1 ergeben sich folgende Wassertiefen:

$$h_u = 0,48 \text{ m}$$

$$h_1 = 0,43 \text{ m}$$

$$h_2 = 0,38 \text{ m}$$

Die maximale tiefengemittelte Geschwindigkeit errechnet sich zu $v_{max,N} = 1,01 \text{ m/s}$.

3.2.2.2 GESCHWEMMSELABWEISER UND REGELORGANE

Um bei hohen Wasserständen im Hauptgewässer den Durchfluss zu begrenzen, eignen sich Dammbalkenverschlüsse oder Stützmauern in Beton oder Bruchsteinmauerwerk, die evtl. mit einer entsprechend dimensionierten Regelvorrichtung versehen sind. Dammbalkenverschlüsse sollten auch für Revisionen eingeplant werden (vgl. Abb. 3.18 und Abb. 3.19). Um ein weitestgehendes Verschießen zu ermöglichen, sollte auf eine ebene Sohlenanbindung sowie einen fixierten Sohlenbalken im Dammbalkenquerschnitt geachtet werden.

Der Einlaufbereich muss so gestaltet werden, dass auch bei Niedrigwasser oder abgesenktem Stauziel ein Mindestdurchfluss im Umgehungsgewässer erhalten bleibt. Zur Verhinderung von Verlegungen muss eine Tauchwand oder ein Schwimmbalken bzw. eine Schwimmbalkenkette angebracht werden.

Die Tauchwand sollte ca. 50 cm tief ins Wasser ragen, damit das Treibgut nicht unter der Tauchwand „durchgezogen“ wird und darüber hinaus einen ausreichend gro-

ßen Radius von mindestens 1,5 m um den Ausstieg aufweisen.



Abb. 3.18: Dammbalkenverschluss zur Abflussbegrenzung bei Hochwasser und Revisionsarbeiten.



Abb. 3.19 Einlaufbereich eines Umgehungsgewässers mit Dammbalkenverschluss und Schwimmbalken.



Abb. 3.20: Versetzter Einlaufbereich.

Massive Tauchwände werden zumeist aus Stahlbeton erbaut und ihr Oberteil als Bedienungssteg ausgebildet. Bei Umgehungsgewässern genügen in der Regel auch Konstruktionen aus Holzbalken oder Stahlblech. Bewährt hat sich eine gebogene, konisch verjüngte Tauchwand aus

Stahlblech, die in ausreichender Entfernung vom Einlaufquerschnitt angeordnet wird (vgl. Abb. 3.17 und Abb. 3.21).



Abb. 3.21: Halbkreisförmige Tauchwand am Einlauf eines Umgehungsgewässers.

Bei Gewässern mit stark schwankendem Wasserspiegel kann an Stelle der Tauchwand auch ein Schwimmbalken treten. Der Schwimmbalken sollte im spitzen Winkel zur Gewässerachse verlaufen, so dass Geschwemmel mit der Strömung weitertransportiert wird. Bei größeren Querschnitten können aneinander gekettete Schwimmbalken, bestehend aus Holz- oder Aluminiumkonstruktionen, verwendet werden. Eine Schürze unter dem Schwimmbalken verhindert, dass Treibgut unter dem Balken „durchgezogen“ wird.



Abb. 3.22: Schwimmbalken aus Holz



Abb. 3.23: Schwimmbalken aus Aluminium.

Grundlegend für die Funktion von Geschwemmelabweisern ist das Vorhandensein einer oberflächennahen Tangentialströmung, die das Geschwemmel vom Einlauf weg weitertransportiert.

Bei Oberwasseranschlüssen mit fester Einlaufschwelle erfolgt die Anbindung des Querschnitts über eine Anrampung mit gewässertypischem Sohlensubstrat. Um die Sohle auch im Einlaufquerschnitt durchgängig zu gestalten, wird eine mindestens 20 cm starke Substratüberdeckung empfohlen.

3.2.3 BEMESSUNG UND GESTALTUNG

Grundsätzlich sollen folgende Randbedingungen eingehalten werden:

- minimale Sohlenbreite: $b_{so} = 1,0 \text{ m}$
- mittlere Fließgeschwindigkeit: $v_m = 1,0 \text{ m/s}$
- maximale Fließgeschwindigkeit auf sehr kurzen Strecken: $v_{max} \approx 2,0 \text{ m/s}$
- minimale Fließgeschwindigkeit $v_{min} \geq 0,2 \text{ m/s}$, um Ablagerungen von Feinststoffen zu vermeiden
- Die Abflusstiefe ist auf die Fischregion abzustimmen, minimale Abflusstiefe: $h_{min} \geq 0,20 \text{ m}$.

Die standortgemäße Gestaltung eines Umgehungsgewässers als Bach ist unbedingt anzustreben. Hierbei werden natürliche Gewässerstrukturen mit unterschiedlichen Wassertiefen und Fließgeschwindigkeiten nachgebildet.

Die Böschungsneigungen sind den natürlichen Verhältnissen anzupassen. Die maximale Böschungsneigung sollte die Neigung 1:1 nicht überschreiten, da hier eine Bepflanzung gerade noch möglich ist. In Abhängigkeit

von der Linienführung und dem Grad der Krümmung sollen die Böschungen in ihrer Neigung wechseln. Als Anhaltswerte gelten [LANGE; LECHER 1993]:

- Prallhänge: Böschungsneigung 1:1 bis 1:2;
- Gleithänge: Böschungsneigung 1:2 bis 1:5 und flacher.

Eine Variation der Querschnittsbreite, z. B. durch Gestaltung kleiner Inseln und Gumpen, ist zu planen. Dadurch entstehen Zonen unterschiedlicher Fließgeschwindigkeiten und Abflusstiefen. Durch Ausbildung einer Niedrig- und Mittelwasserrinne können auch bei unterschiedlichen Abflüssen die geforderten Abflusstiefen eingehalten werden. Als Sohlensubstrat ist nach Möglichkeit das natürlich anstehende Material ohne zusätzliche Sohlensicherung und Abdichtung zu verwenden.

Durch Bildung von flacheren und steileren Abschnitten entstehen Ruhezone und Strecken mit höherer Fließgeschwindigkeit. Eine standortgemäße Bepflanzung fördert den gewünschten Beschattungseffekt und begrenzt die Erwärmung des Gewässers.

Unter Einhaltung der im Leitfaden „Durchgängigkeit für Tiere in Fließgewässern – Teil 1 Grundlagen“ [LfU 10.2005] aufgezeigten ökologischen Randbedingungen und unter Beachtung des Mindestabflusses ist ein zeitlich modifizierter Abfluss, der den saisonal unterschiedlichen ökologischen Bedürfnissen der Gewässerfauna angepasst ist, denkbar.



Bei der Planung von Umgebungsgewässern auf durchlässigem Untergrund sind bei der Festlegung des Abflusses die Wasserverluste durch Versickerung zu berücksichtigen. Durch Sohlenabdichtungen mit bindigem Material o. ä. können zu große Verluste vermieden werden [VDFF 1997]. Befindet sich das Umgebungsgewässer in einem Wasserschutzgebiet, müssen besondere Maßnahmen zur Abdichtung durchgeführt werden.

3.2.3.1 STÖRSTEINE

Störsteine bewirken als Formwiderstände eine Strömungsdiversität, wodurch Zonen mit unterschiedlichen Fließgeschwindigkeiten entstehen. Damit die in die Strömung gesetzten Steine nicht kippen, sollen sie stets so eingesetzt werden, dass die größtmögliche Steinfläche auf der Sohle aufliegt. Durch die gebrochene Form dieser Fläche sitzen die Steine nicht glatt auf und bieten somit selbst bei glatter Betonsohle eine Besiedlungsfläche für das Makrozoobenthos. Größere Lücken können Kleinfischarten als Aufenthalts- und Schutzraum dienen.

Erfahrungen in Baden-Württemberg haben gezeigt, dass nicht alle Arten von Steinen als Störsteine geeignet sind. Pyramiden- und tetraederförmige Steine haben sich als besonders geeignet erwiesen. Tab. 3.2 gibt einen Überblick über Vor- und Nachteile bei der Verwendung von verschiedenen Steinformen. Abb. 3.24 zeigt Musterbeispiele von geeigneten und ungeeigneten Steinformen [WIEGNER 2000].

Tab. 3.2: Vor- und Nachteile von Störsteinen in Abhängigkeit der Steinform.

| Eigenschaft | Quaderförmige Steine | Pyramiden- bzw. tetraederförmige Steine |
|--|---|---|
| Erscheinungsbild | unnatürlich | natürlich |
| formwiderstandsbedingte Stauwirkung im Oberwasser | deutlich | gering |
| Durchlassöffnung zwischen den Steinen | gering | groß |
| Verklauungsgefahr | groß, Geschwemmsel setzt sich leicht fest | gering |
| Stabilität | instabil durch große Angriffsfläche für Strömungskräfte | stabil, da durch die Schräge eine geringe Angriffsfläche für Strömungskräfte |
| Bildbeispiele [WIEGNER, HARTMANN 2005] |  |  |



ungeeignete Steinformen



geeignete Steinformen

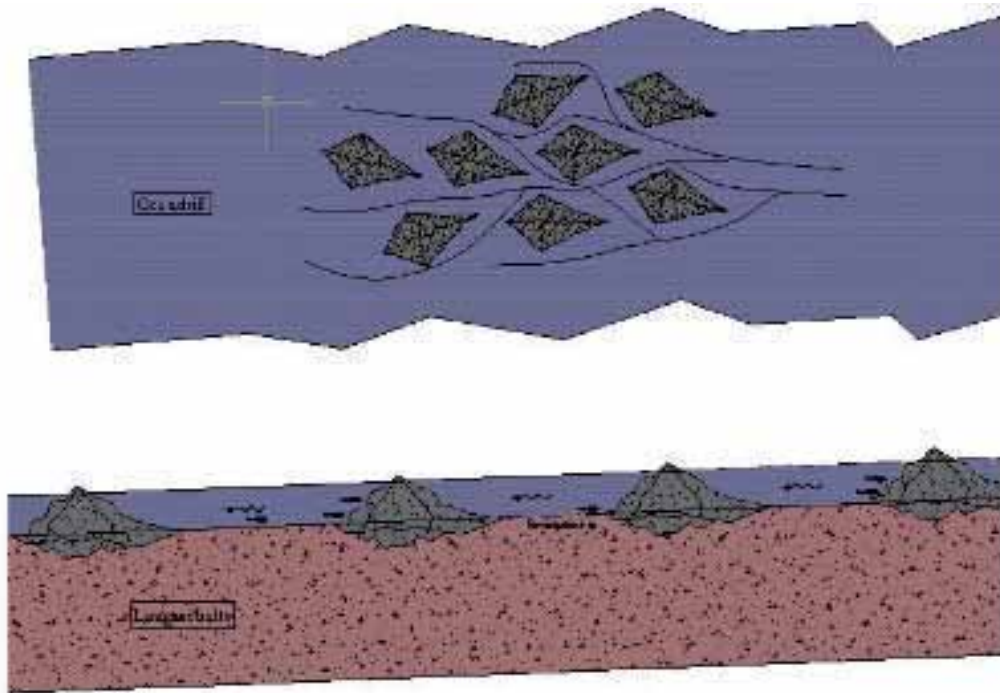
Abb. 3.24: Musterbeispiele ungeeigneter und geeigneter Steinformen [WIEGNER, HARTMANN 2005].

Praxisbeispiel Raugerinne nach dem Wiegnersches Prinzip

Bei dieser in der Praxis vielfach bewährten Bauweise werden ausgewählte pyramiden- oder tetraederförmige Granitblöcke gezielt in ein vorbereitetes Gerinne so gesetzt, dass

1. die Strömung auf nachfolgende Blöcke sowie vom Ufer weg abgelenkt wird
2. die flache Blockseite gegen die Strömung ausgerichtet ist, damit die Lagestabilität der Blöcke erhöht und ein Verlegen des Gerinnes mit Getreibsel verhindert wird
3. ausreichend große Zwischenräume und geeignete Wassertiefen vorliegen
4. die Fließgeschwindigkeit erheblich reduziert wird und hinter den Blöcken zusätzlich beruhigte Zonen vorliegen

Blockgröße und Satzdicke richten sich nach der gewünschten Wassertiefe, dem verfügbaren Abfluss sowie nach dem Gerinnegefälle entsprechend dem Anforderungsprofil der Fischarten der natürlichen Fischfauna. Die Vorteile dieser Bauweise liegen in der vielfältigen Anwendungsbreite und der flexiblen Gestaltungsmöglichkeiten sowie der hohen Standsicherheit. Diese Raugerinne sind im Betrieb nahezu wartungsfrei [Wiegner, Hartmann 2005].



1. Baubeginn



2. Randausbildung



3. Einstellung der Sohlenneigung



4. Setzen der Steine



5. Auffüllen der Zwischenräume



6. angestrebte Wasserspiegellagen



7. Betriebszustand

Abb. 3.25: Skizze des Aufbauschemas und Vorgehensweise zum richtigen Setzen von Störsteinen [Wiegner2005].

Den Planern sollte bewusst sein, dass naturnahe Umgebungsgewässer nur näherungsweise bemessen werden können. Durch die Verwendung unregelmäßig geformter Steine zur Gestaltung von Querschnitten bewirken schon kleine Veränderungen in der Lage der Elemente erhebliche Auswirkungen auf die Abflusstiefen und Fließgeschwindigkeiten. Insgesamt soll ein strömender Abfluss erzeugt werden.

Die Gesamterscheinung der Strömung wird in den seltensten Fällen auf Anhieb zufriedenstellend sein. Deshalb muss das Bauwerk anpassungsfähig gestaltet werden. Probeläufe zur Optimierung der Strömung (Breiten- und Tiefenvarianz) und Gestaltung müssen von vornherein einkalkuliert werden.

3.2.3.2 AUSLEGUNG DER ANLAGEN IN STÖRSTEINBAUWEISE

Um den immer sehr heterogenen Verhältnissen bei den Fischaufstiegsanlagen in Störsteinbauweise Rechnung zu tragen, wurde mittels Modellversuchen und Vermessungen von erstellten Fischaufstiegsanlagen ein Auslegungsverfahren für die Dimensionierung entwickelt, das in Abb. 3.26 schematisch dargestellt ist [Heimerl et al. 2005].

Hierbei sind neben den standortspezifischen Randbedingungen die Ansprüche, die aus der jeweiligen Fischregion bzw. dem zugeordneten Fischartenspektrum resultieren, von entscheidender Bedeutung. Über die Zuordnung zu einer Fischregion werden die jeweiligen ortstypischen fischbiologischen Ansprüche sichergestellt. Dies betrifft vor allem die erforderliche Fließtiefe, die in Abhängigkeit von der Körperhöhe der Fische bestimmt wird, sowie das Schwimmvermögen der Fische. Die Steinabstände werden durch die Länge der Fische bzw. des für sie notwendigen „Raumvolumens“ bestimmt. Hieran orientieren sich darüber hinaus die Anforderungen an die durchschnittliche Störsteingröße d_s innerhalb der Fischaufstiegsanlage.

Der sich aus den zahlreichen Versuchen schließlich ergebende Korridor der Wasserstands-Abfluss-Beziehung im $h^* - q^*$ -Diagramm spielt ebenfalls eine wichtige Rolle, da über diesen Bereich gewährleistet werden kann, dass sich die entsprechend notwendigen Wassertiefen für den jeweiligen spezifischen Abfluss q_{FAA} einstellen, wobei

entsprechend den vorhandenen Randbedingungen der jeweilige Durchfluss Q bzw. die Breite der Fischaufstiegsanlage b_{FAA} ermittelt werden kann. Bis zu dem Wert von $q^* = 1,6 \text{ s}^{-1} \cdot \text{m}^{-0,5}$ basiert dieser zulässige Korridor auf den Messergebnissen der Modellversuche. Beim extrapolierten Kurvenbereich kann aufgrund der bisherigen Erfahrungen davon ausgegangen werden, dass sich bei dem jeweiligen Abfluss die entsprechende Wassertiefe in den angegebenen Grenzen einstellt.

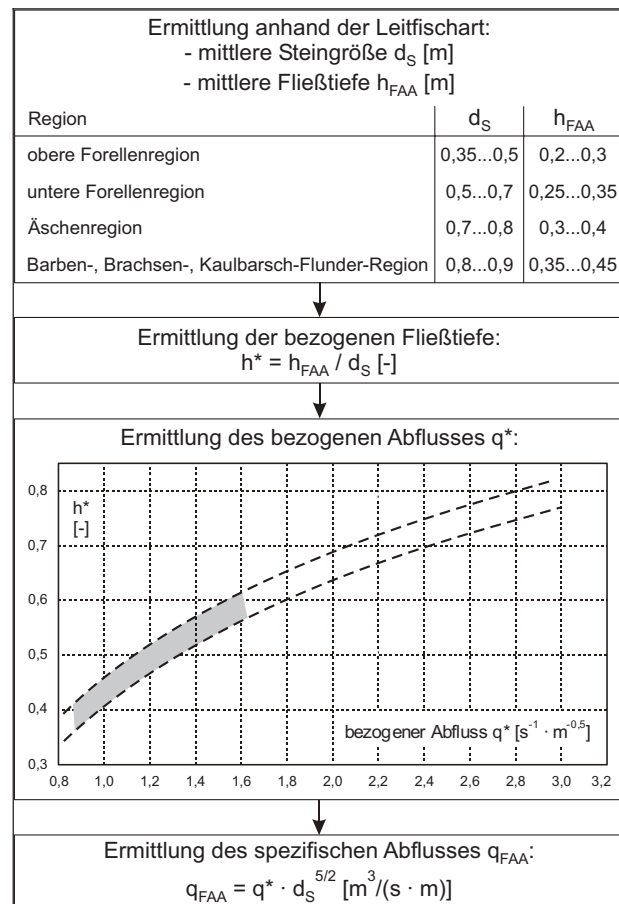


Abb. 3.26: Flussdiagramm zur Auslegung von Fischaufstiegsanlagen in Störsteinbauweise.

Bei dem Auslegungsverfahren ist ein idealisiertes Anordnungsschema der Steine zugrunde gelegt, das in Abb. 3.27 wiedergegeben ist. Die entsprechenden Steinabstände in Abhängigkeit der eingesetzten mittleren Steingröße d_s können der Tabelle 3.3 entnommen werden. Diese Werte bzw. Streubereiche ergeben für diese Steinanordnungsarten das optimale Ergebnis hinsichtlich Fließtiefen, Steinzwischenräume und Fließgeschwindigkeiten in entsprechenden Fischaufstiegsanlagen.

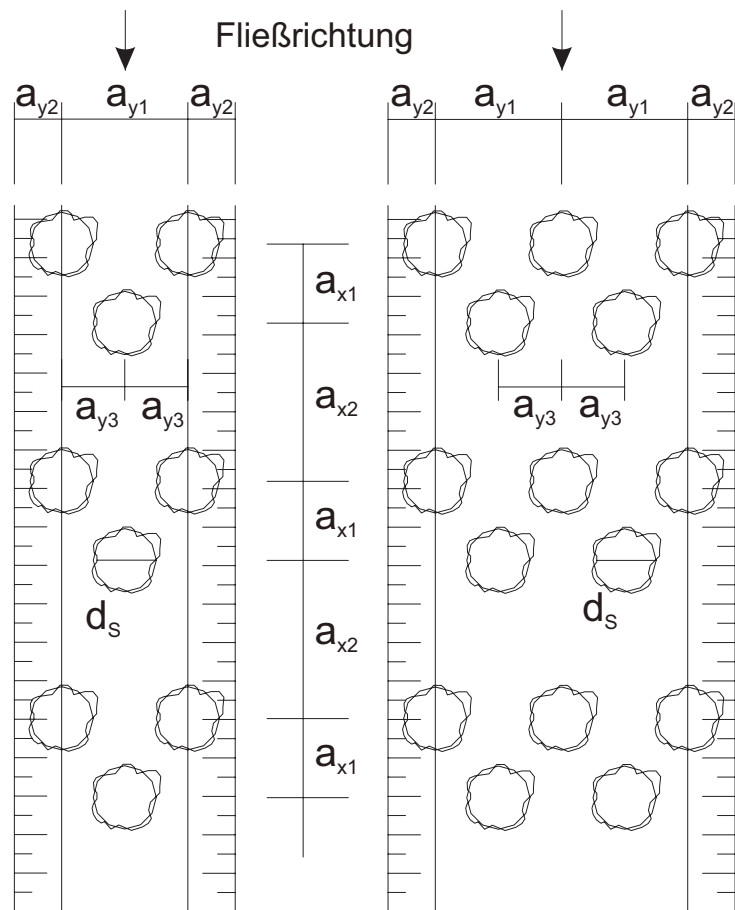


Abb. 3.27: Definition der Rastermaße der Steinanordnung.

Tabelle 3.3: Empfohlene Steinabstände für die Rastermaße in Abhängigkeit der eingesetzten mittleren Steingröße d_s .

| Rastermaß | empfohlener Steinabstand |
|---------------------------|--------------------------|
| a_{x1} | $1,5 \cdot d_s$ |
| a_{x2} | $2,5 \div 3,5 \cdot d_s$ |
| $a_{y1} = 2 \cdot a_{y3}$ | $1,65 \cdot d_s$ |
| a_{y2} | $0,5 \cdot d_s$ |

Bei diesem Auslegungsverfahren für die Steinanordnung in derartigen Fischauftiegsanlagen muss angemerkt werden, dass es nur für eine Vordimensionierung bei der Planung herangezogen werden darf [Heimerl et al. 2005]. Es dient primär dazu, den notwendigen Durchfluss, die notwendige mittlere Steingröße, die Steinabstände sowie die erforderliche Gerinnebreite vorab zu bestimmen. Auch die Positionierung der Steine kann hiermit im Voraus schon weitgehend geklärt werden. Wenngleich die Versuche im Wesentlichen an Ausschnittsmodellen bzw. Umgehungsgewässern stattfanden, so ist aufgrund der Erkenntnisse davon auszugehen, dass die Auslegungsgrundsätze auch bei der Planung von entsprechenden Sohlenbauwerken erfolgreich eingesetzt werden können.

Bei der Umsetzung in der Praxis wird wie auch bisher die Erfahrung des zuständigen Planers von entscheidender Bedeutung sein. Dieser oder eine andere fachkundige Person sollte somit bei der Ausführung vor Ort sein und die Bauarbeiten überwachen bzw. anleiten, da jeder einzelne Stein eine unterschiedliche Geometrie aufweist und so vor Ort entschieden werden muss, wie die einzelnen Steine jeweils zu setzen sind. Letztlich sollte aber auch bei dieser Bauweise nicht auf einen Testlauf und eine eventuell daran anschließende Optimierung verzichtet werden.

3.2.3.3 BEMESSUNG VON QUERRIEGELN

Durch den Einbau von quer zur Strömung angeordneten Steinriegeln wird das Umgehungsgewässer in einzelne Abschnitte unterteilt. Infolge der Anordnung entsteht ein Aufstau, wodurch einzelne Becken entstehen. Diese Becken dienen als Ruhezone.

Kann aufgrund räumlicher Gegebenheiten das mittlere Sohlengefälle durch Laufverlängerung nicht flacher als 1:20 realisiert werden, sind Querriegel erforderlich. Die Wasserspiegellagen zwischen den einzelnen Becken sollen eine Differenz von max. 0,20 m aufweisen. Als Beckentiefe y_b sind Werte zwischen 0,4 und 0,6 m anzustreben. Auf die Verwendung von gewässertypischem Steinmaterial ist Wert zu legen.

Werden die Querriegel asymmetrisch ausgebildet, d. h. die Höhe der Riegel nimmt wechselseitig zum Ufer hin ab, wird das Gefälle überwunden, ohne eine reine Beckenstruktur zu erzeugen.



Abb. 3.28: Pendelnder Stromstrich aufgrund asymmetrisch ausgebildeter Steinriegel.

Bei der Ausführung der Verbauungen sind zwei Varianten möglich:

Überströmte Steinschwellen, die in die Sohle eingebunden sind, schaffen einen kaskadenartigen Abfluss. Die Schwellen werden teilweise auf ihrer gesamten Breite überströmt. Jede Steinschwelle soll vom Unterwasser her eingestaut sein, damit ein ausreichendes Wasserpolster entsteht. Außerdem werden die Überfallstrahlen im darauffolgenden Becken wirkungsvoller gebremst.

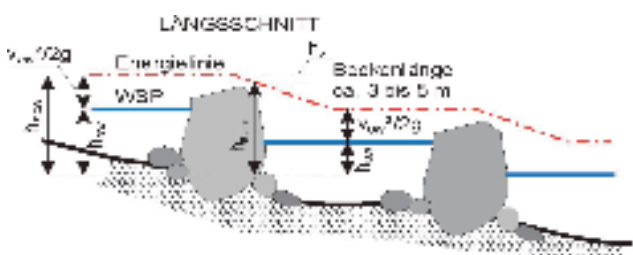


Abb. 3.29: Fließwechsel zwischen den Steinen einer durchströmten Schwelle.

Die Bemessung von überströmten Steinschwellen erfolgt analog den Bemessungsgrundlagen von „aufgelöste Rampen“, die in Kapitel 2.4.2 dargestellt sind.

Durchströmte Steinriegel bestehen aus mehreren, auf Lücke gesetzten, in die Sohle eingebundenen, großen Steinen. Der Abfluss erfolgt nicht über die Steine hinweg, sondern zwischen den Steinen hindurch. Der Aufstau zur Erzeugung der Beckenstruktur wird über den Lückenabstand der Steine geregelt. Durch die versetzte Anordnung von Lücken und Steinen erfolgt eine Auffächerung der Abflusstrahlen.

Unter der Vereinfachung der Gerinnegeometrie zu einem Rechteckgerinne berechnet sich die minimale Energiehöhe $h_{E,min}$, welche infolge der Einengung für das Abführen des Abflusses erforderlich ist, aus:

$$h_{E,min} = \frac{3}{2} \cdot \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot \sum b_s^2}} \quad (3.2)$$

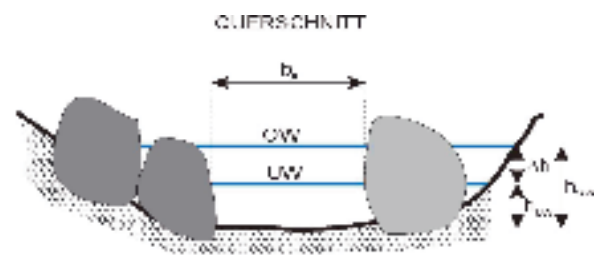
- $h_{E,min}$ Mindestenergiehöhe [m]
- Q Abfluss im Umgebungsgewässer [m^3/s]
- g Erdbeschleunigung [m/s^2]
- $\sum b_s$ Gesamtbreite der Lücke zwischen den Steinen [m]

Infolge der Einengung erhöht sich der Fließwiderstand und es entstehen lokale Energieverluste, die sich durch die sog. Verlusthöhe h_v (Abb. 3.29) berechnen aus:

$$h_v = \frac{\xi}{3} \cdot h_{E,min} \quad (3.3)$$

- h_v Verlusthöhe [m]
- ξ Verlustbeiwert ($\approx 0,5$ nach DVWK)
- $h_{E,min}$ Mindestenergiehöhe [m]

Für den Verlustbeiwert empfiehlt der DVWK einen Wert von $\xi \approx 0,5$ anzunehmen.



Mit einer Bilanz kann die Energiehöhe bzw. der Wasserstand im Oberwasser des durchströmten Steinriegels berechnet werden. Aufgrund des Fließwechsels, der sich in der Engstelle zwischen den Steinen einstellt, ist die Oberwassertiefe bei diesem Berechnungsansatz weitgehend unabhängig vom Wasserstand unterhalb des Riegels.



Abb. 3.30: Durchströmte Querriegel.

$$h_{E,OW} = h_{OW} + \frac{v_{OW}^2}{2 \cdot g} = h_{E,min} + h_v$$

mit $v_{OW} = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{h_{OW} \cdot b_{OW}}$ gilt:

$$h_{OW} + \frac{Q^2}{h_{OW}^2 \cdot b_{OW}^2 \cdot 2 \cdot g} = h_{E,min} + h_v \quad (3.4)$$

| | |
|--------------|--|
| $h_{E,OW}$ | Energielinieniveau im Oberwasser [m] |
| h_{OW} | Wassertiefe im Oberwasser [m] |
| b_{OW} | Gerinnebreite im Oberwasser [m] |
| v_{ow} | Fließgeschwindigkeit im Oberwasser [m/s] |
| g | Erdbeschleunigung [m/s ²] |
| $h_{E,min}$ | Minimale Energiehöhe [m] |
| h_v | Verlusthöhe [m] |
| Q | Abfluss im Umgebungsgewässer [m ³ /s] |
| A | Durchflossene Querschnittsfläche [m ²] |
| Σb_s | Gesamtbreite der Lücke zwischen den Steinen [m] |

BERECHNUNGSBEISPIEL 6

Durch den Einbau durchströmter Steinriegel soll in einem Umgebungsgewässer eine Riegel-Becken-Struktur erzeugt werden. Die Wassertiefe in den Becken soll 0,5 m betragen, der max. Wasserspiegelunterschied zwischen zwei benachbarten Becken soll den Wert $\Delta h = 0,15$ m nicht überschreiten. Die Becken

haben eine Länge von 3 bis 5 m und eine Breite von 2 m. Der Abfluss im Umgebungsgewässer beträgt $Q = 1$ m³/s. Die benötigte Lückenbreite b_s soll bestimmt werden.

Da die Wassertiefe in den Becken 0,5 m betragen soll, wird die Annahme $h_{UW} = 0,5$ m getroffen. Daraus ergibt sich: $h_{ow} = h_{UW} + \Delta h = 0,65$ m.

Durch Einsetzen von F 3.2 und F 3.3 in F 3.4 erhält man eine benötigte Lückenbreite von $\Sigma b_s \approx 1,32$ m:

$$(3.2): \quad h_{E,min} = 1,5 \cdot [1^2 / (9,81 \cdot b_s^2)]^{1/3}$$

$$(3.3): \quad h_v = 0,5/3 \cdot h_{E,min}$$

$$(3.4): \quad 0,65 + 1^2 / (0,65^2 \cdot 8g) = 1,75 / (9,81 b_s^2)^{1/3}$$

$$\Rightarrow \Sigma b_s \approx 1,32 \text{ m}$$

3.2.4 ANBINDUNG AN DAS UNTERWASSER – AUSLAUFBEREICH UND LEITSTRÖMUNG

Die richtige Anbindung der Fischaufstiegsanlage an das Unterwasser ist ausschlaggebend für die Funktionsfähigkeit. Funktionskontrollen in Baden-Württemberg haben bestätigt, dass es Umgebungsgewässer gibt, die theoretisch voll funktionsfähig wären, aber durch die Tiere nicht auffindbar und damit nutzlos sind.

Die richtige Anordnung im Gewässer, die Ausbildung einer wirksamen Leitströmung und günstige Strömungsverhältnisse bei unterschiedlichen Wasserständen sind entscheidende Bedingungen für die Auffindbarkeit und Zugänglichkeit.

3.2.4.1 AUFFINDBARKEIT

Wassertiere orientieren sich anhand der Hauptströmung. Ist ihnen der Weg durch ein Hindernis versperrt, suchen sie meist unmittelbar unterhalb des Hindernisses nach alternativen Aufstiegsmöglichkeiten. Um die Auffindbarkeit zu gewährleisten, sind grundsätzlich folgende Punkte zu beachten:

- Bei Anlagen mit Wasserkraftnutzung sollte der Einstieg auf der Kraftwerksseite möglichst nah am Turbinenauslauf angeordnet werden.
- Bei Anlagen ohne Wasserkraftnutzung soll das Umgebungsgewässer an der Uferseite mit der höheren Strömungsgeschwindigkeit ins Unterwasser münden. Die Anordnung am Prallhang vermindert Sedimentation und Versetzung.

- Aufstiegswillige Fische sammeln sich aufgrund der Strömungsverhältnisse und der baulichen Gegebenheiten häufig unmittelbar unterhalb des Hindernisses. Das Umgehungsgewässer sollte deswegen so nah wie möglich am Hindernis ins Unterwasser einmünden.
- Ist eine Wehranlage schräg zur Flussachse angeordnet (Streichwehr), sollte sich der Einstieg in das Umgehungsgewässer im spitzen Winkel befinden, sofern ein ständiger Unterwasseranschluss sichergestellt ist.
- Sackgasseneffekte sind zu vermeiden und können vor allem bei Ausleitungskraftwerken auftreten. Der geringe Durchfluss in der Ausleitungsstrecke reicht häufig nicht aus, um beim Zusammenfluss mit dem Kraftwerkskanal eine Leitströmung zu erzeugen. Durch Einbauten wie Inseln und Buhnen kann der Leitstrom verstärkt werden. Des Weiteren soll am Kraftwerk ebenfalls die Durchgängigkeit hergestellt werden.



Abb. 3.31: Sackgasseneffekt in Turbinenkanälen bei Ausleitungsstrecken, hier mit Rückstau in die Ausleitungsstrecke (rechts).

- Der Anschlusswinkel auf der Unterwasserseite ist so klein wie möglich zu wählen. Er soll zwischen 30° [ADAM, SCHWEVERS 2001] und 45° [DVWK 1996] liegen bzw. tangential in diese münden. Unter bestimmten Umständen können aber auch andere Anschlusswinkel sinnvoll sein.
- Die Stärke der Leitströmung ist auf die betreffende Fischfauna abzustimmen. In der Regel ist für eine angemessene Leitströmung das Maximum der zur Verfügung stehenden Wassermenge zu nutzen. Durch eine fachgerechte Gestaltung des Mündungsbereiches eines Umgehungsgewässers oder einer anderen Fischaufstiegsanlage kann gewährleistet werden, dass sowohl Salmoniden als relativ schwimmstarken Fischen wie

auch anderen, schwimmschwächeren Arten der Einstieg in die Aufstiegshilfe gelingt.

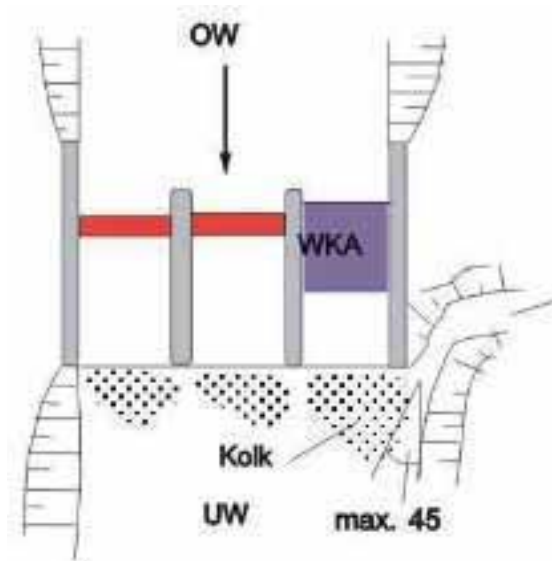


Abb. 3.32: Anschlusswinkel beim Auslaufbereich von Umgehungsgewässern im Unterwasser von Wasserkraftanlagen.

- Der Einflussbereich der Leitströmung sollte möglichst groß sein und weit in das Gewässer hineinreichen. Oft erweist sich die durch das Umgehungsgewässer erzeugte Leitströmung als zu schwach. Durch Einplanung einer Bypassleitung, über die ein Abfluss vom Oberwasser an der eigentlichen Aufstiegsanlage vorbei ins Unterwasser geführt wird, kann die Leitströmung wirkungsvoll erhöht werden. Der Abfluss im Bypass kann unter bestimmten Bedingungen bei Beachtung des Fischabstieges zusätzlich durch eine Dotationsturbine genutzt werden. In ähnlicher Form kann dies bei einem naturnahen Gerinne vorgesehen werden. Der Bypass soll kurz vor der Einmündung ins Unterwasser in das Umgehungsgewässer eingeleitet werden. Weitere Ausführungen zur Leitströmung sind im folgenden **Exkurs 3.2** zu finden.
- Bei bestehenden Ausleitungswasserkraftanlagen kann der Sackgasseneffekt durch eine Veränderung der Leitwirkung am Zusammenfluss von Mutterbett und Unterwasserkanal durch Modellierung des Gewässerbettes, wie z. B. Einengungen, Inseln, Buhnen, Aufweitungen etc., verbessert werden.
- Der für den Betrieb des Umgehungsgewässers /Fischaufstiegsgerinnes erforderliche Abfluss ergibt sich aus den Ansprüchen der relevanten Fischfauna und den Abmessungen. Die Bedingungen aus Kapitel 3.2.3 sollten eingehalten werden.

Exkurs 3.2 zur Leitströmung:

Die Stärke der Leitströmung ist abhängig vom Verhältnis des Abflusses des Hauptgewässers zum Abfluss des Umgehungsgewässers. Viele Autoren [GEBLER 1991], [BMWf 1994], [ADAM, SCHWEVERS 2001] u. a sind der Meinung, dass die Leitströmung und damit die Auffindbarkeit eines Umgehungsgewässers umso besser ist, je mehr Wasser in Relation zum Gesamtabfluss darin abfließt. So wurden beispielsweise an Umgehungsgewässern mit deutlicher Leitströmung hohe Aufstiegszahlen von Äschen nachgewiesen. Bei anderen Aufstiegskontrollen dagegen wurden keine oder nur wenige Äschen registriert, obwohl diese im Unterwasser häufig vorhanden waren. Offensichtlich war der Abfluss und damit die Strömung zu gering, so dass die Äschen diese nicht registrieren konnten.

Langzeitanalysen von [BOGNER, MADER 2001] an zwei Umgehungsgewässern am Marchfeldkanal ergaben allerdings, dass keine signifikante Korrelation zwischen den aufgestiegenen Fischarten und der Leitströmung besteht: „Die bislang vertretene Meinung, dass die Funktion naturnaher Umgehungsgewässer im Potamal nur bei Vorliegen einer entsprechenden Leitströmung gegeben ist, muss revidiert werden“ [BOGNER, MADER 2001]. Vielmehr kann der erhöhte Abfluss im Umgehungsgewässer zu kritischen Fließverhältnissen bzw. kritischen Fließgeschwindigkeiten führen. Der richtigen Positionierung hingegen wurde im Rahmen der Untersuchung eine wichtige Bedeutung zugewiesen.

Die Fischereiverwaltung kann Auskunft über die lokale natürliche Fischfauna geben.

Eine Möglichkeit, die Auffindbarkeit über die gesamte Gewässerbreite zu gewährleisten, ist eine Collection Gallery¹. Dabei wird ein vertikaler, mit Einstiegsschlitzen versehener Trog so auf der Überdeckung des Saugschlauchs befestigt, dass die Gallerie, ein quer zum Turbinenauslauf verlaufender wassergefüllter Raum, entsteht. Darin werden die Fische dem eigentlichen Fischaufstieg zugeleitet. Die Einstiegsanlage ist dabei möglichst nah am Fuß des Aufstiegshindernisses zu

positionieren. Collection Galleries (Abb. 3.33) können selbst bei sehr beengten Verhältnissen realisiert werden. Sie sind aber nicht als Einstiegskonstruktion für bodenorientierte Arten geeignet.

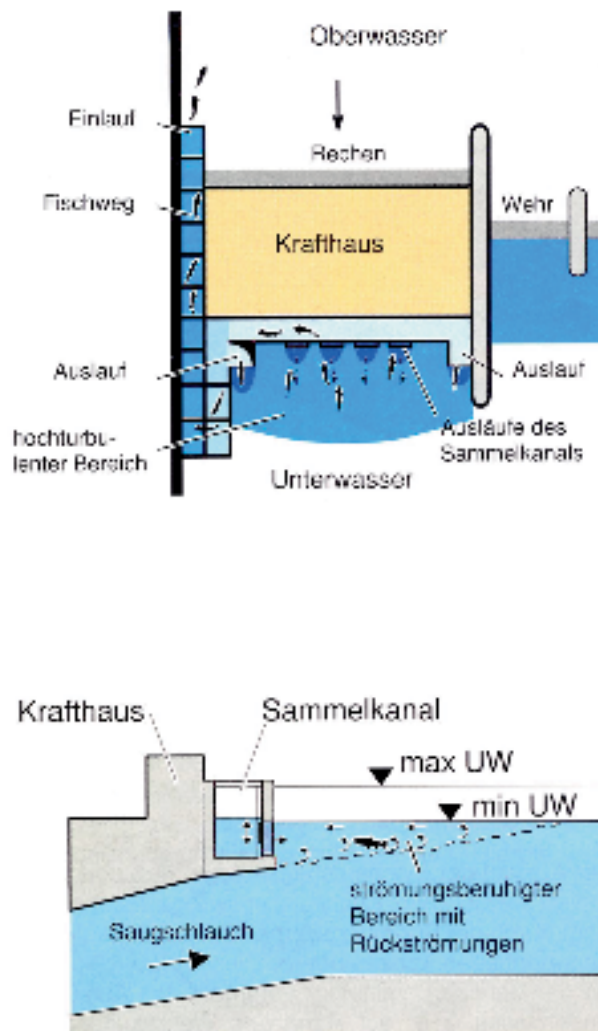


Abb. 3.33: Schema und Querschnitt einer Collection Gallery (Sammelkanal).

3.2.4.2 ZUGÄNGLICHKEIT

Wichtig für die volle Funktionsfähigkeit des Umgehungsgewässers ist auch die Zugänglichkeit für alle Fließgewässerorganismen. Dazu ist der Einstieg bei möglichst allen Wasserständen, auch bei Niedrigwasser, zu gewährleisten. Bei stark schwankenden Unterwasserständen kann es erforderlich werden, zwei Anschlüsse für das Umgehungsgewässer zu schaffen. Für kleine Abflüsse kann dann eine ausreichende Leitströmung durch eine Einengung des Gerinnequerschnittes und/oder durch eine Bypassleitung erreicht werden.

Bei relativ flach geneigten Unterwasserböschungen kann das Umgehungsgewässer frühzeitig großflächig vom Unter-

¹ Collection Gallery: deutsch - Sammelgalerie

wasser her eingestaut werden, wodurch die Wirkung der Leitströmung verloren geht. Eine Schwelle in Mittelwasserhöhe sorgt dafür, dass möglichst lange ein konzentrierter Niedrigwasserabfluss im Mündungsbereich erhalten bleibt (Abb. 3.36).



Abb. 3.34: Auslaufbereich eines Umgehungsgewässers mit gut ausgeprägter Leitströmung im Unterwasser.

Das Umgehungsgewässer ist möglichst direkt an die Gewässersohle anzubinden, damit auch für bodenorientierte Organismen eine Aufstiegmöglichkeit besteht. Ist eine solche sohlengleiche Anbindung nicht möglich, muss mit einer Anrampung mit einer maximalen Neigung von 1:2 der Anschluss geschaffen werden. Der Anschluss sollte

unmittelbar an den Kolk/Gumpen hinter der Wehranlage erfolgen.

Bei fehlender Leitströmung in Verbindung mit einem ungünstigen Anschluss an die Unterwassersohle kann es zu einer Verlandung des Umgehungsgewässers durch Eintrag aus dem Hauptgewässer kommen. Hier ist im Rahmen von Unterhaltungsmaßnahmen soweit möglich nachzubessern.



Abb. 3.35: Verlandeter Auslaufbereich.

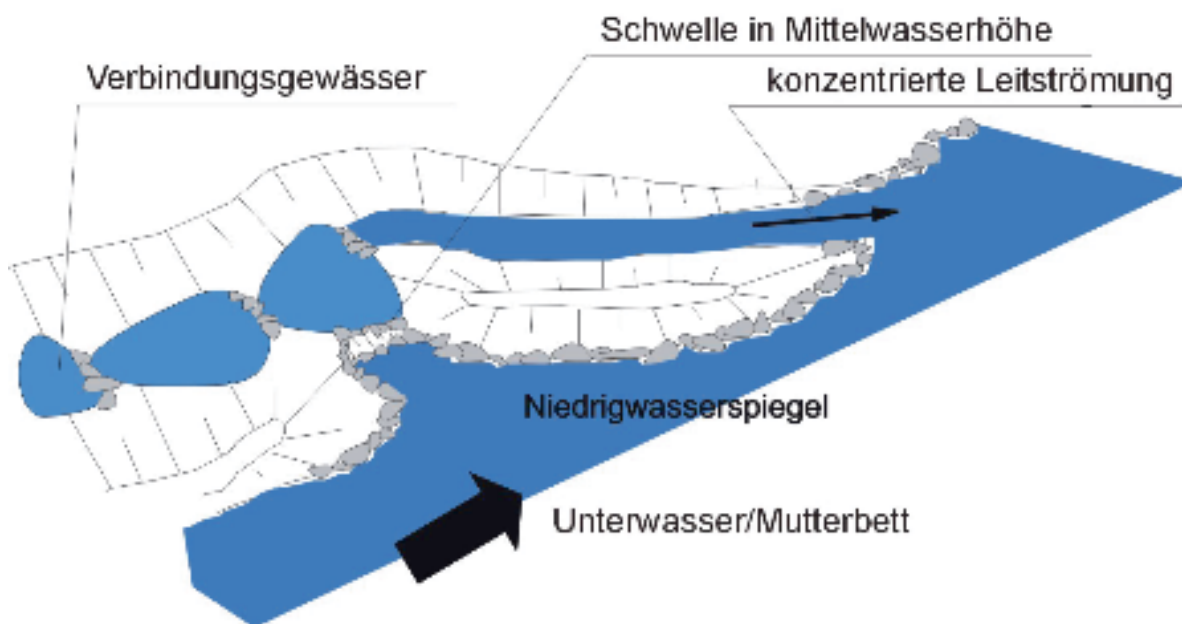


Abb. 3.36 Anschluss an das Unterwasser mit mehreren Ausläufen für verschiedene Unterwasserspiegel.

3.3 AUSGEWÄHLTE BEISPIELE

| Nr. | Ort | Gewässer | Rechtswert | Hochwert |
|--|------------------------|----------------|------------|----------|
| Umgebungsgewässer | | | | |
| 1 | Memprechtshofen | Renchflutkanal | 3424720 | 5393900 |
| 2 | Sindringer Wehr | Kocher | 3533346 | 5460753 |
| 3 | Wehr Hofratsmühle | Kocher | 3551947 | 5460125 |
| 4 | WKA Neckarhausen | Neckar | k. A. | k. A. |
| 5 | Buchenmühle | Kocher | 3555702 | 5457113 |
| 6 | Gotttrazhofen | Untere Argen | 3573898 | 5288583 |
| Gerinneartige Fischaufstiegsanlagen mit Störsteinen | | | | |
| 7 | Eutingen | Enz | 3481613 | 5419038 |
| 8 | Sigmaringen Laiz | Donau | 3517020 | 5327796 |
| 9 | Urbach | Rems | 3542088 | 5407494 |
| 10 | Tübingen Brückenstraße | Neckar | 3508520 | 5377720 |
| 11 | Weingarten | Walzbach | 34649009 | 5435861 |
| 12 | Gewerbekanal | Kuppenheim | 3445400 | 5410625 |
| 13 | Pforzheim-Weißenstein | Nagold | 3476882 | 5414673 |
| 14 | Niklashausen | Tauber | 3544508 | 5507514 |
| 15 | Rappenberghalde | Neckar | 3505223 | 5375586 |
| 16 | Altenburg | Neckar | 3512164 | 5378500 |
| 17 | Öpfingen | Donau | 3559619 | 5349965 |
| 18 | Ersingen | Donau | 3563994 | 5352005 |

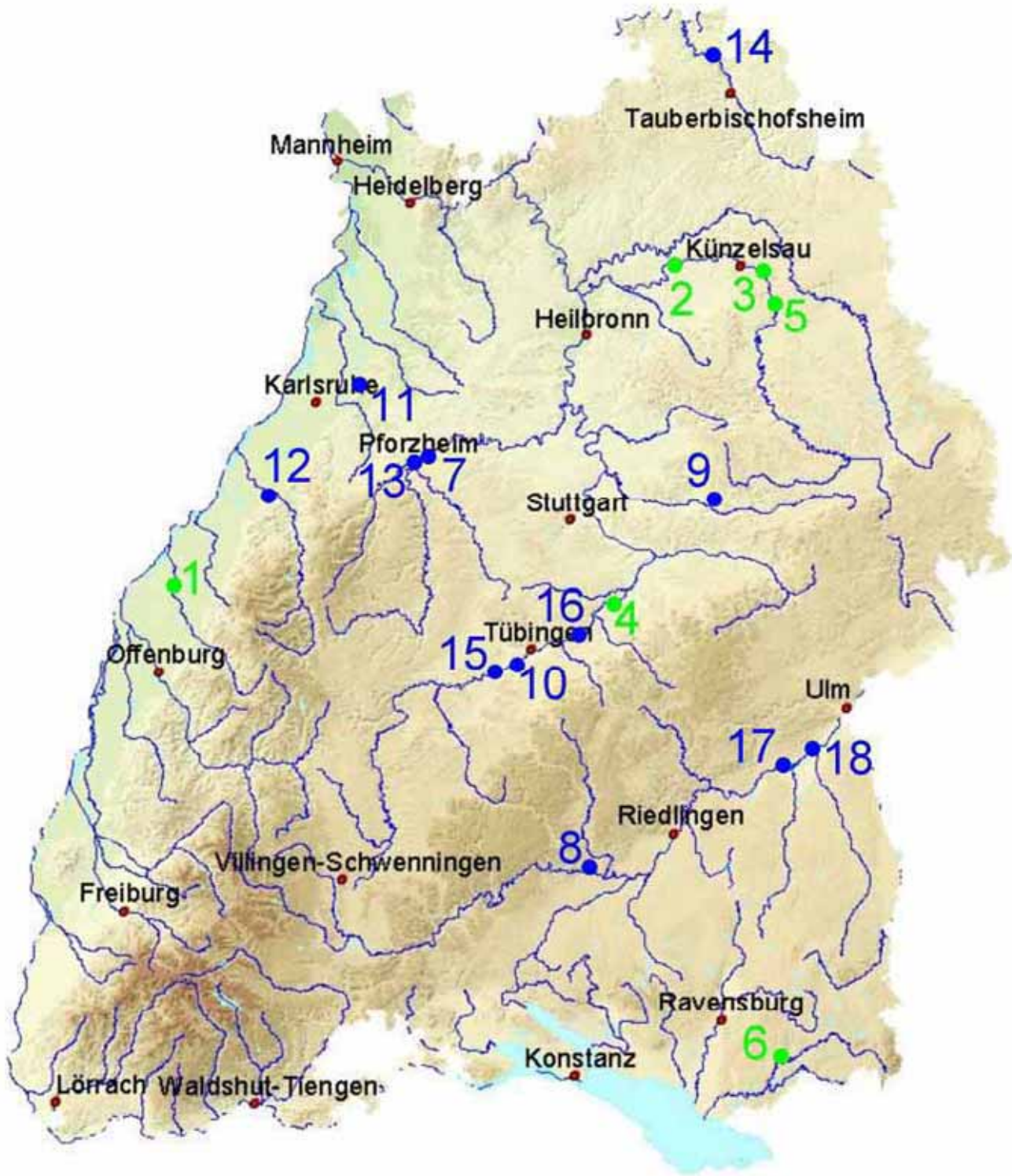


Abb. 3.37: Ausgewählte Beispiele von Umgebungsgewässern und gerinneartigen Fischeaufstiegsanlagen mit Störsteinen.

Nr. 1: Umgebungsgewässer am Absturz Memprechtshofen/Renchflutkanal (Baujahr 1992)


| | | | |
|--|--|------------------------------|----------------------------|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Memprechtshofen; A_{Ez} unbekannt, da Flutkanal | | |
| Angaben zum Bauwerk | | | |
| Betriebsabfluss: | ca. 350 l/s | Mittleres Sohlliniengefälle: | 2,5 % bis 5 % (Auslaufer.) |
| Höhendifferenz OW/UW: | ca. 2,50 m | Mittlere Breite: | 1,5 m bis 2 m |
| Länge: | ca. 100 m | Sonstiges: | |
| Hinweise zur Bemessung und Gestaltung | <p>Randbedingungen bei der Planung: Errichtung eines Durchlassbauwerkes unter einer bestehenden Straße und dessen Integration in den HW-Damm.</p> <p>Besonderheiten des Bauwerkes: Unterhalb des Durchlasses ist ein Kolksee in das Umgebungsgewässer integriert</p> <p>Bemessung von Störsteinen im Umgebungsgewässer: -Bemessung der erforderlichen Lückenabmessungen: Gesamtöffnungsbreite pro Riegel: 0,45 m Gesamtöffnungsfläche: 0,3 m²</p> <p>-Bemessung der erforderlichen Steingrößen: Kantenlänge l = 0,8 m</p> <p>Schichtdicke und Beschaffenheit des Sohlssubstrates: 40 cm Kies (mittl. Schichtstärke)</p> <p>Lage und Art des hydraulischen Kontrollquerschnittes: Oberhalb des Durchlasses durch zwei Blocksteine</p> <p>Maßnahmen gegen Verstopfungsgefahr: Tauchwand</p> <p>Maßnahmen gegen Unter- und Umläufigkeit: Spundwand</p> | | |
| Hinweise zur Bauausführung | Die Breite beträgt im oberen Bereich etwa 2,5 m, es stehen jedoch insgesamt 10 m zur Verfügung, um eine freie Entwicklung des Laufes zu ermöglichen; im Mündungsbereich verjüngt sich die Breite auf 1,5 m, um eine Leitströmung zu erzeugen. | | |
| Bisherige Erfahrungen | Die Anlage ist funktionstüchtig; die Ergebnisse einer Elektrobefischung durch Herrn Troschel von LIMNOFISCH liegen vor. Ergebnisse einer Aufstiegszählung liegen seit Frühjahr 2000 vor. Massenhafter Aufstieg von Barben, teilweise wird der Bach zum Ablachen genutzt. Die Anlage hat sich bewährt. Problem: Verlandung im Einlauf des Umgebungsgewässers | | |
| Zuständige | <p>Planer:</p>  <p>Ingenieurbüro Dr.-Ing. Rolf-Jürgen Gebler Friedhofstraße 6/5 D-75045 Walzbachtal ☎ +49 / 72 03 / 83 55 ☎ +49 / 72 03 / 83 58 ✉ info@ib-gebler.de</p> | | |



Abb. 3.38: Lage des Umgebungsgewässers.



Abb. 3.39: Gesamtansicht der Anlage vom UW.



Abb. 3.40: Ausschnitt aus den Planunterlagen mit einer Draufsicht auf die Anlage.



Abb. 3.41: Blick auf das oberwasserseitige Einlaufbauwerk (Querung des HW-Dammes). Eine Steinriegelreihe kontrolliert den Abfluss.



Abb. 3.42: Blick vom OW auf das Wehr am Renchflutkanal. Rechts ist der Einlaufbereich zu erkennen.



Abb. 3.43: Blick vom Durchlass des Umgehungsgewässers im HW-Damm in Richtung Unterwasser. Im Bauzustand sind der Kolksee, wechselnde Gewässerbreiten und die aufgelöste Riegelbauweise gut zu erkennen.



Abb. 3.44: Blick auf das Umgehungsgewässer ca. 4 Jahre nach der Fertigstellung.



Abb. 3.45: Problem der Verlandung im Einlaufbereich.

Nr. 2: Umgehungsgewässer am Sindringer Wehr/Kocher (Baujahr 1997)

| | | | |
|--|--|------------------------------|--------|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Sindringen; A_{Ez} ca. 1525 km ² | | |
| Angaben zum Bauwerk | | | |
| Betriebsabfluss: | ca. 600 bis 840 l/s | Mittleres Sohlliniengefälle: | 5 % |
| Höhendifferenz OW/UW: | ca. 0,90 m | Mittlere Breite: | 2,50 m |
| Länge: | ca. 24 m | Sonstiges: | |
| Hinweise zur Bemessung und Gestaltung | <p>Das Sindringer Wehr ist ein Stauwehr mit einer festen Schwelle für das Ausleitungskraftwerk Ohrnberg. Der 100-jährliche Hochwasserabfluss beträgt 570 m³/s. Das Umgehungsgewässer befindet sich an der linken Uferseite. Die Inbetriebnahme erfolgte im Sommer 1997.</p> <p>Das Umgehungsgewässer hat die vorhandene Fischaufstiegsanlage aus rechteckigen Einzelbecken mit überströmbaren Holzbohlen ersetzt. Dabei stand vor allem die naturnahe Ausbildung des geplanten Gerinnes mit Wasserbausteinen unter Schonung des vorhandenen Baumbestandes im Uferbereich sowie eine wirtschaftliche Ausführung im Vordergrund. Geplant wurde eine raue Sohlrampe. Die Breite wurde durch die vorhandene Böschung und eine bestehende Natursteinmauer vorgegeben. Der Bemessungsabfluss von 600 l/s (bei einem Stauziel von 182,86 m ü NN) entspricht der Mindestwasserabgabe im Winter. Im Sommer wird zusätzlich über den Leerschuss die geforderte Mindestwasserabgabe von 840 l/s abgegeben. Die Bemessung der erforderlichen Steingröße erfolgte für das 100-jährliche Hochwasser ($Q_{\text{Wehr}} = 570 \text{ m}^3/\text{s}$). Die Berechnung als flexibles Deckwerk ergab eine Steingröße mit einer Kantenlänge von 90 cm/60 cm.</p> <p>Der Fließquerschnitt wurde in Flachwasserzonen (Wassertiefe ca. 40 cm und kleiner) und versetzt angeordnete Gumpen (Wassertiefe > 60 cm) aufgegliedert. Es wurde geplant, auf den ersten 3 m des Gerinnes die Störsteine in Beton mit einer nahezu horizontalen Sohle zu setzen. Im folgenden Teil der Rampe sollten die Störsteine ($L \approx 90 \text{ cm}$) in einer Schroppenlage 50/100, $d = 30 \text{ cm}$ auf ein Filtervlies versetzt werden. Zwischen die Steine sollte Sohlensubstrat aus dem Gewässerbett der Kocher eingefüllt werden.</p> <p>Als Kontrollquerschnitt wurde am Einlauf zum Gerinne ein 1,50 m breiter rechteckiger Betonquerschnitt mit Sohlenbalken geplant. Die dazugehörigen Wände sollten mit Natursteinen verkleidet werden. Maßnahmen gegen Verlegung des Einlaufquerschnittes wurden nicht ergriffen, da eine Treibgutansammlung aufgrund der Lage nicht wahrscheinlich ist.</p> | | |
| Hinweise zur Bauausführung | <p>Die Bauausführung erfolgte mit gewissen Änderungen der Planung. Im Einlaufbereich wurden auf den ersten 7 m die Störsteine in Beton mit nahezu horizontaler Sohle versetzt. Der Kontrollquerschnitt wurde auf 2,0 m verbreitert. Aufgrund der geschützten Lage des Gerinnes am linken Ufer und des vorhandenen Bewuchses wurde in der Ausführung eine Störsteingröße von 70 cm gewählt, die in ca. 20 cm Sohlensubstrat verlegt wurden. Für diese Unterschiede zwischen theoretischen Bemessungswerten und der praktischen Ausführung, die nach Erfahrungen anderer Anlagen ausgeführt wurde, muss die Praxis zeigen, ob langfristig die Standsicherheit gewährleistet ist.</p> | | |



| | |
|-------------------------------------|---|
| <p>Bisherige Erfahrungen</p> | <p>Das Hochwasser vom Oktober 1998 (ca. HQ_{10} am Pegel Kocherstetten) konnte ohne Schäden abgeführt werden.</p> <p>Im betonierten Einlaufbereich haben sich durch die Verengung von 4 m auf 1,6 m zu hohe Fließgeschwindigkeiten eingestellt. Die Wangen wurden daher im Jahr 2001 seitlich abgeflacht, um den Querschnitt zu vergrößern und damit die Fließgeschwindigkeiten zu reduzieren.</p> |
| <p>Zuständige</p> | <div style="display: flex; align-items: center;">  <div> <p>Ingenieurbüro Winkler und Partner Schlossstraße 59a 70176 Stuttgart</p> </div> </div> <p>Planer:</p> |
| <p>Betreiber</p> | <p>EnBW Kraftwerke AG Lautenschlagerstr. 20 70173 Stuttgart</p>  |



Abb. 3.46: Lage der Anlage.



Abb. 3.47: Das Umgebungsgewässer im Bauzustand vom unterwasserseitigen Ufer aus aufgenommen.



Abb. 3.48: Bauzustand des Einlaufbereiches.



Abb. 3.49 bis 3.53: Das Umgehungsgewässer im Betriebszustand ca. 3 Jahre nach der Fertigstellung.


| Nr. 3 Umgebungsgewässer am Wehr Hofratsmühle/Kocher (Baujahr 2003) | | | |
|--|--|--|----------|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Stadt Künzelsau, Ortsteil Hofratsmühle im Kreis Künzelsau, $A_{EO} = 1295 \text{ km}^2$ | | |
| Angaben zum Bauwerk | | | |
| Betriebsabfluss: | 900 l/s | Mittleres Sohlliniengefälle: | ca. 1:20 |
| Höhendifferenz OW/UW: | ca. 1,40 m | | |
| Länge: | ca. 30 m | | |
| Hinweise zur Bemessung und Gestaltung: | <p>Die Sohle des Einlaufs liegt auf einer Höhe von ca. 215,90 m ü NN. In die Wehrkrone wurde über 4,00 m ein ca. 0,30 m tiefer Einlaufquerschnitt ausgebrochen. Bei Erreichen der Stauhöhe am Wehr fließen ca. 0,9 m³/s im Umgebungsgewässer ab. Dies entspricht einem Abfluss von 1/3 MNQ. Nach dem Deutschen Gewässerkundlichen Jahrbuch wird der mittlere Niedrigwasserabfluss an ca. 17 Tagen im Jahr unterschritten.</p> <p>Die Sohlenbreite des Gerinnes beträgt 4,0 m. Die Böschungen des Gerinnequerschnittes wurden mit einer Böschungsneigung von 1:2 ausgeführt.</p> <p>Der Leitdamm zwischen Kocher und Gerinne wurde aus Wasserbausteinen der Schüttsteinklasse V hergestellt. Die Hohlräume im Kern des Steindammes wurden mit Beton B25 verfüllt. Im Sohlenbereich des Gerinnes wurden Wasserbausteine mit einer Kantenlänge von 60-80 cm auf einen Unterbau aus Dränschicht, Wasserbauvlies, verdichtungsfähigem Material und Dichtungsmatten aus Bentonit versetzt. Auf der Sohle wurde zum Abschluss aus dem Kocher entnommenes Sohlensubstrat eingebracht. Das Ende des Gerinnes schließt sohlgleich an die vorhandene Kochersohle an. Diese liegt auf ca. 214,50 m ü. NN.</p> | | |
| Hinweise zur Bauausführung: | Die Störsteine wurden durch einen erfahrenen Baggerführer unter der Anleitung des Fischereisachverständigen des Regierungspräsidiums Stuttgart gesetzt. Das Gerinne wurde im Trockenen modelliert. Nach dem Fluten wurden die Störsteine bereichsweise an die Strömungsverhältnisse angepasst. Der Bau erfolgte im Schutz eines Fangedammes im Oberwasser. | | |
| Bisherige Erfahrungen: | Bisher konnten alle Abflüsse schadlos abgeführt werden. Die Anlage hat sich aus fischökologischer Sicht bewährt. Es wurden seit dem Bau mehrfach Graureiher beobachtet. | | |
| Zuständige: |  Planer: | Ingenieurbüro Winkler und Partner Schloßstraße 59a 70176 Stuttgart | |



Abb. 3.54: Blick vom Oberwasser – Bauzustand.



Abb. 3.55: Wehranlage mit Umgebungsgewässer direkt nach der Fertigstellung.



Abb. 3.56: Auslaufbereich direkt nach der Fertigstellung.



Abb. 3.57: Blick vom Unterwasser, ca. 1 Jahr nach der Fertigstellung.

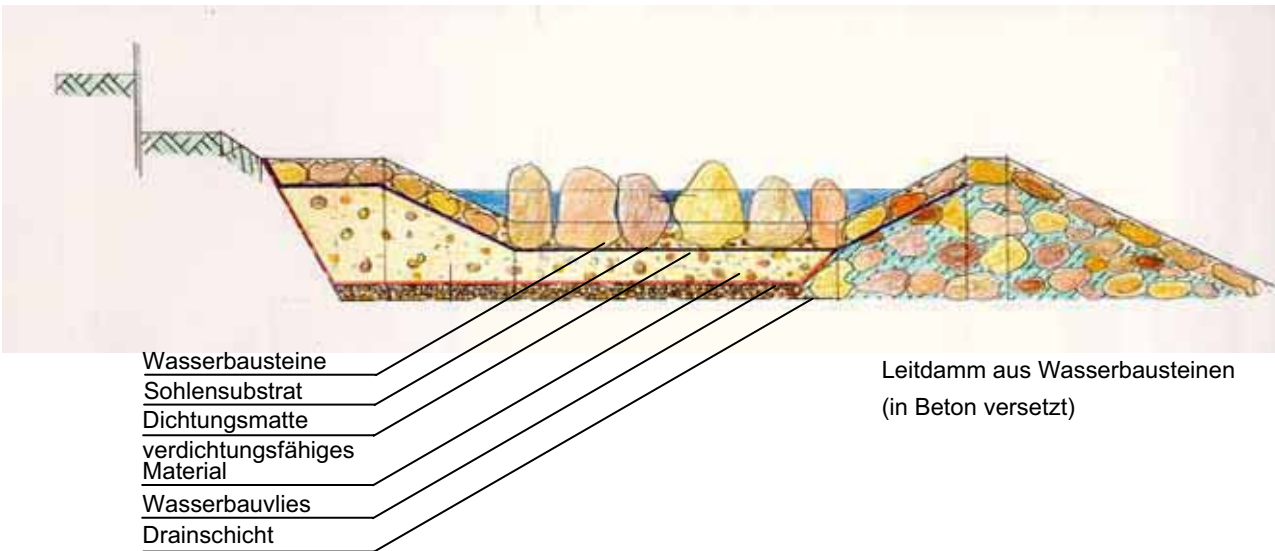


Abb. 3.58: Regelquerschnitt.

| Nr. 4 Umgebungsgewässer, WKA Neckarhausen/Neckar (Baujahr 2003) | | |
|---|---|--|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Neckarhausen, Kreis Esslingen, $A_{FO(Neckar)} = \text{ca. } 2765 \text{ km}^2$, $A_{FO(Autmut)} = \text{ca. } 19 \text{ km}^2$ | |
| Angaben zum Bauwerk | | |
| Betriebsabfluss: | 700 l/s | Mittleres Sohlprofilgefälle: ca. 1:34 (Umgebungsgewässer), ca. 1:45 (Autmut) |
| Höhendifferenz OW/UW: | ca. 2,40 m | |
| Länge: | ca. 60 m (Umgebungsgewässer), ca. 60 m (Autmutrenaturierung) | |
| Hinweise zur Bemessung und Gestaltung | <p>Das Umgebungsgewässer befindet sich auf der rechten Wehrseite und besteht aus zwei Abschnitten. Im ersten Abschnitt wurde ein neues Gerinne angelegt, das in die in diesem Bereich parallel zum Neckar verlaufende Autmut einmündet. Im zweiten Abschnitt des Umgebungsgewässers, von der Einmündung des neuen Gerinnes in die Autmut bis zur Autmutmündung in den Neckar, wurde die verbaute Autmut (gepflasterte Sohle) einschließlich des Absturzes in den Neckar renaturiert.</p> <p>Die Sohle und der Verlauf neuen Gerinnes wurden abwechslungsreich gestaltet, um Bereiche größerer und kleinerer Wassertiefen zu erreichen. So entstand eine Abfolge von Gumpen in einem Abstand von ca. 15 m, die durch Blocksteinquerriegel in der Sohle gesichert wurden. Die Querriegel wurden in Magerbeton gesetzt. Auf der Sohle zwischen den Querriegeln wurde eine lose Steinschüttung mit Kalkjurasteinen der Wasserbauklasse IV eingebaut. Die Steinschüttung wurde auf einem 10 cm starken Kiesfilter mit Vlies eingebaut. Die Einmündung des neuen Gerinnes in die Autmut wurde sohlengleich unter ca. 45° hergestellt.</p> <p>Die gepflasterte Sohle der Autmut wurde entfernt und durch eine Steinschüttung ersetzt. Weiterhin wurde der Mündungsbereich in den Neckar neu gestaltet. Die Absturzwelle aus Beton im Mündungsbereich wurde teilweise abgebrochen und der Einlaufbereich mit einem Steinwurf der Klasse V flacher gestaltet.</p> <p>Zur Regelung des Zuflusses und zum Schutz vor Geschwemmsel wurde am Einlauf des neuen Gerinnes ein Betonbauwerk mit Tauchwand angeordnet.</p> | |
| Hinweise zur Bauausführung | Die Störsteine wurden durch einen erfahrenen Baggerführer unter der Anleitung des Fischereisachverständigen des Regierungspräsidiums Stuttgart gesetzt. | |
| Bisherige Erfahrungen | Es liegen noch keine detaillierten Betriebserfahrungen vor. | |
| Zuständige |  Planer: | Ingenieurbüro Winkler und Partner Schlossstraße 59a 70176 Stuttgart |



Abb. 3.59: Draufsicht.

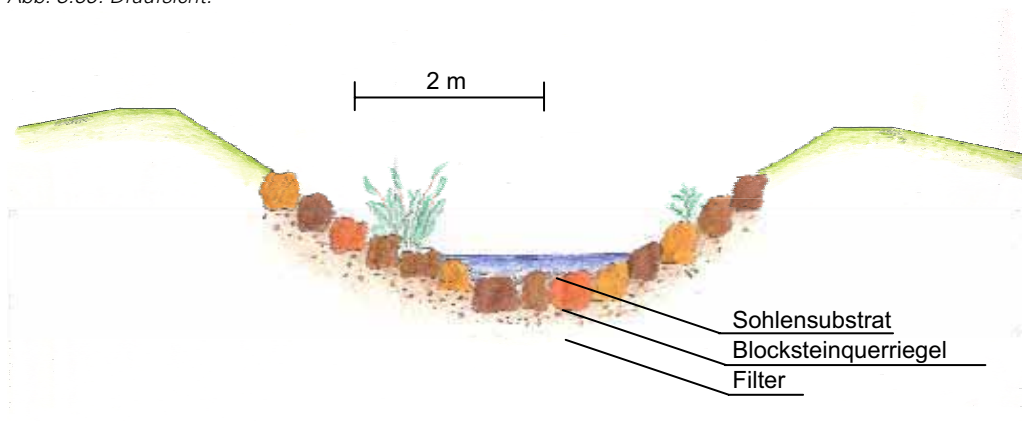


Abb. 3.60: Regelquerschnitt des Umgebungswässers.



Abb. 3.61: Mündungsbereich der Autmut in den Neckar vor der Maßnahme.



Abb. 3.62: Einlaufbauwerk im Bauzustand.



Abb. 3.63: Renaturierung der Autmut.



Abb. 3.64: Umgehungsgewässer direkt nach der Fertigstellung.



Abb. 3.65: Mündungsbereich der Autmut in den Neckar direkt nach der Fertigstellung.

Nr. 5: Umgehungsgewässer WKA Buchenmühle/Kocher (Baujahr 1996)

Standort/Einzugsgebietsgröße: Kreis Hohenlohe, Stadt Künzelsau; A_{Ez} ca. 1280 km².

Angaben zum Bauwerk

| | | | |
|-----------------------|------------------------|------------------------------|-------------------|
| Betriebsabfluss: | 0,20 m ³ /s | Mittleres Sohlliniengefälle: | 1:17 |
| Höhendifferenz OW/UW: | ca. 4,70 m | Mittlere Breite: | 2,50 m bis 3,20 m |
| Länge: | ca. 95 m | Sonstiges: | |

Hinweise zur Bemessung und Gestaltung

Beschreibung der Anlage
 Das Wehr an der Buchenmühle ist ein dreifeldriges Rollschützwehr mit einer Gesamtbreite der Wehrfelder von 45 m. Das Ausleitungswehr dient zur Stauhaltung für die Wasserkraftanlage Buchenmühle. Gemeinsam mit den Umbaumaßnahmen am Krafthaus und an der Rechenreinigungsanlage wurde ein Umgehungsgewässer geplant. Das Umgehungsgewässer befindet sich an der linken Uferseite. Die Inbetriebnahme erfolgte im Herbst 1996.

Angaben zum Bauwerk
 Die Trassierung erfolgte unter der Berücksichtigung, dass die Baumaßnahme nur die Grundstücke des Auftraggebers schneidet, sowie der Vorgabe, dass eine Zufahrt für einen Autokran (zu Revisionszwecken) an die Wehranlage möglich ist. Der Zufluss zum Umgehungsgewässer wurde ca. 25 m oberhalb der Wehrkrone angeordnet, um den Bestand der Bäume in dem Zwischenbereich zu sichern. Der Abfluss des Umgehungsgewässers befindet sich ca. 60 m unterhalb des Wehres. In diesem Bereich musste eine Aufschüttung des Geländes mit Flussbausteinen erfolgen, um die durch Hochwasser zerstörte Böschung zu befestigen. Unterhalb der Gerinnesohle wurde eine Lockwasserleitung DN 200 geplant, um am Auslauf für eine zusätzliche Strömung zu sorgen. Um die Fließgeschwindigkeit auf ca. 1,0 m/s zu verringern, war eine Aufweitung der Rohrleitung am Auslauf auf DN 400 geplant.

Der Einlauf des Gerinnes wurde mit Dammbalkennischen ausgebildet, um eine Anpassung an den Wasserstand vornehmen zu können sowie das Gerinne für Revisions- und Kontrollzwecke absperren zu können. Die Wassertiefe und Fließgeschwindigkeit im Gerinne sind dadurch steuerbar.

Bedingung für die hydraulische Dimensionierung war der Bemessungsabfluss für das Gerinne (ohne Lockwasserleitung) von $Q_{Bem} = 200$ l/s bei einem Wasserstand der 5 cm unterhalb dem Stauziel 223,67 müNN liegt. Ebenfalls sollte eine mittlere Fließgeschwindigkeit von $v_m = 0,4$ m/s nicht überschritten sowie eine Wassertiefe von 0,30 m nicht unterschritten werden. Die Bemessung der erforderlichen Steingröße erfolgte für den Hochwasserfall. Die Bemessung über die Stabilität des Deckwerkes ergab eine Steingröße mit einer Kantenlänge von 75 cm/34 cm. Durch die Variation beim Einbringen der Störsteine konnte ein Gerinneverlauf mit Ruhewasserzonen, beckenartigen Erweiterungen (Gumpen) sowie schnell fließende Zonen hergestellt werden. Die Störsteine wurden in einer Schroppenlage 50/100, d = 30 cm auf ein Filtervlies versetzt. Zwischen die Steine wurde Sohlensubstrat aus dem Gewässerbett der Kocher eingefüllt. Als Kontrollquerschnitt dient die oben erwähnte Dammbalkenkonstruktion mit einer Breite von 2,50 m.

| | |
|--|--|
| <p>Hinweise zur Bauausführung</p> | <p>Gegenüber der Planung wurde die Lockwasserleitung DN 200 bei der Ausführung nicht realisiert. Zur Festlegung der Mindestwassermenge in der Ausleitungsstrecke wurde eine Arbeitsgruppe gebildet bestehend aus:</p> <p>Bauherr – EnBW, vormals EVS; ehemaligen Gewässerdirektion Neckar, Bereich Künzelsau; Fischereisachverständiger des Regierungspräsidiums Stuttgart; Gewässerbiologe im Auftrag der EnBW; Ingenieurbüro im Auftrag der EnBW.</p> <p>In Vor-Ort-Versuchen wurden kurzfristig Wassermengen zwischen 0,5 m³/s und 1,5 m³/s abgegeben. Nach Abschluss dieser Versuchsreihe wurden zunächst für einen Zeitraum von 3 Jahren die Wassermengen wie folgt festgelegt:</p> <p>15. Oktober bis 15. März: 500 l/s; 15. März bis 15. Oktober: 700 l/s</p> <p>Die Messungen und Beobachtungen sind abgeschlossen. Nach den Ergebnissen haben sich die festgelegten Mengen bewährt und werden beibehalten.</p> <p>Die Steuerung des Abflusses über die Dammbalkenkonstruktion hat allerdings den Nachteil, dass bei eingesetztem Dammbalken keine durchgängige Sohle für Kleinstlebewesen mehr vorhanden ist. Um dies zu vermeiden, könnte man beim Einsetzen des Dammbalkens auf beiden Seiten des Balkens ein Gefälle mit Sohlensubstrat anschütten und somit die Durchgängigkeit wiederherstellen.</p> |
| <p>Bisherige Erfahrungen</p> | <p>Das Hochwasser vom Oktober 1998 (ca. HQ₁₀ am Pegel Kocherstetten) konnte ohne Schäden abgeführt werden.</p> |
| <p>Zuständige</p> | <p style="text-align: center;">  Ingenieurbüro Winkler und Partner Schloßstraße 59a 70176 Stuttgart </p> <p>Planer:</p> |
| <p>Betreiber</p> | <p>EnBW Kraftwerke AG Lautenschlagerstr. 20 70173 Stuttgart</p> <p style="text-align: right;">  </p> |



Abb. 3.66: Lage der Anlage.



Abb. 3.67: Der oberwasserseitige Einlaufbereich im Bauzustand.



Abb. 3.68: Umgehungsgewässer im Bauzustand.



Abb. 3.69: Blick von UW in das Umgehungsgewässer.



Abb. 3.70: Blick von OW in das Umgehungsgewässer.



Abb. 3. 71: Blick auf den Einlaufbereich.



Abb. 3.72: Blick in das Umgehungsgewässer.



Abb. 3.73: Blick nach UW: Links liegt das Umgehungsgewässer, rechts befindet sich die Wehranlage.

Nr. 6: Naturnahes Umgehungsgewässer, Gottrazhofen, Untere Argen, 2004

| | | | |
|--|---|------------------------------|----------|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Stauanlage der WKA Gottrazhofen, Landkreis Ravensburg Untere Argen Fkm 74,4, A _{co} ca. 190 km ² | | |
| Angaben zum Bauwerk | | | |
| Betriebsabfluss: | 300 l/s | Mittleres Sohlliniengefälle: | ca. 1:22 |
| Höhendifferenz OW/UW: | ca. 7,45 m | | |
| Länge: | ca. 160 m | | |
| Hinweise zur Bemessung und Gestaltung | <p>Das naturnah ausgebildete Umgehungsgewässer befindet sich auf der rechten Talseite und stellt die Verbindung zwischen dem kleinen Stausee der Wasserkraftanlage Gottrazhofen und der Ausleitungsstrecke der Unteren Argen dar. Das Gerinne wird mit ca. 300 l/s beaufschlagt und zusätzlich werden in die Restausleitungsstrecke zwischen Wehr und GerinneEinstieg ca. 100 l/s abgegeben.</p> <p>Der Ausstieg bzw. Einlauf führt durch die Mündungsstrecke eines in den Stausee fließenden Baches. Daran anschließend befindet sich in der vorhandenen Stauanlagenmauer ein Einlaufschütz, durch das das Gerinne bei Bedarf abgesperrt werden kann. Im Betriebszustand ist das Schütz knapp über dem Wasserspiegel arretiert, um bei erhöhten Oberwasserständen nach z. B. Niederschlagsereignissen den Abfluss zu begrenzen. Das Einlaufbauwerk ist als hydraulischer Kontrollquerschnitt in Anlehnung an die entsprechenden Ausführungen in diesem LUBW-Leitfaden ausgebildet.</p> <p>Das eigentliche Umgehungsgewässer ist als Trapezprofil mit einer Sohlenbreite von ca. 0,80 m und mit einer Wasserspiegelbreite von rund 2,40 m bei einer Wassertiefe von im Mittel 0,40 m ausgebildet und führt über eine hierfür erworbene Wiese. In mehr oder minder regelmäßigen Abständen sind drei jeweils ca. 20 m lange Gumpen mit einer Wassertiefe von bis zu ca. 1,0 m angeordnet.</p> <p>In den oberen gut 110 m des Umgehungsgewässers wurde nach dem Aushub zur Abdichtung eine durchgehende Teichfolie auf Sand sowie einer Textilmatte verlegt. Hierauf wurden in einem speziellen Muster (jeweils zwei Primärsteine und ein Sekundärstein) die über 0,50 m großen Störsteine versetzt, um durchgehend die notwendige Wassertiefe zu erzielen. Abschließend wurde kiesiges Sohlensubstrat eingebracht.</p> <p>Der untere Abschnitt mit der Einmündung in die Argen bzw. dem Einstieg musste massiv ausgebildet werden, da dieser eine mehr als 4 m hohe Böschung des Prallufers durchsticht und die Argen zum Teil große, relativ rasch ansteigende Hochwässer führt. Dementsprechend wurde dieser Einstiegsbereich aus in Beton versetzten Steinen erstellt, wobei der Regelquerschnitt analog dem oberen Abschnitt ausgebildet ist.</p> | | |
| Hinweise zur Bauausführung | <p>Aufgrund der großen Erdbewegungen musste überwiegend mit schwerem Gerät gearbeitet werden. Dies hatte zur Folge, dass ein großes Baufeld benötigt wurde, das anschließend wieder rekultiviert werden musste. Nach einigen Wochen Probebetrieb wurde wie üblich ein Teil der Störsteine nach deren Umlagerung infolge des Abflusses nochmals versetzt, um eine noch bessere Durchgängigkeit zu erzielen.</p> | | |



| | | |
|------------------------------|--|---|
| Bisherige Erfahrungen | Seit der abschließenden Inbetriebnahme funktioniert das Umgehungsgewässer zur Zufriedenheit aller Beteiligten. | |
| Zuständige | Planer: EnBW Service GmbH Baumanagement Ulmer Straße 120 88400 Biberach |  EnBW Energy Solutions GmbH Dr.-Ing. S. Heimerl Kriegsbergstraße 11 70174 Stuttgart |
| Betreiber | EnBW Kraftwerke AG Illerkraftwerke 88459 Tannheim |  |



Abb. 3.74 u. 3.75: Unterer Abschnitt des naturnahen Umgehungsgewässers Gottrazhofen: Bauzustand (links) und direkt nach der Inbetriebnahme (rechts).



Abb. 3.76 u. 3.77: Naturnahes Umgehungsgewässer Gottrazhofen: unterer Abschnitt mit Gumpen (links) und mittlerer Abschnitt mit typischer Störsteinanordnung (rechts).


| Nr. 7: Gerinneartige Fischaufstiegsanlage mit Störsteinen WKA Eutingen/Enz (Baujahr 1991) | | | |
|---|---|---|-----------------------------------|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Stadt Pforzheim, Gemarkung Eutingen; A _{En} unbek. | | |
| Angaben zum Bauwerk | | | |
| Betriebsabfluss: | 0,10 m ³ /s | Mittleres Sohlliniengefälle: | 1:42 und 1:10 (Auslaufber.) |
| Höhendifferenz OW/UW: | 4,50 m | Mittlere Breite: | 2,50 m |
| Länge: | 76 m | Sonstiges: | Gerinnesohle ca. 25 cm Stahlbeton |
| Hinweise zur Bemessung und Gestaltung | Ein Bemessungsverfahren wurde vom Planer nicht genannt. Das Umgebungsgewässer besteht aus einem Rechteckquerschnitt aus Stahlbeton (ca. 25 cm). Die Ausgestaltung der Sohle wurde mit Natursteinen (Granitsteine ca. 0,5 · 0,5 · 1,2 m) und Sohlensubstrat (Stärke ca. 0,25 m) angegeben. | | |
| Hinweise zur Bauausführung | Die Baukosten betragen ca. 280.000 DM. Eine Nachbettsicherung wurde zusätzlich eingebaut. An der OW-Seite wurde kein Sohlenanschluss hergestellt. | | |
| Bisherige Erfahrungen | Der bauliche Zustand wird vom Planer als sehr gut eingeschätzt. Fischaufstiegszählungen mit Reusen sowie diverse durchgeführte hydraulische und biologische Untersuchungen bestätigten die Funktionsfähigkeit der Anlage. Aufstiegskontrollen haben gezeigt, dass die Anlage auch für schwache Organismen durchwanderbar ist. | | |
| Zuständige |  Planer: | DR. HUTAREW & PARTNER Wilhelmshöhe 15, 75173 Pforzheim Tel.: 07231/2000-0 | |



Abb. 3.78: Lage des Bauwerkes.



Abb. 3.79: Luftbildaufnahme der Anlage, das Umgebungsgewässer liegt direkt am rechten Ufer und ist hier nicht zu erkennen.

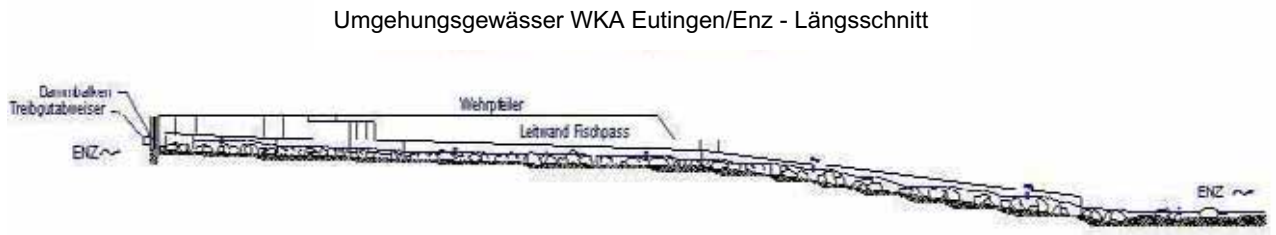
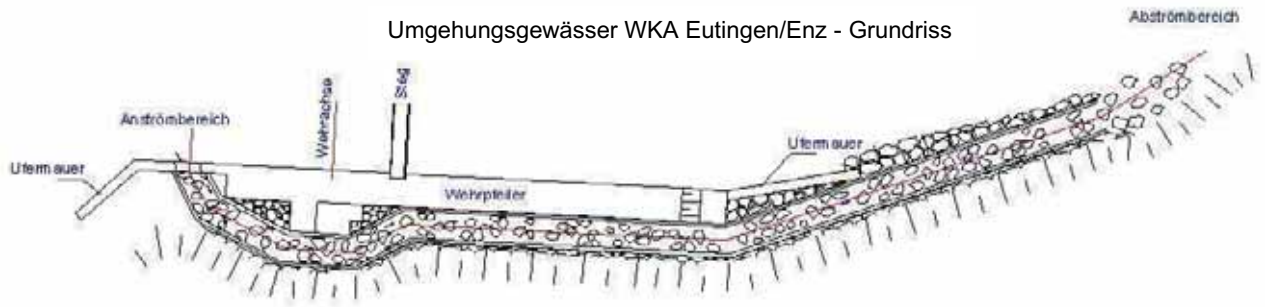


Abb. 3.80: Grundriss und Längsschnitt der Anlage.




Abb. 3.81: Blick in das Umgebungsgewässer.



Abb. 3.82: Blick zum Auslaufbereich.

Nr. 8: Gerinneartige Fischaufstiegsanlage mit Störsteinen WKA Sigmaringen Laiz/Donau (Baujahr 1999)

| | | | |
|--|--|------------------------------|---|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Stadt Sigmaringen, A _{Ein} unbek. | | |
| Angaben zum Bauwerk | | | |
| Betriebsabfluss: | 0,24 m³/s | Mittleres Sohlprofilgefälle: | 1:30 |
| Höhendifferenz OW/UW: | 2,60 m | Mittlere Breite: | 1,70 m |
| Länge: | 95 m | Sonstiges: | Abflusstiefe ca. 0,4 m bis 0,6 m, Angrenzung an eine vorhandene Kanugasse |
| Hinweise zur Bemessung und Gestaltung | <p>Zur Bemessung wurde das DVWK-Merkblatt 232, Entwurf 5/1994 angewandt. Die Gerinnesohle besteht aus Naturstein (Kalkstein) und Beton. Darauf wurde Sohlensubstrat mit einer Mächtigkeit von 10 bis 40 cm aufgebracht. Die Gerinnewandung wurde in Naturstein und Beton ausgeführt. Die Störelemente im Umgebungsgewässer bestehen aus Kalkstein (ca. 0,7 · 0,7 · 0,9 m). Eine Nachbettsicherung wurde eingeplant.</p> <p>Die Linienführung ist geradlinig, am Ein- und Auslaufbereich wurde die Sohle durchgängig angeschlossen. Die Standsicherheit der Anlage ist durch die Bauwerkskonzeption und Integration in die vorhandene Anlage gegeben.</p> | | |
| Hinweise zur Bauausführung | Die Baukosten betragen ca. 240.000 DM. | | |
| Bisherige Erfahrungen | Der bauliche Zustand wird vom Planer als sehr gut eingeschätzt. Bislang wurde durch die GWD Riedlingen eine Durchflussmessung durchgeführt. | | |
| Zuständige | <div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center;">  <div style="margin-left: 20px;"> <p>DR. HUTAREW & PARTNER Wilhelmshöhe 15, 75173 Pforzheim Tel.: 07231/2000-0</p> </div> </div> <p style="text-align: center; margin-top: 10px;">Planer:</p> | | |

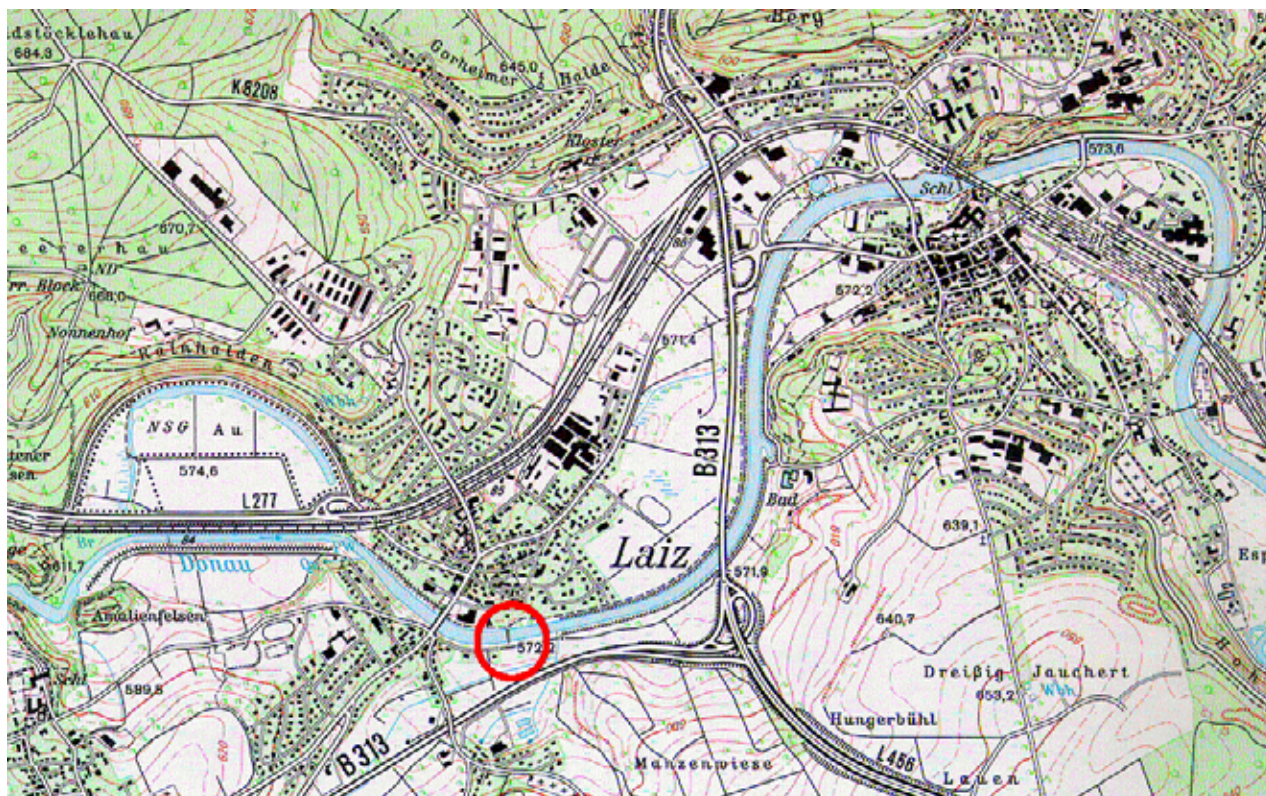
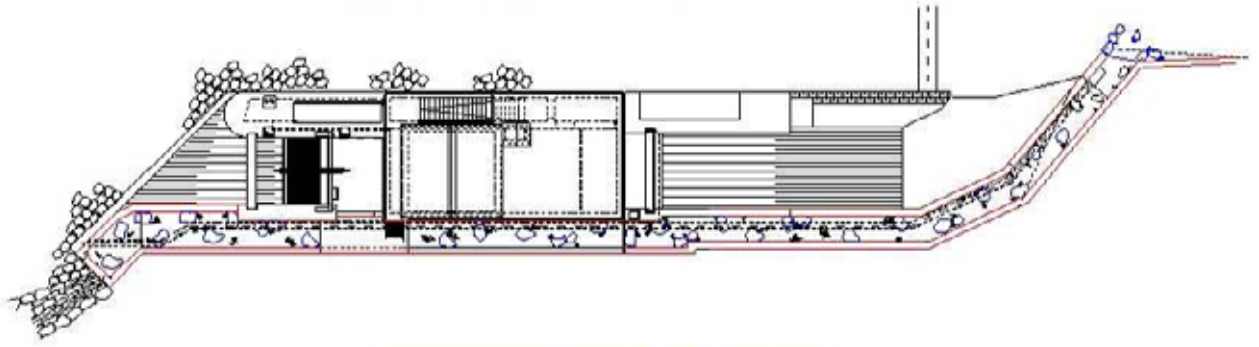


Abb. 3.83: Lage der Anlage.

Umgebungsgewässer WKA Sigmaringen/Donau - Grundriss



Umgebungsgewässer WKA Sigmaringen/Donau - Längsschnitt

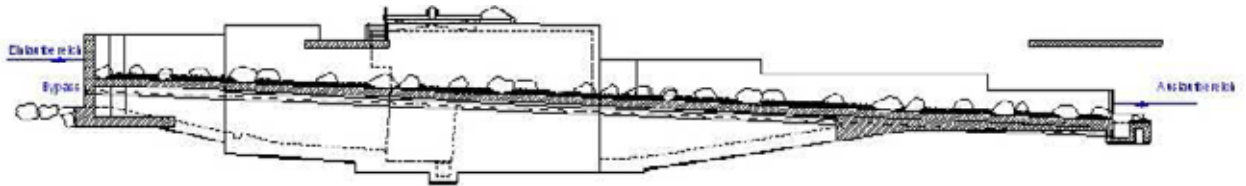


Abb. 3.84: Grundriss und Längsschnitt der Anlage.




Abb. 3.85: Aufnahmen vom Bauzustand der Anlage.



Abb. 3.86: Fertiggestellte Anlage.

Nr. 9: Gerinneartige Fischaufstiegsanlage mit Störsteinen WKA Urbach/Rems (Baujahr 1995)

| | | | |
|---|--|------------------------------|------------------------|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Stadt Schorndorf, Gemarkung Urbach, A _z unbek. | | |
| Angaben zum Bauwerk: | | | |
| Betriebsabfluss: | 0,20 m ³ /s | Mittleres Sohlliniengefälle: | 1:14,1 |
| Höhendifferenz OW/UW: | 3,60 m | Mittlere Breite: | 1,10 m bis 1,60 m |
| Länge: | 51,20 m | Sonstiges: | Abflusstiefe ca. 0,4 m |
| Hinweise zur Bemessung und Gestaltung: | Seitens des Planers wurde kein Bemessungsverfahren genannt. Die Ausgestaltung der Betonrinne erfolgte mit Natursteinen (Kalkstein, ca. 0,8 · 1,0 · 1,2 m) und Sohlensubstrat (Mächtigkeit von 0,2 bis 1,0 m). Eine Nachbettsicherung wurde eingeplant. Gegen Treibgut wurde am Einlaufbereich eine Blende installiert. Der OW-Anschluss erfolgte mit einer Blocksteinrampe. Im UW wurde die Sohle ebenfalls durchgängig angeschlossen. | | |
| Hinweise zur Bauausführung: | Die Baukosten betragen ca. 110.000 DM. | | |
| Bisherige Erfahrungen: | Der bauliche Zustand wird vom Planer mit sehr gut eingeschätzt. Die Anlage gilt seitens der Begutachtung durch die LUBW als funktionstüchtig. Das vorhandene Tauchblech zur Treibgutabweisung wurde zu nah vor der ersten Steinreihe angeordnet. Die Steinreihe wurde etwas nach Unterstrom versetzt. | | |
| Zuständige: |  <p>DR. HUTAREW & PARTNER Wilhelmshöhe 15, 75173 Pforzheim Tel.: 07231/2000-0</p> | | |
| | Planer: | | |

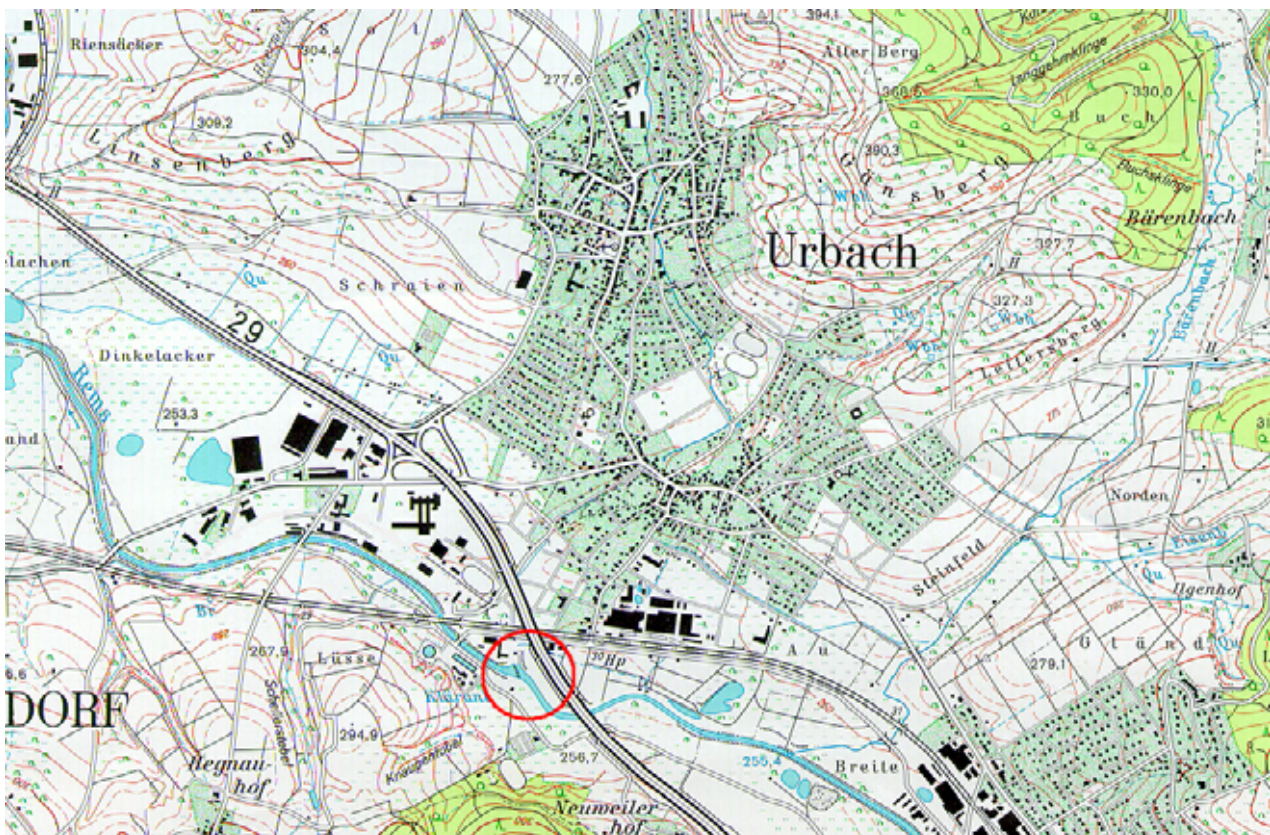
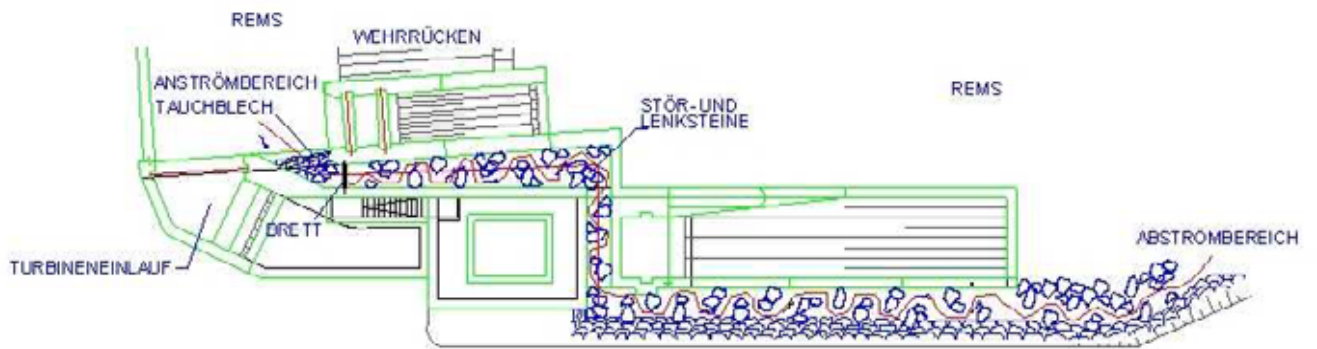


Abb. 3.87: Lage der Anlage.



Abb. 3.88: Luftbildaufnahme der Anlage. Am rechten Ufer ist das Umgehungsgewässer zu erkennen.

Umgehungsgewässer WKA Urbach/Rems - Grundriss



Umgehungsgewässer WKA Urbach/Rems - Längsschnitt

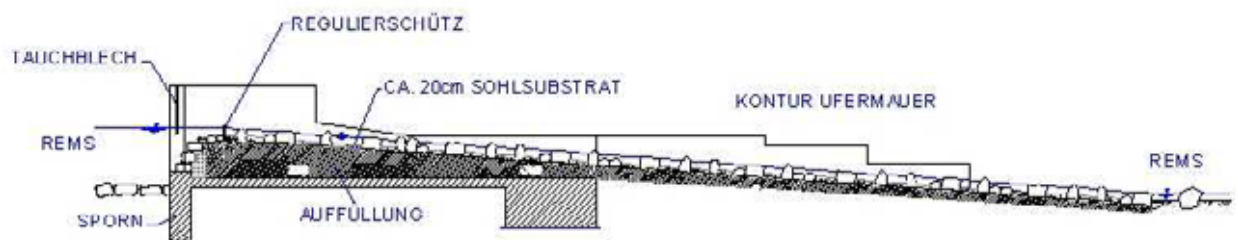


Abb. 3.89: Grundriss und Längsschnitt der Anlage.


| Nr. 10: Gerinneartige Fischaufstiegsanlage mit Störsteinen WKA Tübingen Brückenstraße/Neckar (Baujahr 1996) | | | |
|---|--|---|--|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | | Stadt Tübingen; A_{E_0} unbek. | |
| Angaben zum Bauwerk | | | |
| Betriebsabfluss: | 0,20 bis 0,25 m ³ /s | Mittleres Sohlprofilgefälle: | 1:24 |
| Höhendifferenz OW/UW: | 4,75 m | Mittlere Breite: | 1,40 m bis 2,85 m |
| Länge: | 119 m | Sonstiges: | Abflusstiefe ca. 0,4 m bis 0,6 m |
| Hinweise zur Bemessung und Gestaltung | Die Bemessung wurde entsprechend dem DVWK-Merblatt 232/Entwurf 5/1994 durchgeführt. Das Gerinne besteht aus Stahlbeton und Natursteinen. Neben dem Einbau von Störsteinen (Naturstein ca. 0,8 · 1,0 · 1,2 m, Abstand ca. 2,0 m) wurde auf die Sohle standortgemäßes Substrat mit einer Mächtigkeit von 0,2 bis 1,0 m aufgebracht. Eine Nachbettsicherung wurde vorgesehen. Ein oberwasserseitiger Sohlenanschluss war aufgrund technischer Randbedingungen nicht möglich. Der Anschluss im UW erfolgte sohlenbündig. | | |
| Hinweise zur Bauausführung | Die Anlage ging 1996 in Betrieb. | | |
| Bisherige Erfahrungen | <p>Seit 1996 ist diese Verbindung in Betrieb. Die Platzverhältnisse waren hier so eng, dass der Fischaufstieg unter dem Turbinenhaus durchgebaut werden musste. Durch den geschickten Einbau kantiger Steine und das Einbringen von Neckarsediment konnte dieser betonerte Abschnitt trotzdem sehr funktionsfähig gestaltet werden.</p> <p>Bei einer ersten Bestandsaufnahme im August 1998 konnten von den 20 Fischarten, die im Tübinger Neckar leben, die Hälfte im Fischaufstieg nachgewiesen werden. Auch hier sind die Kleinfischarten Elritze, Gründling, Schmerle und besonders der Schneider hervorzuheben als Indiz, dass der Fischaufstieg ein Stück Fließgewässerlebensraum ist.</p> <p>Der Ausstieg ins Oberwasser war nicht optimal lösbar, es fehlt der Anschluss an den Grund des Neckars. Die örtliche Situation ließ jedoch keine bessere Lösung zu.</p> | | |
| Zuständige | Planer: |  | <p>DR. HUTAREW & PARTNER Wilhelmshöhe 15, 75173 Pforzheim Tel.: 07231/2000-0</p> |



Abb. 3.90 u. 3.91: Luftbildaufnahmen von der Anlage.

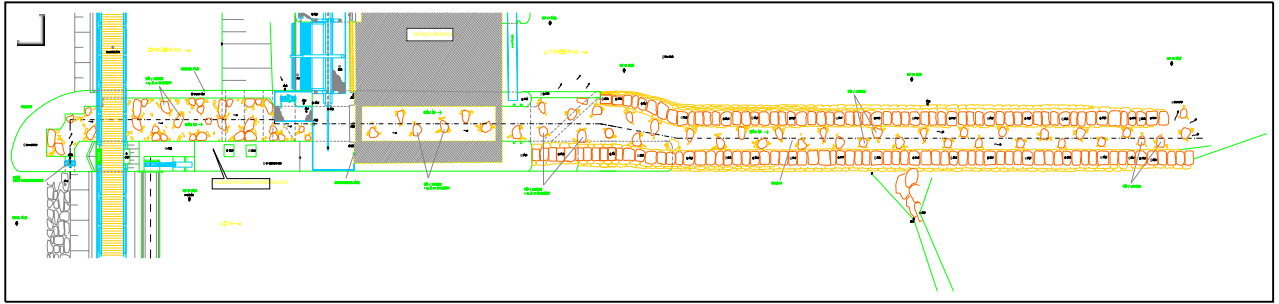


Abb. 3.92: Grundriss der Anlage.

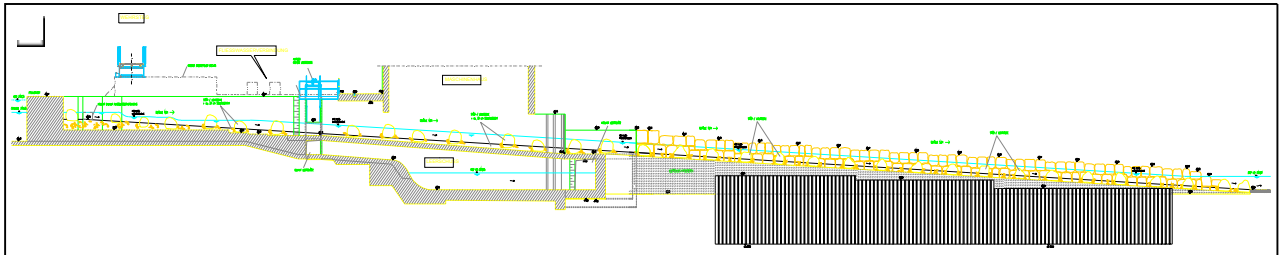


Abb. 3.93: Längsschnitt der Anlage.



Abb. 3.94: Ansicht der Anlage vom UW im Bauzustand.


| Nr. 11: Gerinneartige Fischaufstiegsanlage mit Störsteinen Weingarten/Walzbach (Baujahr 1994) | | | |
|---|--|------------------------------|---------------------------|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Kreis Karlsruhe, Gemeinde Weingarten; A _{Ein} unbek. | | |
| Angaben zum Bauwerk | | | |
| Betriebsabfluss: | 0,12 m³/s | Mittleres Sohlprofilgefälle: | 1:13,2 |
| Höhendifferenz OW/UW: | 1,70 m | Mittlere Breite: | 2,00 m |
| Länge: | 25 m | Sonstiges: | Abflusstiefe größer 0,3 m |
| Hinweise zur Bemessung und Gestaltung | Ein Bemessungsverfahren wurde vom Planer nicht benannt. Das Gerinne besteht aus Stahlbeton (Wandstärke ca. 25 bis 30 cm) mit naturnahen Einbauten (Kalkstein ca. 0,8 · 1,0 · 1,2 m) und eingebrachtem Sohlensubstrat. Eine Nachbettsicherung wurde eingeplant. Die Anschlüsse am Ober- und Unterwasser sind sohlenbündig, die Linienführung ist polygonal gekrümmt. Die Zuflussregulierung erfolgt unregelmäßig über den Oberwasserstand. Ein Dammbalkenverschluss für Revisionsarbeiten ist vorgesehen. | | |
| Hinweise zur Bauausführung | keine | | |
| Bisherige Erfahrungen | Seitens der Fischerei wird die Funktionstüchtigkeit der Anlage bestätigt. | | |
| Zuständige | <div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="text-align: center; margin-right: 20px;">  <p>Planer:</p> </div> <div> <p>DR. HUTAREW & PARTNER Wilhelmshöhe 15, 75173 Pforzheim Tel.: 07231/2000-0</p> </div> </div> | | |

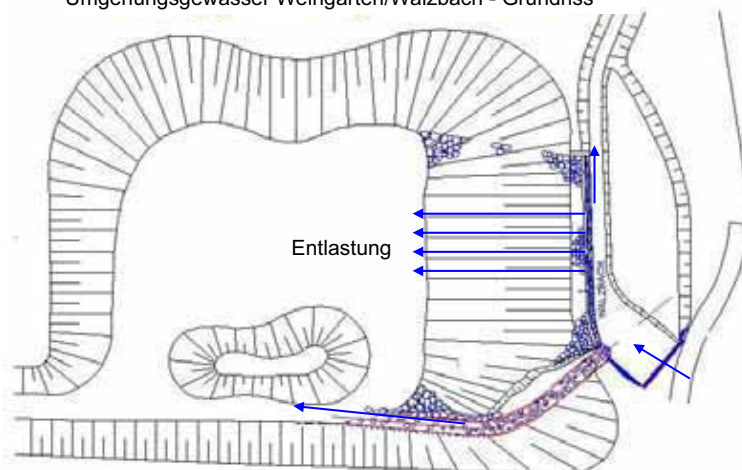


Abb. 3.95: Lage der Anlage.



Abb. 3.96: Luftbild der Anlage.

Umgebungsgewässer Weingarten/Walzbach - Grundriss



Umgebungsgewässer Weingarten/Walzbach - Längsschnitt

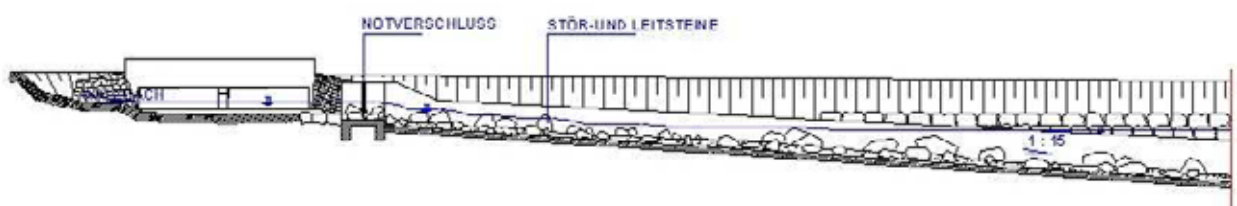


Abb. 3.97: Grundriss und Längsschnitt der Anlage.



Abb. 3.98: Blick von OW zum Einlaufbereich.



Abb. 3.99: Blick von UW zum Einlaufbereich.



Abb. 3.100: Blick vom Einlaufbereich nach UW.


| Nr. 12: Gerinneartige Fischaufstiegsanlage mit Störsteinen Kuppenheim/Gewerbekanal (Baujahr 1994) | | | |
|---|--|------------------------------|-------------------|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Kreis Rastatt, Ort Kuppenheim; A _{Ein} ca. 470 km ² . | | |
| Angaben zum Bauwerk | | | |
| Betriebsabfluss: | 0,20 m ³ /s | Mittleres Sohlprofilgefälle: | 1:10 |
| Höhendifferenz OW/UW: | ca. 2,40 m | Mittlere Breite: | 1,30 m bis 2,40 m |
| Länge: | 24 m | Sonstiges: | |
| Hinweise zur Bemessung und Gestaltung | <p>Randbedingungen bei der Planung: Beengte Verhältnisse im Einlaufbereich, da das Umgebungsgewässer im ehemaligen Leerschuss zwischen Sägewerk und Krafthaus errichtet werden musste.</p> <p>Integration einer Leitwasserleitung: Durch diagonales Setzen der Querriegel im mittleren Bereich des Umgebungsgewässers konnte die Fließlänge verlängert und das Wasserspiegelgefälle verringert werden.</p> <p>Bemessung und Gestaltung: Bemessung von Störsteinen im Umgebungsgewässer: Die Gesamtlückenbreite beträgt etwa 30 cm bei einer Wassertiefe von etwa 60 cm.</p> <p>Bemessung der erforderlichen Steingrößen: Blocksteine: l = 1,0 m und d = 0,7 m</p> <p>Schichtdicke und Beschaffenheit des Sohlensubstrates: Die Blocksteine sind zur Hälfte (d = 0,5 m) in Wasserbausteine Klasse II eingebunden, darauf erfolgt eine Schüttung aus Kies (32 – 64 mm)</p> <p>Lage und Art des hydraulischen Kontrollquerschnittes: Abflusskontrolle erfolgt im Einlaufbereich durch einen Steinriegel.</p> <p>Maßnahmen gegen Verstopfungsgefahr: keine</p> <p>Maßnahmen gegen Unter- und Umläufigkeit: Hinter der Drahtschotterwand wurde eine Dichtwand eingebaut.</p> <p>Es erfolgte eine Sohlensanierung.</p> | | |
| Hinweise zur Bauausführung | Zunächst war eine Sanierung der Sohle des ehemaligen Leerschusses notwendig. | | |
| Bisherige Erfahrungen | Die Anlage ist funktionstüchtig, jedoch treten auf Grund von erhöhtem Geschwemmselaufkommen zeitweise Versatz-Probleme auf. | | |
| Zuständige | Planer:  Ingenieurbüro Dr.-Ing. Rolf-Jürgen Gebler Friedhofstraße 6/5 D-75045 Walzbachtal ☎ +49 / 72 03 / 83 55 📠 +49 / 72 03 / 83 58 ✉ info@ib-gebler.de | | |



Abb. 3.101: Lage der Anlage.



Abb. 3.104 u. 3.105: Die Anlage vor (links) und nach dem Umbau (rechts)



Abb. 3.106: Die Anlage während der Bauphase.

| Nr. 13 Gerinneartige Fischaufstiegsanlage mit Störsteinen Weißensteiner Wehr/Nagold (Baujahr 2000) | |
|--|---|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Pforzheim, Stadtteil Weißenstein, am Weißensteiner Wehr an der Nagold unterhalb der Bogenbrücke; $A_{E0} = 720 \text{ km}^2$ |
| Angaben zum Bauwerk | |
| Betriebsabfluss: | ca. 200 l/s |
| Höhendifferenz OW/UW: | ca. 7,30 m |
| Länge: | ca. 150 m |
| Hinweise zur Bemessung und Gestaltung | <p>Das Umgehungsgewässer verbindet am linken, westseitigen Nagoldufer das Obermit dem Unterwasser. Der Ausstieg des Gerinnes befindet sich ca. 50 m oberhalb der Stauklappe.</p> <p>Im ersten Abschnitt, dem flacheren Teil auf dem Wehrrücken mit einem Gefälle von ca. 1:30, wird das Gerinne voll beaufschlagt. Für die Bereitstellung einer ausreichenden Lockströmung wurde hier ein Fallschacht für einen Bypass angeordnet. Über den Fallschacht wird Wasser entnommen und über den Bypass in den unterwasserseitigen Einstieg, der als Naturkolk ausgebildet ist, geleitet. Die Trasse des zweiten Abschnittes führt serpentinartig mit einem Gefälle von ca. 1:15 im Bereich der Nordseite des Talhanges nach dem Wehrabsturz in einen Seitenlauf der Nagold.</p> <p>Zur Gewährleistung der Wasserhaltigkeit des Gerinnes wurde vor Einbringung des Sohlssubstrates, gewonnen aus dem angrenzenden Flussabschnitt, eine wasserdichte Sohle aus WU-Beton hergestellt, in der Querriegel aus Natursteinen zur Stabilisierung des Sohlenssubstrates eingebracht wurden. Die Möblierung des ca. 1,5 bis 2,0 m breiten Gerinnes erfolgte durch Querschnittsverbauung mit Lenk- und Störsteinen, versetzt in ca. 30 cm starken Nagoldsubstrat. In den Wendepunkten der Schleifen wurden Ruhebecken angeordnet. Weiterhin wurde durch die Querschnittsverbauung eine erforderliche Wassertiefe von mindestens 40 cm erreicht und die maximale Fließgeschwindigkeit auf 1 m/s beschränkt.</p> <p>Um zu verhindern, dass im Ausstieg des Umgehungsgewässers Treibgut eingetragen wird und somit das Umgehungsgewässer verklaust, wurde eine Tauchwand installiert, die das ankommende Treibgut abweist.</p> |
| Hinweise zur Bauausführung | Bauzeit war vom 02.05.2000 bis 22.10.2000. Die maschinelle Ausführung erfolgte mit einem Kletterbagger. Es wurden ca. 1500 Tonnen Buntsandstein verbaut. Zeitgleich mit den Arbeiten für das Umgehungsgewässer wurde die oberhalb der Serpentin gelegene Stützmauer saniert. |
| Bisherige Erfahrungen | Der Bau wurde vom Regierungspräsidium Karlsruhe intensiv begleitet. Die bisherigen Erfahrungswerte weisen eine uneingeschränkte Funktionsfähigkeit des Umgehungsgewässers auf. Die Ergebnisse von Elektrobefischungen zeigen zudem, dass das Umgehungsgewässer angenommen wird. |
| Zuständige |  DR. HUTAREW & PARTNER Wilhelmshöhe 15, 75173 Pforzheim Tel.: 07231/2000-0 |



bb. 3.107: Blick auf Wehrklappe vor Bau.



Abb. 3.108: Blick auf Wehrabsturz und Talhang Urzustand.

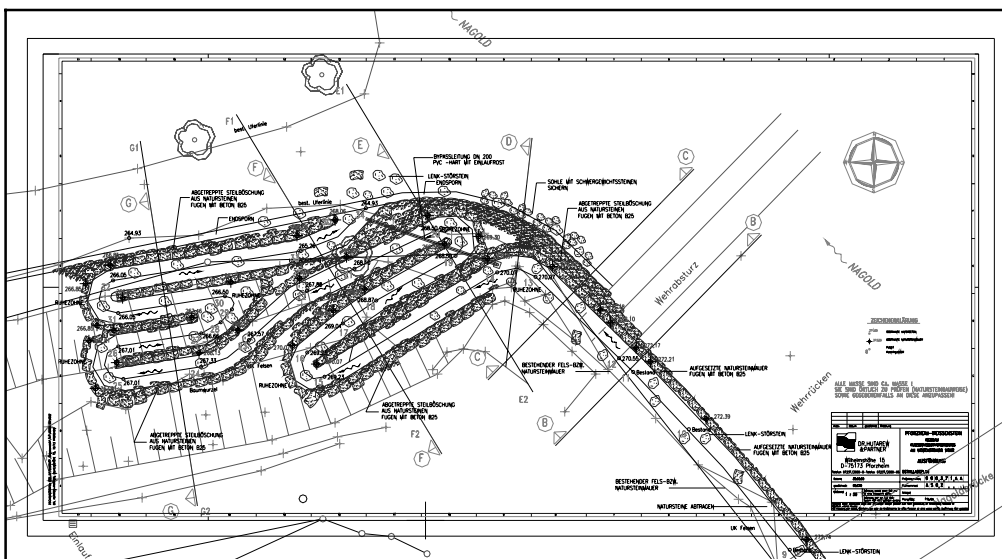


Abb. 3.109: Lageplan des Umgehungsgewässers.



Abb. 3.110: Draufsicht auf das Umgehungsgewässer.


| Nr. 14: Gerinneartige Fischaufstiegsanlage mit Störsteinen WKA Niklashausen/Tauber (Baujahr 1998) | | | |
|---|---|-------------------------------|--------|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Main-Tauber-Kreis; A_{Ez} ca. 1580 km ² . | | |
| Angaben zum Bauwerk | | | |
| Betriebsabfluss: | 0,40 bis 0,50 m ³ /s | Mittleres Sohl liniengefälle: | 1:20 |
| Höhendifferenz OW/UW: | ca. 2,30 m | Mittlere Breite: | 2,50 m |
| Länge: | 48 m | Sonstiges: | |
| Hinweise zur Bemessung und Gestaltung | <p>Beschreibung der Anlage: Die Wasserkraftanlage Niklashausen liegt am Ende eines Streichwehres an der Tauber. Im Zuge des Neubaus der Wasserkraftanlage und im Zuge der Wehrsanierung wurde das Umgehungsgewässer gefordert. Die Inbetriebnahme erfolgte im Dezember 1998.</p> <p>Angaben zum Bauwerk: Um zu verhindern, dass bei Niedrigwasser unterhalb des Streichwehres eine Totwasserzone entsteht (der Auslauf der WKA ist ca. 100 m unterhalb), wurde das Umgehungsgewässer flussaufwärts des Streichwehres angeordnet. Somit wird der gesamte Unterwasserbereich des Wehres durchströmt.</p> <p>Als Bemessungsabfluss für die Mindestwasserabgabe wurden folgende Abgaben festgesetzt: 15. April bis 15. Oktober: 550 l/s; 16. Oktober bis 14. April: 400 l/s</p> <p>Die Bemessung der Steingrößen wurde mit dem Hochwasserabfluss vom Dezember 1993 vorgenommen. Die erforderliche Steingröße ergab sich zu 70 cm. Im Einlaufbereich wurden die Störsteine in Beton gesetzt, um einen hydraulischen Kontrollquerschnitt zu definieren und die Umläufigkeit zu minimieren. Auf eine definierte Überfallkante, wie z. B. durch eine Sohlenschwelle, wurde bewusst verzichtet, um ein natürliches Fließverhalten zu simulieren. Im weiteren Gerinneverlauf wurden die Störsteine in grobem Schottermaterial ($d \approx 30$ cm) versetzt. Im Auslaufbereich wurden die Störsteine ebenfalls in Beton gesetzt.</p> <p>Aufgrund der rechtwinkligen Lage des Einlaufbereiches im Verhältnis zum Flusslauf der Tauber wird davon ausgegangen, dass keine Verlandungserscheinungen auftreten. Auf eine Anrampung des Einlaufbereiches wurde verzichtet, um den Fließquerschnitt der Tauber nicht zu verringern.</p> | | |
| Hinweise zur Bauausführung | <p>Sämtliches Stein- und Schottermaterial wurde aus dem in der Region vorkommenden roten Sandstein gewonnen.</p> <p>Die Störsteine wurden durch einen erfahrenen Baggerführer unter der Anleitung des Fischereisachverständigen des Regierungspräsidiums Stuttgart gesetzt.</p> | | |
| Bisherige Erfahrungen | Die Hochwasser vom Oktober 1998 (25 m ³ /s) und Dezember 1998 ($Q = 70$ m ³ /s) konnte schadlos abgeführt werden. (siehe Bilder). | | |
| Zuständige | <div style="display: flex; align-items: center; justify-content: space-between;"> <div style="text-align: center;">  <p>Planer:</p> </div> <div style="text-align: right;"> <p>Ingenieurbüro Winkler und Partner Schlossstraße 59a 70176 Stuttgart</p> </div> </div> | | |



Abb. 3.111: Lage der Anlage.



Abb. 3.112: Oberwasserseitiger Einlaufbereich im Bauzustand.



Abb. 3.113: Ansicht von OW nach UW im Bauzustand.




Abb. 3.114: Einlaufbereich nach der Fertigstellung.



Abb. 3.115: Ansicht von OW nach UW nach Fertigstellung.

| Nr. 15: Gerinneartige Fischaufstiegsanlagen mit Störsteinen WKA Rappenberghalde/Neckar (Baujahr 1999) | | | |
|---|--|------------------------------|--------|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Kreis Tübingen, Gemarkung Hirschau; A _{Ein} ca. 2320 km ² . | | |
| Angaben zum Bauwerk | | | |
| Betriebsabfluss: | 0,30 bis 0,50 m ³ /s | Mittleres Sohlliniengefälle: | 1:16 |
| Höhendifferenz OW/UW: | ca. 3,90 m | Mittlere Breite: | 2,00 m |
| Länge: | 65 m | Sonstiges: | |
| Hinweise zur Bemessung und Gestaltung | <p>Beschreibung der Anlage: Das Wehr Hirschau der Wasserkraftanlage Rappenberghalde liegt bei Flusskilometer 247 + 800 am Neckar zwischen Hirschau und Tübingen. Der 100-jährliche Hochwasserabfluss beträgt 620 m³/s. Im Zuge der Umbaumaßnahmen von einer Walzenwehranlage zu einem zweifeldrigen Klappenwehr wurde ein Restwasserkraftwerk mit Umgehungsgewässer erstellt. Aufgrund der vorhandenen Bauwerke war eine Anordnung des Umgehungsgewässers nur am rechten Ufer möglich. Um eine erhöhte Lockströmung zu erreichen, wurde auch das Restwasserkraftwerk am rechten Ufer angeordnet. Die Inbetriebnahme erfolgte im Herbst 1999.</p> <p>Angaben zum Bauwerk: Parallel zum Neckar verläuft auf der rechten Seite im Abstand von ca. 10 m eine Hauptleitung DN 400 der Wasserversorgung. Zwischen rechter Wehrwange und der Wasserversorgungsleitung musste der Ausleitungskanal mit Umgehungsgewässer angeordnet werden. Bei der Ausführung musste ferner eine Fußgängerüberquerung und eine Zufahrtsmöglichkeit zum Krafthaus über den Ausleitungskanal berücksichtigt werden. Die Baumaßnahmen auf der rechten Neckarseite lagen in der Wasserschutzzone II. Im Einlaufbereich des Umgehungsgewässers wurde eine Bucht mit ca. 50 m² sowohl als Ruhebecken als auch zur ökologischen Aufwertung des Einlaufbereiches durch Ansiedlung von Kleinlebewesen und Gewässerfauna erstellt. Danach folgt ein Rechteckquerschnitt mit Dammbalkennischen, um eine Anpassung an den Wasserstand vornehmen zu können. Der Dammbalkenverschluss wurde vom Fischereisachverständigen auch zu Kontrollzwecken gefordert. Wassertiefe und Fließgeschwindigkeit im Gerinne sind dadurch steuerbar, und das Gerinne kann zu Revisionszwecken abgesperrt werden.</p> <p>Bemessung und Gestaltung: Die Bemessungsabflüsse wurden anhand der nächstgelegenen Pegel Horb und Kirchentellinsfurt ermittelt. Als Bemessungsabfluss für die Mindestwasserabgabe für das Restwasserkraftwerk mit Umgehungsgewässer wurde $\frac{1}{3} \cdot MNQ = 1,85 \text{ m}^3/\text{s}$ gewählt. Die Aufteilung für Restwasserkraftwerk und Gerinne sieht wie folgt aus: Restwasserkraftwerk: 1,35 bis 1,55 m³/s; Umgehungsgewässer: 0,30 bis 0,50 m³/s.</p> <p>Die Steingröße wurde mit den Erfahrungswerten aus ähnlichen Projekten zu 70 cm gewählt. Dies war möglich, da auch bei Hochwasserabflüssen der Oberwasserstand konstant gehalten wird und damit keine nennenswerte Erhöhung des Abflusses über das Gerinne stattfindet. Die Störsteine wurden in einem groben Steinwurf, Kantlänge 10 – 20 cm, sowie in Sohlensubstrat aus dem Gewässerbett des Neckars veretzt.</p> | | |

| | |
|---|--|
| <p>Hinweise zur Bemessung und Gestaltung</p> | <p>Auf einer Länge von ca. 23 m wurde das Gerinne frei geböscht mit einer Böschungssicherung aus Natursteinen ausgeführt. Anschließend verläuft das Umgebungsgewässer in einem Trog aus Stahlbeton. Dabei wurde auf Ruhezonen sowie einen mäandrierenden Verlauf geachtet. Als Kontrollquerschnitt dient die oben erwähnte Dammbalkenkonstruktion mit einer Breite von 2,0 m.</p> <p>Der Einlaufbereich des Umgebungsgewässers kann bei Bedarf mit einem Schwimmbalken versehen werden, um das Zusetzen durch Treibgut zu verhindern. Die Betriebserfahrung zeigt, dass ein Schwimmbalken nötig ist.</p> <p>Um Unter- und Umläufigkeiten zu vermeiden, wurde der erforderliche Baugrubenverbau (Spundwand) belassen. Außerhalb des Stahlbetontroges wurde zusätzlich ein Lehmschlag eingebracht.</p> |
| <p>Hinweise zur Bauausführung</p> | <p>Neben der Wasserleitung wurde eine Spundwand geschlagen, die mehrere Funktionen übernommen hat: Während der Bauphase diente sie als Baugrubensicherung, als Sicherung der Wasserleitung sowie zur Reduzierung des Wasserzulaufes in die Baugrube. Nach Fertigstellung des Bauwerkes verhindert sie Umläufigkeiten.</p> <p>Die Anbindung an das natürliche Gewässer wurde im Oberwasser durch die Schüttung eines Einlaufkegels aus Wasserbausteinen hergestellt, die mit Sohlsubstrat des Neckars abgedeckt wurden. Im Unterwasser wurde ein sohlgleicher Anschluss des Gerinnes an die Neckarsohle außerhalb des Tosbeckens hergestellt.</p> <p>Die Störsteine wurden durch einen erfahrenen Baggerführer unter der Anleitung des Fischereisachverständigen des Regierungspräsidiums Tübingen gesetzt.</p> |
| <p>Bisherige Erfahrungen</p> | <p>Die bisherigen Betriebserfahrungen sind zufriedenstellend. Allerdings ist bei Einsetzen des Dammbalkens zur Wasserregulierung analog zum Gerinne an der Buchenmühle die Durchgängigkeit für Kleinstlebewesen erschwert.</p> |
| <p>Zuständige</p> | <div style="display: flex; align-items: center;">  <div style="margin-left: 20px;"> <p>Ingenieurbüro Winkler und Partner Schlossstraße 59a 70176 Stuttgart</p> </div> </div> <p style="margin-top: 10px;">Planer:</p> |

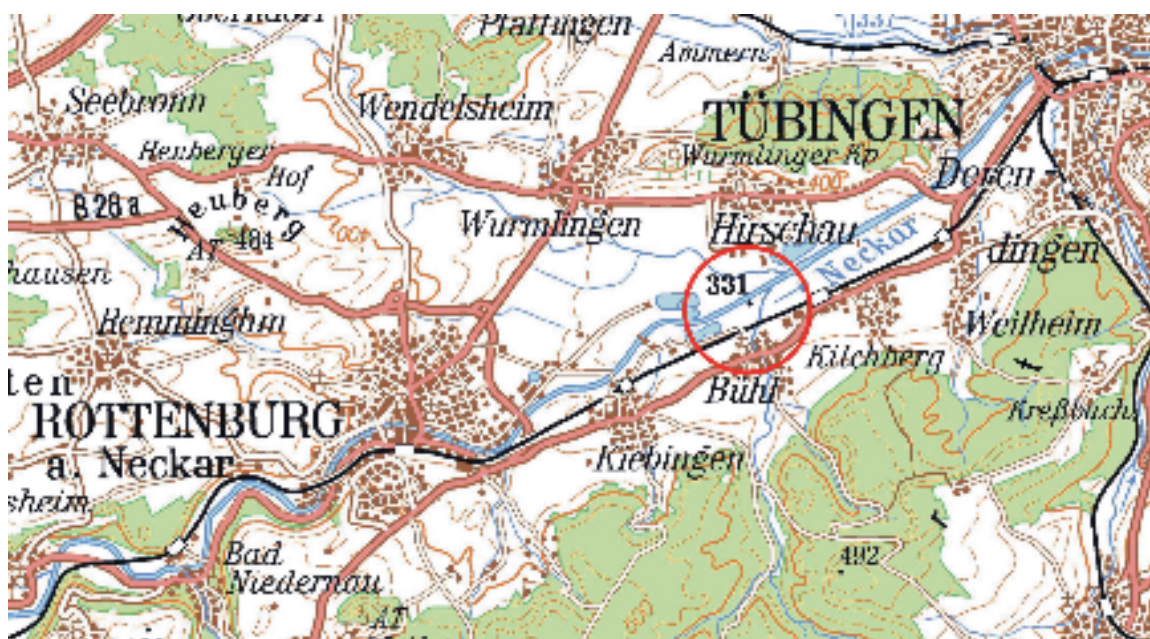


Abb. 3.116: Lage der Anlage.



Abb. 3.117: Einlaufbereich vom OW aus gesehen im Bauzustand.



Abb. 3.118: Oberer Teil des Umgehungsgewässers im Bauzustand.



Abb. 3.119: Umgehungsgewässer im Bauzustand.



Abb. 3.120: Gestaltung des Einlaufbereiches.



Abb. 3.121 u. 3.122: Der Einlaufbereich im Bauzustand.


| Nr. 16: Gerinneartige Fischaufstiegsanlagen mit Störsteinen Wehr Altenburg/Neckar (Baujahr 2004) | |
|--|---|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Altenburg; A_{Ez} = 2317,30 km ² (Pegel Kirchentellinsfurt) |
| Angaben zum Bauwerk | |
| Betriebsabfluss: | ca. 300 l/s |
| Höhendifferenz OW/UW: | ca. 3,97 m |
| Länge: | ca. 86 m |
| Hinweise zur Bemessung und Gestaltung | <p>Das Umgehungsgewässer wird über ein Einlaufbauwerk mit Regulierschütz beschickt. Der Ausstieg befindet sich im Einlaufbereich vom Oberwasserkanal zum Mindestwasserkraftwerk. Im Turbinenrechen befindet sich ein „Fenster“ als offene Rohrleitung mit Überleitung in ein Schachtbauwerk, welches über eine weitere Rohrleitung mit dem Unterwasser verbunden ist. In den Oberwasserkanal gelangte Fische können so unbeschadet ins Unterwasser kommen. Das Umgehungsgewässer ist als Trog aus Stahlbeton ausgebildet, wobei im unteren Teil eine Trogwand als Natursteinböschung hergestellt ist.</p> <p>Die „Möblierung“ erfolgte mit Lenk- und Störsteinen, versetzt auf ca. 30 cm Sohlensubstrat. Im Sohlenbereich eingebrachte Querriegel verhindern ein Auswaschen des Substrates. Das Umgehungsgewässer ist mit einer Breite von ca. 1,5 m bis 3 m ausgeführt und verbindet Ober- und Unterwasser mit einem gleichmäßigen Gefälle von ca. 1:20. Im mittleren Bereich ist über eine Strecke von ca. 6 m mit minimalem Gefälle eine Ruhezone mit niedriger Fließgeschwindigkeit angeordnet. Die Wassertiefe im Umgehungsgewässer beträgt ca. 40 cm bis 50 cm, wobei die Fließgeschwindigkeit auf der ganzen Strecke maximal 1 m/s beschränkt ist.</p> |
| Hinweise zur Bauausführung | Bauzeit war vom August 2003 bis April 2004. Das Umgehungsgewässer wurde zeitgleich mit dem Bau des Mindestwasserkraftwerkes an der Wehranlage Altenburg realisiert. |
| Bisherige Erfahrungen | Der Bau wurde vom Fischereisachverständigen des Regierungspräsidiums Tübingen begleitet. Die bisherigen Erfahrungen weisen eine uneingeschränkte Funktionsfähigkeit des Umgehungsgewässers auf. Die Fließgeschwindigkeiten wurden mit einer Flügelmesssonde überprüft. Die Anlage ist erstmals zusätzlich mit einer Durchgängigkeit im Rechenbereich ausgestattet. |
| Zuständige |  <p>DR. HUTAREW & PARTNER Wilhelmshöhe 15, 75173 Pforzheim Tel.: 07231/2000-0</p> |



Abb. 3.123: Oberer Teil nach Einlauf.f



Abb. 3.124: Ruhezone im Bereich minimalen Gefälles.



Abb. 3.125: Blick nach Oberwasser.



Abb. 3.126: Blick nach Unterwasser.

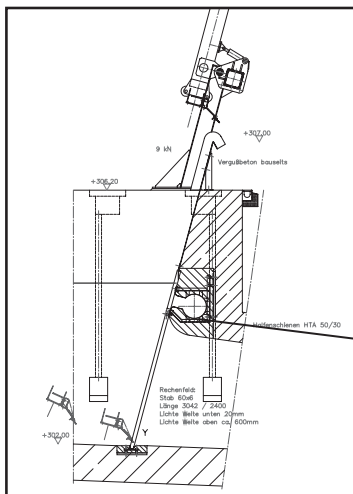



Abb. 3.127: „Fenster“ Rechen.



Abb. 3.128: Ansicht Rechen und Schachtbauwerk.

| Nr. 17: Gerinneartige Fischaufstiegsanlagen mit Störsteinen Öpfingen/Donau (Baujahr 2001) | |
|---|---|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Öpfingen an der Donau; $A_{E0} = 4047 \text{ km}^2$ (Pegel Berg) |
| Angaben zum Bauwerk | |
| Betriebsabfluss: | ca. 300 l/s |
| Höhendifferenz OW/UW: | ca. 3,85 m |
| Länge: | ca. 90 m |
| Hinweise zur Bemessung und Gestaltung | <p>Das Umgebungsgewässer wird durch zwei Abschnitte geprägt. Im ersten Abschnitt, Unterquerung Straßenbrücke, entspricht der Wasserspiegel im Gerinne dem Stauwasserspiegel bei nahezu horizontalem Sohlenverlauf. Der Einströmbereich, ist durch ein in der neu errichteten Ufermauer eingebundenes Einlaufbauwerk mit Tauchwand gestaltet. Im Abschnitt 2 weist das Umgebungsgewässer ein konstantes Gefälle von 1:17,5 auf. Das Umgebungsgewässer ist als wasserhaltiger Trog ausgeführt.</p> <p>Die Möblierung des ca. 2,0 m breiten Gerinnes erfolgte durch massive Querschnittsverbauung mit Lenk- und Störsteinen, versetzt in ca. 30 cm starken Donausubstrat. Die Verbauung im zweiten Abschnitt erfolgte rampenartig. Weiterhin wurde durch die Querschnittsverbauung eine erforderliche Wassertiefe von mindestens 40 cm erreicht und die maximale Fließgeschwindigkeit auf 1 m/s beschränkt. Im Einstieg wurde ein Naturkolk geschaffen, der zusätzlich mit Wasser versorgt wird.</p> |
| Hinweise zur Bauausführung | Bauzeit war vom August 2000 bis Dezember 2001, zeitgleich mit der Erneuerung der Wehranlage Öpfingen. |
| Bisherige Erfahrungen | Der Bau wurde vom Regierungspräsidium Tübingen intensiv begleitet. Die bisherigen Erfahrungswerte weisen eine volle Funktionsfähigkeit des Umgebungsgewässers auf. Der Naturkolk hat sich besonders bewährt. |
| Zuständige | Planer: <div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center; margin: 10px 0;">  <div style="margin-left: 20px;"> <p>DR. HUTAREW & PARTNER Wilhelmshöhe 15, 75173 Pforzheim Tel.: 07231/2000-0</p> </div> </div> |

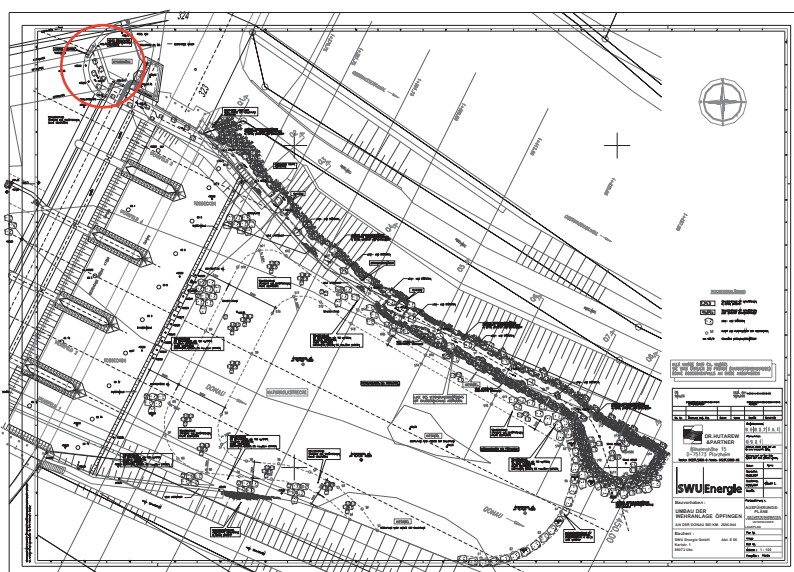


Abb. 3.129: Lageplan.



Abb. 3.130: Blick auf die historische alte Wehranlage (Kreis siehe Lageplan).




Abb. 3.131: Fließbild Abschnitt 2.



Abb. 3.132: Möblierung Abschnitt 2.



Abb. 3.133: Möblierung Abschnitt 1.

| Nr. 18: Gerinneartige Fischaufstiegsanlagen mit Störsteinen WKA Ersingen/Donau (Baujahr 2003) | |
|---|---|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Wasserkraftanlage Ersingen an der Donau / $A_{E_0} = 4047 \text{ km}^2$ (Pegel Berg) |
| Angaben zum Bauwerk | |
| Betriebsabfluss: | ca. 190 l/s bis 650 l/s (Schwellbetrieb) |
| Höhendifferenz OW/UW: | ca. 3,66 m |
| Länge: | ca. 100 m |
| Hinweise zur Bemessung und Gestaltung | <p>Das Umgehungsgewässer lässt sich in drei Abschnitte unterteilen. Im Abschnitt 1 befindet sich eine Anrampung aus Natursteinen neben dem Turbinenzulaufbereich. Am Hochpunkt der Rampe sind zwei schützgesteuerte Einlaufquerschnitte mit unterschiedlichem Sohlniveau angeordnet. Nachfolgend werden beide Gerinne mit unterschiedlichen Gefällen parallel auf den gemeinsam weiterführenden Querschnitt geführt.</p> <p>Abschnitt 2, mit einem konstanten Gefälle von 1:45, führt unter den Wehrsteg und der Zufahrt zum Krafthaus, die als Maulprofil gestaltet ist. Nach der Unterquerung der Zufahrt wird ein konstantes Gefälle von 1:20 im Abschnitt 3 bis zum Einstieg in das Unterwasser gehalten.</p> <p>Die Wasserhaltigkeit der Sohle wird im ersten Abschnitt durch ca. 50 cm starken Lehmschlag, im Abschnitt 2 und 3 durch eine ca. 25 cm dicke Betonsohle erreicht. Die mittlere Breite des Gerinnes beträgt ca. 2 bis 3 m. Auf ganzer Strecke wurden im Sohlbereich Querriegel zur Stabilisierung des Sohlsubstrates angeordnet. Die Möblierung des Gerinnes erfolgte mit Lenk- und Störsteinen, versetzt in ca. 30 cm starkem Donausubstrat. Weiterhin wurde in Teilbereichen der Natursteinflanken des Gerinnes durch Versatzbauweise Überhänge geschaffen, die als Unterstand dienen.</p> |
| Hinweise zur Bauausführung | Bauzeit war vom Juni 2002 bis April 2003. Das Umgehungsgewässer wurde zeitgleich mit dem Bau des Mindestwasserkraftwerkes am Ersinger Wehr realisiert. Die Wasserkraftanlage arbeitet mit Schwellbetriebserlaubnis (Stauziel von + 0,30 bis - 0,80 m). |
| Bisherige Erfahrungen | Der Bau wurde vom Regierungspräsidium Tübingen begleitet. Die bisherigen Erfahrungswerte weisen eine volle Funktionsfähigkeit des Umgehungsgewässers auf. Externe Bewertungen durch einen Sachverständigen, auf Basis zahlreicher Messungen der Strömungs- und Tiefenverhältnis im Umgehungsgewässer, unterstreichen die Funktionsfähigkeit. |
| Zuständige |  <p>DR. HUTAREW & PARTNER Wilhelmshöhe 15, 75173 Pforzheim Tel.: 07231/2000-0</p> |

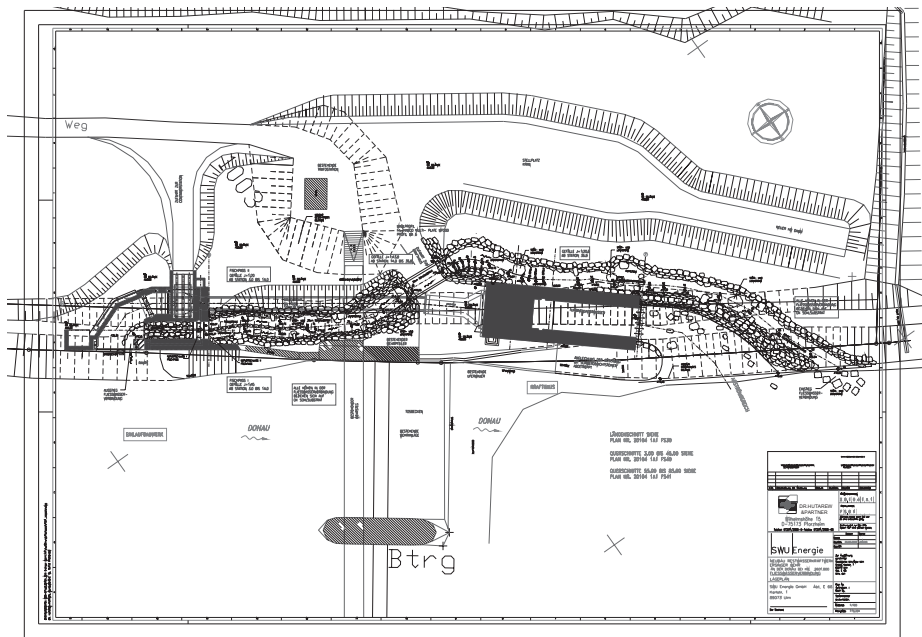


Abb. 3.134: Lageplan Mindestwasserkraftwerk mit Umgehungsgewässer.



Abb. 3.135: Verbaugrad nach Einlauf.



Abb. 3.136: Verbaugrad weiterführendes Gerinne.



Abb. 3.137: Fließbild Durchlass.



Abb. 3.138: Fließbild Ausstieg.

4 Kombinierte Anlagen

4.1 ZUSAMMENGESetzte ANLAGEN

Kombinierte Anlagen setzen sich aus mehreren gängigen Aufstiegsanlagentypen (Rauere Rampen, Umgehungsgewässer sowie becken- und gerinneartige Fischaufstiegsanlagen) zusammen. Diese bestehen z. B. aus einem Umgehungsgewässer, das in eine Rauere Rampe übergeht, einem Umgehungsgewässer, das in eine technische Anlage (z. B. Vertical Slot) mündet oder einer Kombination von Rauere Rampe und becken- oder gerinneartige Anlage. Theoretisch sind alle Kombinationen denkbar.

In der Regel führen räumliche Einschränkungen und/oder bereits vorhandene Anlagen dazu, dass die gewählte Lösung für den Fischaufstieg aus einer kombinierten Anlage besteht.

Die Abb. 4.1, 4.2 und 4.3 zeigen eine kombinierte Anlage, die aus einem Umgehungsgewässer und einem Becken-Schlitz-Pass besteht.



Abb. 4.1: Kombinierte Anlage, bestehend aus Umgehungsgewässer und Becken-Schlitz-Pass.



Abb. 4.2 und Abb. 4.3: Oben dargestellte, kombinierte Anlage mit Blick zum/vom Übergang zwischen Umgehungsgewässer und Becken-Schlitz-Pass.

Abb. 4.4 zeigt den Übergangsbereich zwischen einem Umgehungsgewässer und dem Schlitzpass einer anderen kombinierten Anlage.



Abb. 4.4: Übergangsbereich zwischen Umgehungsgewässer und Vertical-Slot Pass.

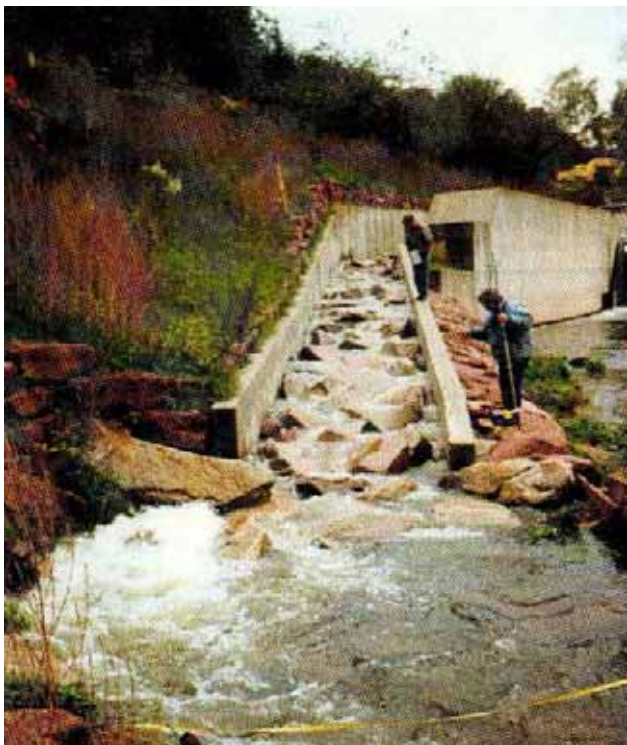


Abb. 4.5: Im unteren Teil beträgt die Neigung bis zum Anschluss an das Unterwasser ca. 1:10, womit das Umgehungsgewässer in eine Raue Rampe übergeht.

Lange, flache Teilrampen können ebenfalls als kombinierte Anlage mit „Step-Pool-Charakter“ angesehen werden. Der Übergang zwischen Teilrampe und Umgehungsgewässer ist in solchen Fällen fließend.

Häufig anzutreffende zusammengesetzte Anlagen sind sogenannte Raugerinne-Beckenpässe. Diese bestehen aus einer Mischung zwischen Rauer Rampe und Becken-Fischpass. Der Unterschied zur Rauhen Rampe besteht darin, dass nicht der gesamte Aufbau aus gesetzten Steinen oder einer Steinschüttung besteht, sondern in einer Rinne Querriegel aus Blocksteinen errichtet werden. Dadurch ergibt sich eine Beckenstruktur.

Die Querriegel sollen aus hochkant gestellten Steinen bestehen und versetzt angeordnet werden. Der Abfluss soll hauptsächlich zwischen den Steinen erfolgen. Durch die versetzte Anordnung von Lücken und Steinen erfolgt eine Auffächerung des Abflusstrahls. Der Übergang zur aufgelösten Rampen bzw. zum Umgehungsgewässer mit Regelquerschnitt ist fließend.

Bei der Planung ist darauf zu achten, dass das Gefälle nicht steiler als 1:10 und die Wasserspiegeldifferenz von Becken zu Becken nicht größer als $\Delta h = 20$ bis 25 cm ist. Ab einer Gesamthöhe von 3 m ist für jede weitere Erhöhung mindestens ein großes Ruhebecken vorzusehen [GEBLER 1991]. Der Abstand der Riegel soll ca. 1,5 bis 2,5 m betragen und die Mindestbreite der Rinne $b_{\min} = 1,5$ m. Die Mindestwassertiefe orientiert sich an den Anforderungen der jeweiligen Fischregion.

Durch ein natürliches Sohlensubstrat von mindestens 20 cm Stärke wird die Durchgängigkeit für das Makrozoobenthos gewährleistet. Es ist darauf zu achten, dass das Sohlensubstrat Anschluss an die Gewässersohle im Ober- und Unterwasser hat und innerhalb des Fischaufstiegs durchgehend ist.

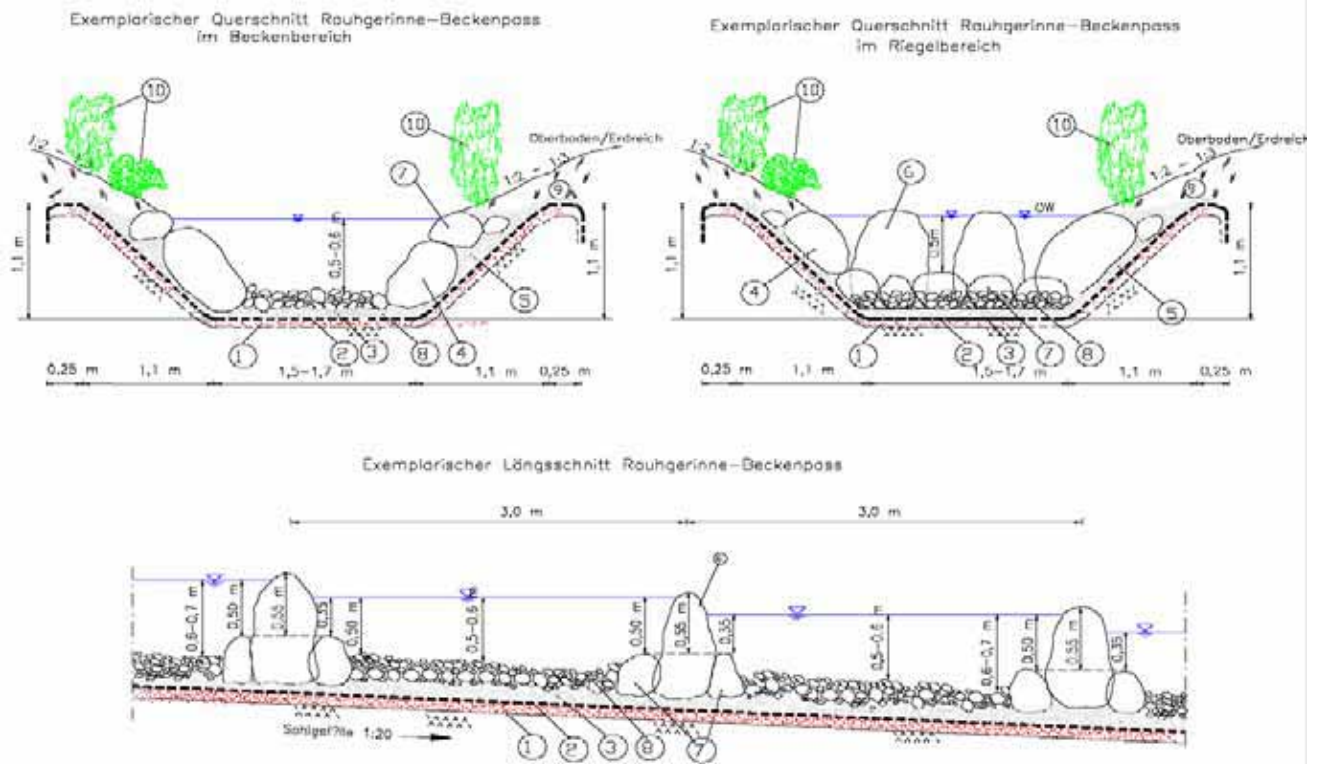


Abb. 4.6: Exemplarischer Querschnitt und Längsprofil des in Abbildung 4.7 dargestellten Raugerinne-Beckenpasses.



Abb. 4.7 und Abb. 4.8: Raugerinne-Beckenpässe.

4.2 FISCHAUFSTIEG UND BOOTSDURCHFahrt

4.2.1 VERANLASSUNG UND ANFORDERUNGEN

Ein Querbauwerk stellt nicht nur ein Hindernis für die Durchgängigkeit für Tiere, sondern oft auch für Bootsfahrer dar. Bei wassersportlich genutzten Gewässerstrecken besteht manchmal die Möglichkeit bei den Durchgängigkeitsanlagen zusätzlich die Belange der Bootsfahrer zu berücksichtigen.

Aus Sicherheitsgründen muss bei Wasserkraftanlagen die Bootsdurchfahrt in einem adäquaten Abstand zum Turbineneinlauf angeordnet werden. Wird z. B. an dem gegenüberliegenden Ufer der Bootsabstieg realisiert, kann dort aufgrund der fehlenden Leitströmung dieser nicht mit einer Fischaufstiegsanlage kombiniert werden (Kap. 4.2.3).

Bei wassersportlich genutzten Gewässern muss beim Umbau eines Querbauwerkes in eine durchgängige Anlage auch die gefahrlose Befahrbarkeit durch Wassersportler gewährleistet werden. Die Auslegung der Bootsdurchfahrt auf die bevorzugt genutzten Bootstypen ist von großer Bedeutung. Ruderboote erfordern einen höheren Wasserbedarf für die Passage aufgrund der erforderlichen größeren Breite der Durchfahrungs möglichkeit.

Erfahrungsgemäß stellen Abstürze bereits ab 30 cm Höhe für Kanufahrer eine Gefahrenquelle dar. Die Gefahr für den Kanusportler liegt im Unterwasser des Absturzes bei der sich zur Energieumwandlung einstellenden Walzenströmung. Ein über den Absturz fahrendes Kanu wird von der Strömung mitgerissen und gelangt dann in eine Grundwalze mit horizontaler Achse, aus der sich der Sportler nur schwer befreien kann. Bei der Umgestaltung eines Absturzbauwerkes sind deshalb diese Gefahrenpunkte besonders zu beachten.

Bei der Planung ist darauf zu achten, nach Möglichkeit natürliche, standorttypische Baustoffe zu verwenden. Bootsdurchfahrten sind so zu gestalten, dass mit möglichst geringem Unterhaltungs- und Reparaturaufwand zu rechnen ist.

4.2.2 BEFAHRBARE FISCHAUFSTIEGSANLAGEN

Befahrbare Fischaufstiegsanlagen sind Bauwerke zur Herstellung der Durchgängigkeit, in die die Möglichkeit der

Durchfahrt mit einem Boot bzw. Kanu integriert ist. Die erforderliche Breite der Passage ist abhängig von den Bootstypen, die für die Bemessung der Anlage vorgesehen sind. Für die breiteren Ruderboote muss die Gasse entsprechend angepasst werden.

Verschiedene Arten von Fischaufstiegsanlagen können durch bestimmte Modifikationen in der Bauausführung für Boote befahrbar gemacht werden.

Raue Rampe mit Bootsgasse

Voraussetzung für die sichere Passierbarkeit einer Rauhen Rampe ist die Konzentration des Abflusses auf einen befahrbaren Teilbereich der Rampe mit relativ glatter, meist gepflasterter Sohle. Bei der Formgestaltung des Unterwassers ist zu beachten, dass ein gekenterter Kanusportler nicht in eine Grundwalze mit horizontaler Achse, sondern über einen Wirbel mit senkrechter Achse zum Rand hinaus getrieben wird. Ein Beispiel für eine derartige Bauweise ist die Rampe Sigmaringendorf an der Donau (Abb. 4.9).



Abb. 4.9: Raue Rampe mit Bootsgasse Sigmaringendorf

Die Raue Rampe wurde in klassischer Setzsteinbauweise mit konkav gekrümmtem Grundriss, ähnlich einer Niedrigwasserrinne errichtet [GEBLER 1991]. Bei einer Breite von 28 bis 36 m wird eine Gesamthöhe von 1,30 m mit einer Neigung von 1:15 überwunden. In Rampenmitte wurde die Bootsgasse integriert, in der bei Normalabfluss der Hauptabfluss stattfindet [GEBLER 1991]. Aufgrund der glatten Sohle und der hohen Fließgeschwindigkeiten in der Gasse findet der Aufstieg der Wasserorganismen im Bereich der Steinlücken der Rauhen Rampe statt.

Raue Rampe mit Bootsgasse und Sohlenschwellen

Diese Erweiterung einer klassischen Rauhen Rampe um eine Bootsgasse wird zusätzlich im Bereich der Gasse mit Sohlenschwellen ausgerüstet, die für eine Zentrierung der Boote bei der Durchfahrt sorgen [BMV 1979]. Diese Sohleinebauten können aus stählernen Winkelprofilen oder aus Holzbalken gebildet werden. Ein Ausführungsbeispiel dieser Bauweise findet sich in der Sohlengleite Wega an der Eder.

Abb. 4.10 zeigt die Ausrüstung der Gasse mit zusätzlichen Leithölzern um ein Anstoßen der Boote an die Steine zu verhindern. Allerdings macht der fehlende Führungsbalken deutlich, wie wichtig regelmäßige Kontrolle und Unterhaltung der Anlage sind.



Abb. 4.10: Sohlengleite Wega/Eder.

Raue Rampe mit Bootsgasse aus Betonfertigteilen

In einer weiteren Modifikation der Rauhen Rampe wird im Rampenkörper eine Bootsgasse aus Betonfertigteilen integriert. Der Sohlenbereich wird mit Sohlenschwellen aus Stahl oder Holz ausgerüstet, die pfeilförmig gegen die Strömung angeordnet sind und eine Zentrierung der Boote bei der Gassendurchfahrt bewirken.

Weiterführende Angaben zu diesem Anlagentyp sind über die Versuchsanstalt und Prüfstelle für Umwelttechnik und Wasserbau der Universität Kassel zu erhalten, die hierzu Modellversuche und hydraulische Berechnungen durchgeführt hat [HASSINGER 2000].

Rampe mit Querriegeln

Bei dieser Rampenvariante in Riegelbauweise werden Durchflussöffnungen mit tiefer gesetzten Riegelsteinen so angeordnet, dass das Wasser in einem pendelnden Stromstrich geführt wird, der von den Booten befahren werden kann. Durch die geringe Breite der Durchflussöffnungen und der Durchfahrt in einem pendelnden Fließweg ist dieser Anlagentyp vor allem für Kanuten geeignet. Ein Beispiel dieser Ausführungsvariante befindet sich im Fluss Haßlach/Oberfranken (Abb. 4.11).



Abb. 4.11: Aufgelöste Wehrschwelle in der Haßlach.

Raugerinne-Beckenpass mit Borstenelementen

Wie bereits in Kapitel 4.1 beschrieben, werden bei Raugerinne-Beckenpässen in einer Rinne Querriegel aus Blocksteinen errichtet. Der Abfluss erfolgt hauptsächlich in den Steinlücken. Um eine solche Anlage für Boote passierbar zu machen, werden in den Steinriegeln größere Lücken mit elastischen, überfahrbaren Elementen bestückt. (vgl. Abb. 4.12 und Abb. 4.13) Auch diese lückig gesetzten Elemente bieten für Tiere die Möglichkeit der Durchgängigkeit.

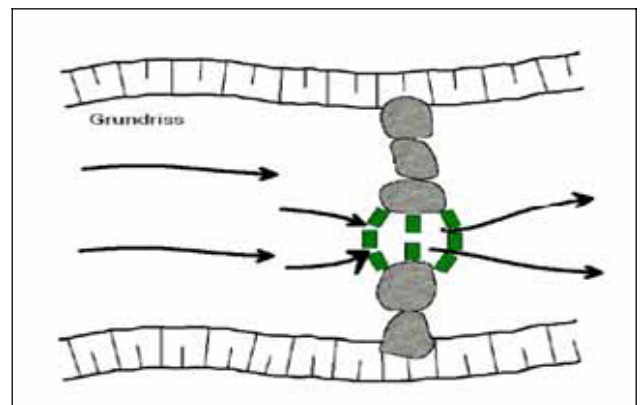


Abb. 4.12: Grundriss Raugerinne-Beckenpass mit überfahrbaren Elementen.

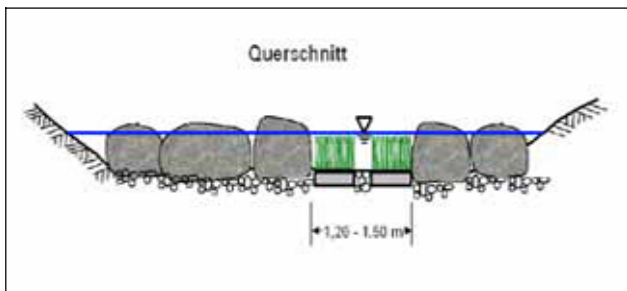


Abb. 4.13: Querschnitt Raugerinne-Beckenpass mit überfahrbaren Elementen.

Befahrbares Raugerinne - Rauheitselemente mit Borsten

Bei diesem Anlagentyp werden mehrere Störsteine des Gerinnes durch befahrbare Rauheitselemente ersetzt, so dass sich ein breiter Längsstreifen aus überfahrbaren Elementen ergibt. Diese Rauheitselemente bestehen aus biegsamen Kunststoffborsten, die auf Beton-Fußplatten befestigt sind und in die Sohle eingelassen werden.

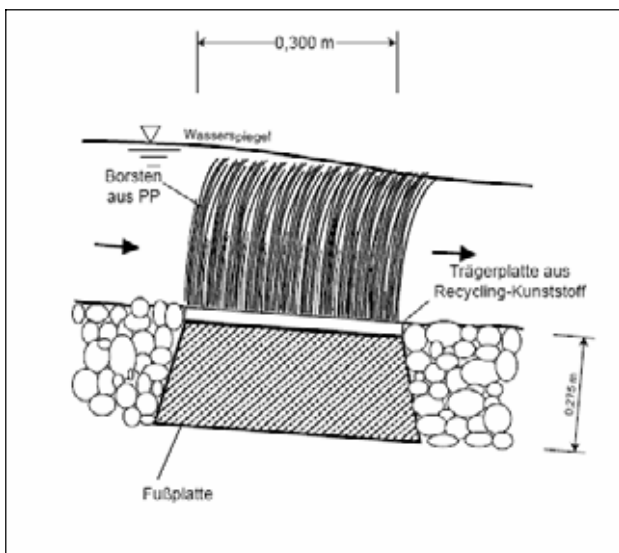


Abb. 4.14: Rauheitselement.

Fisch-Kanu-Pass/Borstenfischpass

Beim Fisch-Kanu-Pass wird der gesamte Fischaufstieg mit Borstenelementen ausgestattet. Diese Möglichkeit der Schaffung der Durchgängigkeit bietet sich auch zur Nachrüstung älterer, funktionsuntüchtiger Anlagen mit Regelquerschnitt an.

Als Beispiel für ein befahrbares Raugerinne ist in Abb. 4.15 eine Anlage in Hann Münden an der Fulda dargestellt.



Abb. 4.15: Befahrbares Raugerinne in Hann. Münden/Fulda.

Befahrbares Umgehungsgewässer

Wird die Herstellung der Durchgängigkeit mittels eines Umgehungsgewässers erzielt, besteht auch hier die Möglichkeit, dieses für Boote befahrbar zu machen. Hierbei ist besonders zu beachten, dass eine ausreichende Wassertiefe vorhanden ist. Die an Umgehungsgewässern verwendeten Einlaufbauwerke müssen ebenfalls für die Durchfahung der Boote bemessen werden.

4.2.3 GETRENNTE ANLAGEN

Bei getrennten Anlagen zur Herstellung der Durchgängigkeit sind die Anlagenteile für Bootspassage und Fischaufstieg baulich voneinander abgetrennt. Je nach hauptsächlich genutztem Bootstyp werden Kanugassen oder breitere Bootsgassen für Ruderboote und Kanus unterschieden. Werden solche Anlagen in Gewässerabschnitten mit Wasserkraftnutzung betrieben, ist darauf zu achten, ein Verschlussorgan für die Gasse mit einzubeziehen, da sonst bei ständiger Durchströmung energetisch nutzbares Wasser verloren geht. Dieses Verschlussorgan öffnet auf Anforderung die Gasse und gibt die Durchfahungsmöglichkeit frei.

Universal-Bootsgassen

Universal-Bootsgassen wurden bereits ab etwa 1960 gebaut und sind bei einer Breite von ca. 2,30 m universell sowohl für Ruderboote als auch Kanus einsetzbar. Nähere Angaben zu Bauweisen sind den „Empfehlungen für die Gestaltung von Wassersportanlagen an Binnenwasserstraßen“ [BMV 1979] zu entnehmen.

Bootsgassen

Als Weiterentwicklung der Universal-Bootsgasse wurde für das Kombinationsbauwerk in Hattingen/Ruhr eine auf die vorherrschenden Randbedingungen optimierte Boots-gasse errichtet. Aufgrund des stark ausgeprägten Rudersports wurde für die Boots-gasse eine Breite von 4,00 m festgelegt. Des Weiteren wurde zusätzlich zu der Boots-gasse und dem Fischaufstieg eine Treidelgasse integriert, um die Durchgängigkeit für Wassersportler und Tiere zu gewährleisten. Abb. 4.16 zeigt eine Übersicht des Bauwerkes, Abb. 4.17 zeigt ein Ruderboot bei der Durchfahrt.



Abb. 4.16: Kombinationsbauwerk Hattingen/Ruhr.



Abb. 4.17: Ruderboot bei der Durchfahrt.

Wegen der Neuartigkeit der Bauweise mit Boots-gasse, Fischpass und Treidelgasse in unmittelbarer räumlicher Nähe zueinander waren für die Konzeption der Anlage Modellversuche am „Theodor-Rehbock-Laboratorium“ des Institutes für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik (IWK) der Universität Karlsruhe notwendig, um die bereits bestehende Genehmigungsplanung auf ihre Machbarkeit zu untersuchen. Die aus den Modellversuchen entwickelte, ausgeführte Anlage ist seit 2003 in Betrieb und hat sich gut bewährt. Weitere Bauwerke dieser Art an der Ruhr sind in Planung.

Kanugassen

In Gewässerabschnitten, in denen die Passierbarkeit für Kanus gewährleistet werden soll, ist der Einsatz einer Kanugasse möglich. Diese sollte eine Breite von ca. 1,30 m besitzen. Ein Ausführungsbeispiel dieses Anlagentyps befindet sich an der Wasserkraftanlage Laiz/Sigmaringen. Im Rahmen des Aktionsplanes „Durchgängigkeit baden-württembergische Donau und Breg“ im Integrierten Donauprogramm (IDP) ist vorgesehen, an allen Wasserkraftwerken die Durchwanderbarkeit herzustellen. Eine Auflage der Genehmigung dieser Wasserkraftanlage besagt, die Durchgängigkeit auch für Kanusportler mittels einer Kanugasse zu gewährleisten.

Aufgrund der Wasserkraftnutzung wurde ein Verschlussorgan für die Kanugasse installiert.

In Abb. 4.18 ist die Trennung zwischen Kanugasse und Fischaufstieg deutlich ersichtlich.




Abb. 4.18: Wasserkraftanlage Laiz/Sigmaringen, Aufnahme von OW.

4.3 AUSGEWÄHLTE ANLAGEN

| Nr. | Ort | Gewässer | Rechtswert | Hochwert |
|----------------------------|--------------------------------|----------|------------|----------|
| Kombinierte Anlagen | | | | |
| 1 | Rottenburg „Tübinger Straße“ | Neckar | 3495881 | 5370594 |
| 2 | Rottenburg „Preussisches Wehr“ | Neckar | 3494317 | 5370091 |
| 3 | Fahrnau | Wiese | 3412625 | 5281750 |
| 4 | Maulburg | Wiese | 3406560 | 5279750 |
| 5 | Lauterach | Lauter | 3541190 | 5344707 |
| 6 | Besigheim | Enz | k. A. | k. A. |
| 7 | Balingen | Eyach | 3489060 | 5348148 |
| 8 | Kiebingen | Neckar | k. A. | k. A. |
| 9 | Friedrichshafen | Rotach | k. A. | k. A. |



Abb. 4.19: Ausgewählte Anlagen.

| Nr. 1: Kombinierte Anlage WKA Rottenburg „Tübinger Straße“/Neckar (Baujahr 1995) | | | |
|--|---|---|--|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Stadt Rottenburg Kreis Tübingen; A _{Eo} 1840 km ² . | | |
| Angaben zum Bauwerk | | | |
| Betriebsabfluss: | 0,16 m ³ /s | Mittleres Sohlprofilgefälle: | 1:68 und 1:15,7 |
| Höhendifferenz OW/UW: | 6,10 m | Mittlere Breite: | 0,30 bis 0,60 m und 1,17 m |
| Länge: | 39,30+78,35 = 117,65 m | Sonstiges: | Kombination aus naturnaher Laufgestaltung übergehend zu einem Vertical-Slot-Fischpass. |
| Hinweise zur Bemessung und Gestaltung: | <p>Zur Bemessung wurde das DVWK-Merkblatt 232, Entwurf 5/1994 angewandt.</p> <p>Oberer Abschnitt: naturnahe Laufgestaltung: Die Gerinnewandung besteht aus Erdmaterial und Natursteinen. Neben dem Einbau von Querschnittsaufweitungen, Mäandern, Inseln und Störsteinen sowie –Schwellen wurde eine Sohlensubstratschicht eingebaut (10 cm Kies, 30 cm Lehm, 45 cm Stahlbeton gegen Unterläufigkeit).</p> <p>Unterer Abschnitt: Vertical-Slot-Fischpass: Aufgrund der beengten Situation wurde der Fischpass mehrfach gewandelt. Die Gerinnewände bestehen aus Beton, die Schlitzwände sind aus Holz (Dicke ca. 10 cm). Eine Nachbettsicherung ist vorhanden. Die Sohle wurde am Ein- und Auslauf durchgehend an die vorhandene Gewässersohle angeschlossen.</p> | | |
| Hinweise zur Bauausführung: | Die Baukosten betragen ca. 760.000,- DM mit dem Bau eines Grundablasses. | | |
| Bisherige Erfahrungen: | <p>Es wurden neben Sichtkontrollen mehrfach Flügelmessungen und Sohlenanalysen durchgeführt. Im naturnahen Abschnitt wurde das Versetzen einzelner Störsteine, im technischen Abschnitt Korrekturen an den Schlitzweiten erforderlich.</p> <p>Der Übergang vom naturnahen zum künstlichen Gerinne ist schlecht (Absturz). Die gesamte Anlage reagiert sehr empfindlich auf Abflussschwankungen.</p> | | |
| Zuständige: | Planer:  | DR. HUTAREW & PARTNER Wilhelmshöhe 15, 75173 Pforzheim Tel.: 07231/2000-0 | |

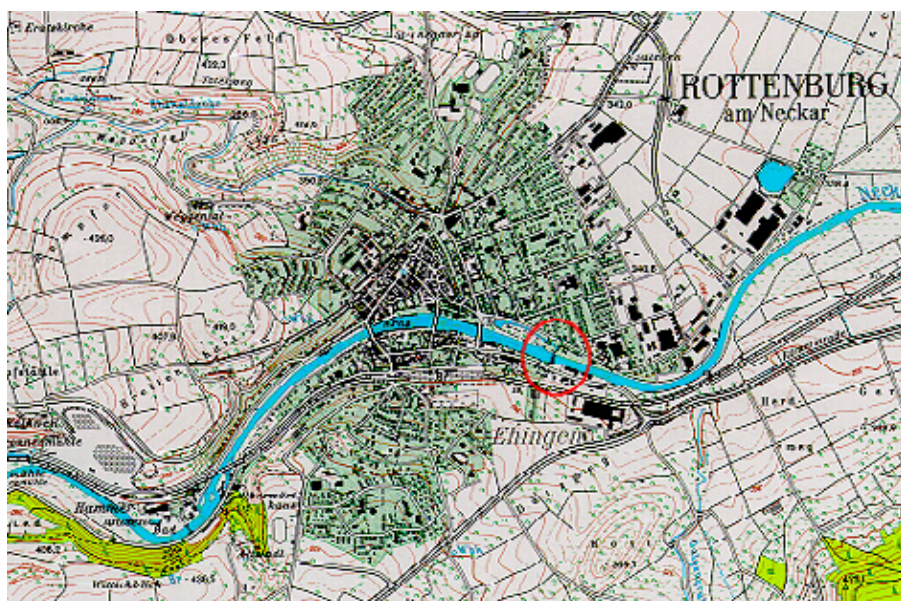


Abb. 4.20: Lage der Anlage.

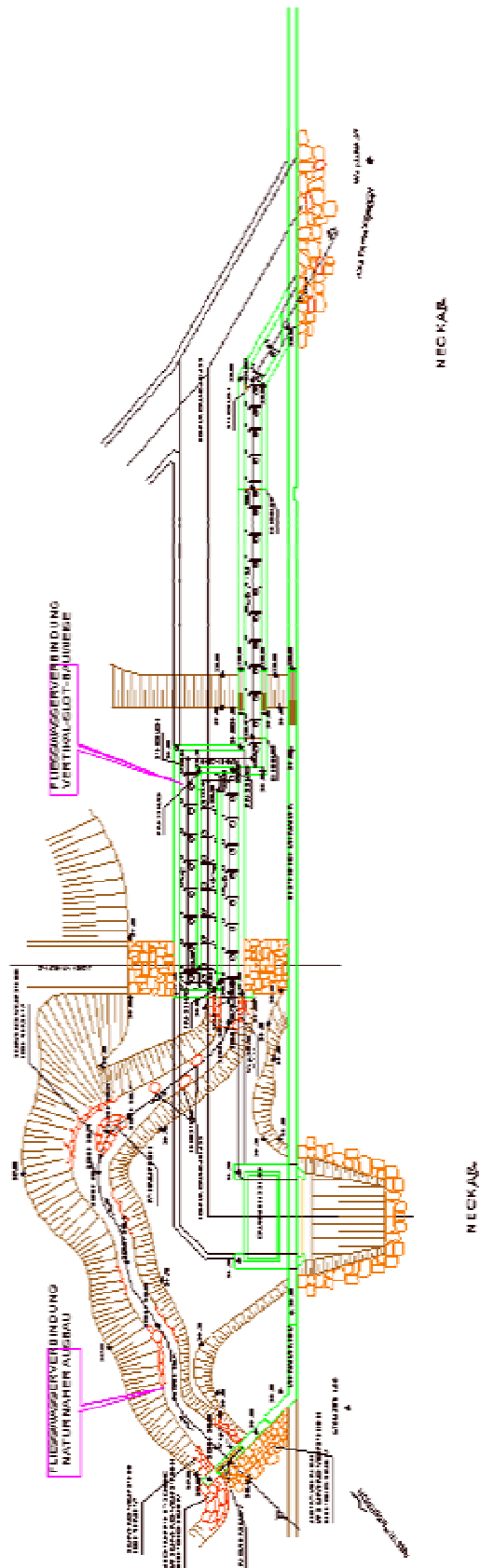


Abb. 4.21: Grundriss der Anlage.



Abb. 4.22: Blick vom OW auf den Einlaufbereich mit Schwimmbalken und Regulierschütz.



Abb. 4.23: Nahaufnahme des Einlaufbereiches mit durchgängigem Sohlenanschluss.



Abb. 4.24 und 4.25: Blick in den naturnahen oberen Teil der kombinierten Anlage in Fließrichtung schauend.



Abb. 4.26: Blick in den naturnahen Bereich gegen Fließrichtung.



Übergang durch einen entstandenen Absturz für Kleinlebewesen nur schwer überwindbar.


Abb. 4.27: Blick zum Übergang zum Vertical-Slot-Pass.



Abb. 4.28: Übergangsbereich naturnahes Gerinne/Vertical-Slot-Pass.



Abb. 4.29: Blick nach UW in den Vertical-Slot-Pass.

| Nr. 2: Kombinierte Anlage WKA Rottenburg „Beim Preussischen“/Neckar (Baujahr 1991) | | | |
|--|--|---|---|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Stadt Rottenburg Kreis Tübingen; A_{E_0} 1810 km ² . | | |
| Angaben zum Bauwerk | | | |
| Betriebsabfluss: | 0,20 m ³ /s | Mittleres Sohlliniengefälle: | 1:6,4 |
| Höhendifferenz OW/UW: | 5,30 m | Breite: | 1,0 m bis 1,80 m |
| Länge: | 39,30+78,35 = 117,65 m | Sonstiges: | Kombination aus natürlichem Step-Pool-System integriert in eine Teilrampe |
| Hinweise zur Bemessung und Gestaltung | Zur Bemessung wurden Abschätzungen nach Bernoulli und Poleni durchgeführt. Die kombinierte Anlage wurde als Naturstein-Beckenpass ausgebildet. In die einzelnen Ruhebecken (Pools) wurde kein Sohlensubstrat eingebracht. Die Natursteine wurden in Beton verlegt. Im unterwasserseitigen Auslaufbereich wurde die Sohle durchgängig angeschlossen. Beim oberwasserseitigen Einlaufbereich ist die Sohle nicht durchgängig. Eine Nachbettsicherung ist vorgesehen. | | |
| Hinweise zur Bauausführung | Die Baukosten betragen ca. 280.000,- DM. | | |
| Bisherige Erfahrungen | Es wurden neben Sichtkontrollen auch Probefischungen mit einer Reuse durchgeführt. Dabei konnten Fische, Glasaalen und Wirbellose nachgewiesen werden. Aus heutiger Sicht ist die Anlage zu steil und die Abstürze zu groß. Die Lage ist zu beengt. | | |
| Zuständige |  Planer: | DR. HUTAREW & PARTNER Wilhelmshöhe 15, 75173 Pforzheim Tel.: 07231/2000-0 | |

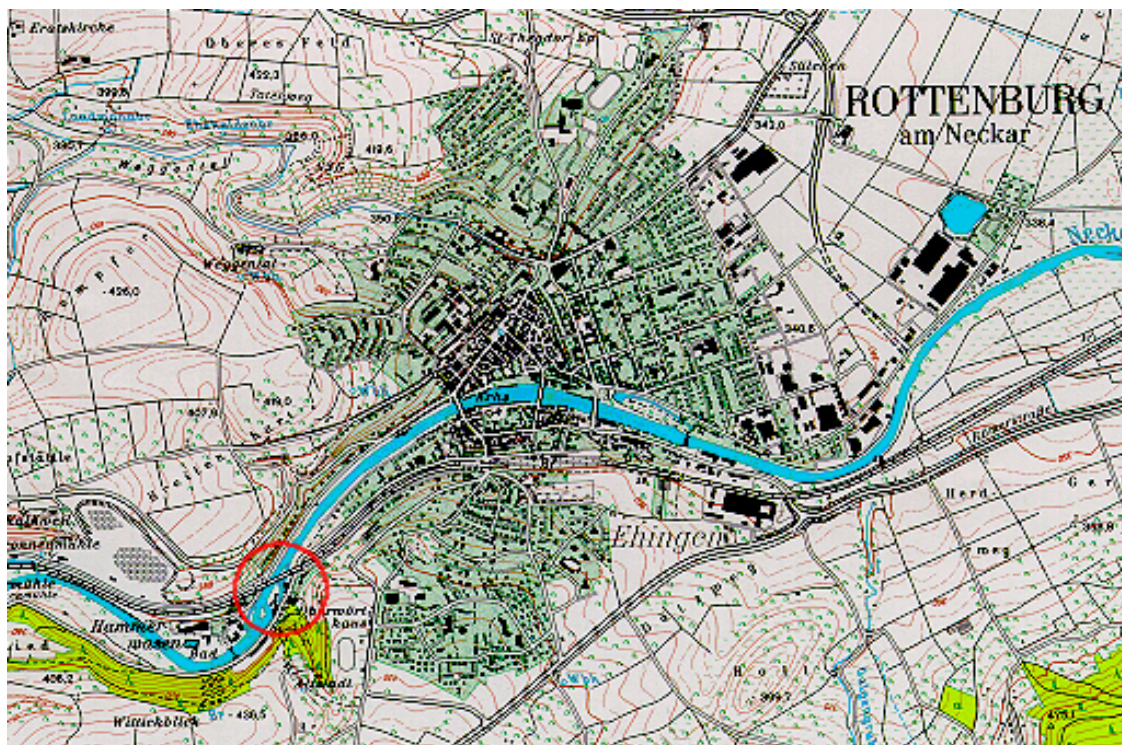


Abb. 4.30: Lage der Anlage.

Kombinationsgewässer WKA Rottenburg/Neckar - Grundriss



Kombinationsgewässer WKA Rottenburg/Neckar - Langsschnitt

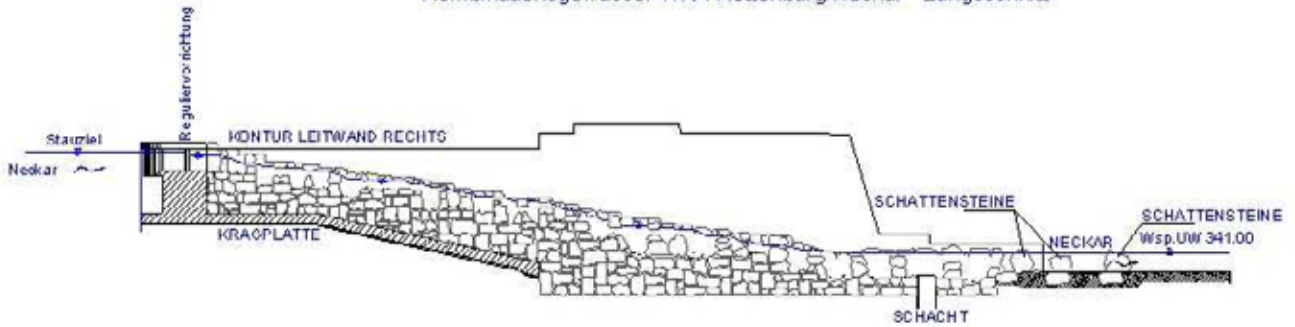


Abb. 4.31: Grundriss und Ansicht der Anlage.

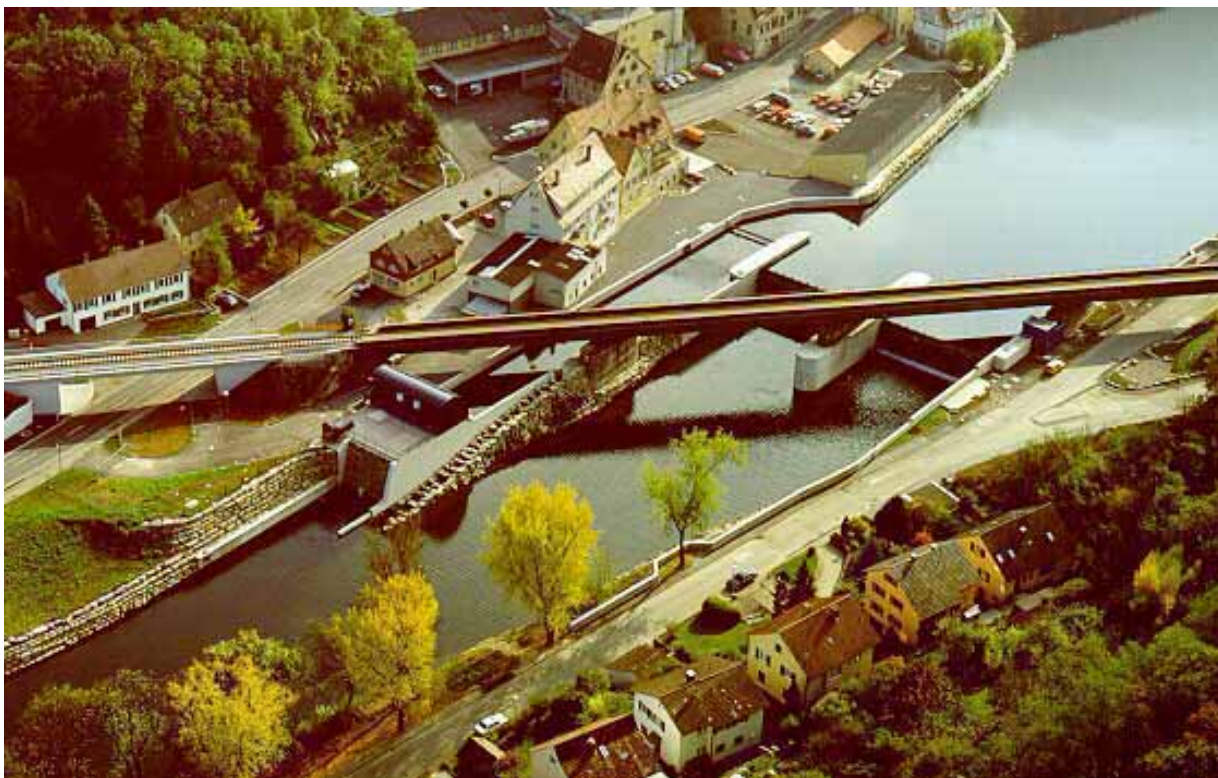


Abb. 4.32: Luftbild der Wasserkraftanlage, an der rechten Wehrwange befindet sich das Umgehungsgewässer.



Abb. 4.33: Einlaufbereich im Oberwasser mit Regulierschütz.



Abb. 4.34: Blick in das Step-Pool-System vom OW aus.



Abb. 4.35: Blick vom UW auf die Anlage, rechts ist die Wehranlage gut zu erkennen.

Nr. 3: Raugerinne-Beckenpass, WKA Fahrnau,/Wiese (Baujahr 2001)


| | | | |
|--|---|------------------------------|--|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Kreis Lörrach, Gemeinde Fahrnau; A ₀ ca. 209 km ² | | |
| Angaben zum Bauwerk | | | |
| Betriebsabfluss: | 200 l/s | Mittleres Sohlprofilgefälle: | 1 : 25 (4 %) |
| Höhendifferenz OW/UW: | 5,80 m | Beckenbreite: | 2,0 - 4,50 m |
| Länge: | 150 m | Sonstiges: | Kombination aus natürlichem Gewässerlauf und Raugerinne-Beckenpass |
| Hinweise zur Bemessung und Gestaltung | <p>Bemessung:</p> <p>Gesamtlückenbreite: 0,4 m</p> <p>Wassertiefe: > 50 cm</p> <p>Steingrößen: Steinriegel = 1,0 - 1,2 m Ufersteine = 0,6 - 0,8 m</p> <p>Sohlenaufbau: Sohlenabdichtung mit Bentonitmatte, 10 cm Kies, 30 cm Grobkies bzw. Wasserbausteine Klasse II</p> <p>Maßnahmen gegen Verstopfung: Tauchwand</p> <p>Gestaltung:</p> <p>Die kombinierte Anlage führt in Form eines Raugerinne-Beckenpasses um das Maschinenhaus herum und mündet unmittelbar unterhalb. Von dem oberen Abschnitt zweigt ein Kanal in Richtung Fahrnau ab, der Abfluss in diesem Teil ist entsprechend höher.</p> <p>Die Integration mehrerer Ruhebecken in das Kombinationsgewässer sowie einer zusätzlichen Leitung zur Erhöhung der Lockströmung sind berücksichtigt.</p> <p>Errichtung eines Durchlassbauwerks durch den Oberwasserdamm und Vernetzung des Gewerbekanal mit der Wiese.</p> <p>Bedingt durch die beengten Platzverhältnisse (Versorgungsleitungen und Nutzungen) wurden zur Reduktion des Ufereinschnittes die Böschungen mit begrünten Drahtschotterkörben gestaltet.</p> <p>Die Abflussregulierung erfolgt über einen Steinriegel im Einlaufbereich. Zur Verstärkung der Leitströmung wurde der untere Abschnitt in einem steileren Gefälle ausgeführt und die Beckenbreite auf 1,3 m verringert. Unter dem niedrigsten Unterwasserspiegel führt parallel zur Ufermauer eine Anrampung als Sohlenanschluss an die natürliche Gewässersohle.</p> | | |
| Hinweise zur Bauausführung | Sohlenabdichtung mit Bentonitmatten. Die Querriegel im unteren Abschnitt musste mehrfach korrigiert werden, da die geplanten Wasserspiegellagen nicht erreicht wurden. | | |
| Bisherige Erfahrungen | Die Anlage ist funktionstüchtig. | | |
| Zuständige |  <p>Ingenieurbüro Dr.-Ing. Rolf-Jürgen Gebler Friedhofstraße 6/5 D-75045 Walzbachtal ☎ +49 / 72 03 / 83 55 ☎ +49 / 72 03 / 83 58 ✉ info@rj-gebler.de</p> <p>Planer:</p> | | |



Abb. 4.36: Übersicht.

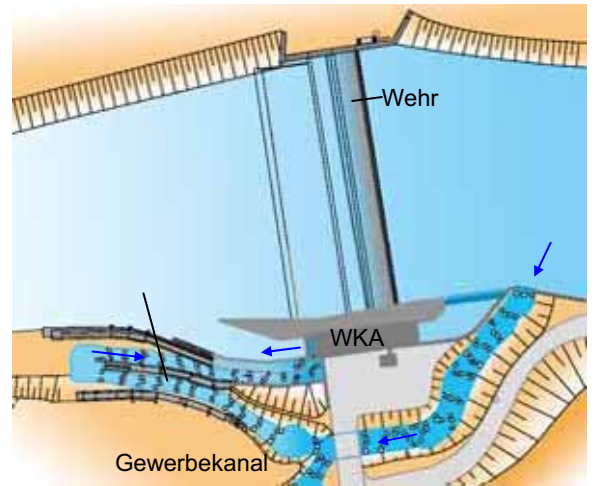


Abb. 4.37: Lageplan.

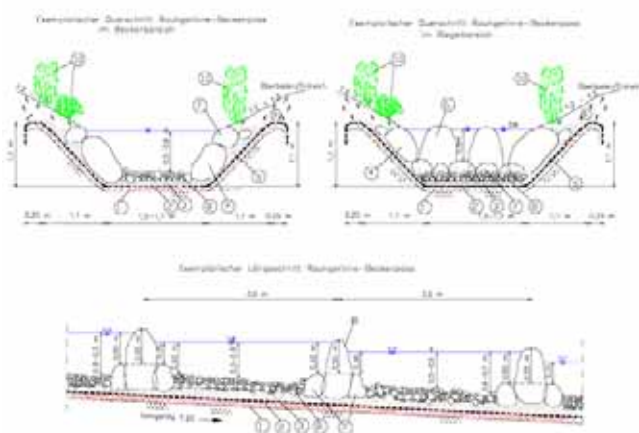


Abb. 4.38: Querprofile und exemplarischer Längsschnitt.




Abb. 4.39: Herstellung Steinriegel.



Abb. 4.40 und 4.41: Abschnitt des Kombinationsgewässers im beengten Umfeld unterhalb der Wasserkraftanlage im Bau und nach Fertigstellung.

Abb. 4.42: Mündungsabschnitt des Kombinationsgewässers.

Nr.: 4 Raugerinne-Beckenpass, Maulburg/Wiese (Baujahr 2001)

| | | | |
|--|---|-----------------------------|--|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Kreis Lörrach, Gemeinde Maulburg; A _{EO} ca. 332 km ² | | |
| Angaben zum Bauwerk | | | |
| Betriebsabfluss: | 0,2 - 0,25 m ³ /s | Mittleres Sohlliniengefälle | 1 : 20 (5 %) |
| Höhendifferenz OW/UW: | 3,80 m | Beckenbreite: | 1,50 m |
| Länge: | 80 m | Sonstiges: | Kombination aus natürlichem Gewässerlauf und Raugerinne-Beckenpass |
| Hinweise zur Bemessung und Gestaltung | <p>Randbedingungen bei der Planung: Beengte Platzverhältnisse aufgrund Wehrwange, Gewerbekanal, Zufahrtsstraße und Schliebachdüker. Zusätzlich Integration einer Leitwasserleitung.</p> <p>Bemessung:</p> <p>Gesamtlückenbreite: 0,4 m Wassertiefe: 0,6 m Steingrößen: Steinriegel = 1,0 - 1,3 m Ufersteine = 0,6 - 1,2 m</p> <p>Sohlenaufbau: Wasserbausteine mit Kiesauflage Maßnahmen gegen Treibgut: Regelbares Schütz.</p> <p>Gestaltung: Die Kombinierte Anlage führt in Form eines Raugerinne-Beckenpasses zwischen dem Kanal zur Wasserkraftanlage und dem Wehr, die Mündung liegt unmittelbar unterhalb der Wehrstufe. Bedingt durch die sehr beengten Platzverhältnisse (Kanal, Wehr bzw. Wiese und ein rechtwinklig in die Wiese mündendes Dükerbauwerk einer Einleitung im UW) führt das Gerinne in einem mehrfach gewunden Verlauf, teilweise in einem Betongerinne in das UW. Zur Erhöhung der Lockströmung führt eine Leitung vom Einlauf nochmals ca. 200 l/s in das UW an die Mündung.</p> <p>Errichtung eines Einlaufbauwerks unmittelbar vor dem Einlauf in den Kanal durch den Oberwasserdamm und Vernetzung des Gewerbekanals mit der Wiese. Die Abflussregulierung erfolgt über die ersten Steinriegel im Einlaufbereich. Das Einlaufschütz dient zur Treibgutabweisung. Zur Abflusskonzentration wurde an der Mündung eine Stahlblende eingebaut.</p> | | |
| Hinweise zur Bauausführung | Zur Sicherung der Riegelsteine wurden diese sowohl im Betongerinne als auch im übrigen Verlauf in Beton gesetzt. Abdichtung zwischen dem Betongerinne mit Bentonitmatte. | | |
| Bisherige Erfahrungen | Die Stahlblende wurde bei Hochwasser zerstört und muss massiver ausgeführt werden. Anlage ist nach Auskunft der Fischereifachstelle funktionstüchtig. | | |
| Zuständige | Planer:  Ingenieurbüro Dr.-Ing. Rolf-Jürgen Gebler Friedhofstraße 6/5 D-75045 Walzbachtal ☎ +49 / 72 03 / 83 55 📠 +49 / 72 03 / 83 58 ✉ info@b-gebler.de | | |

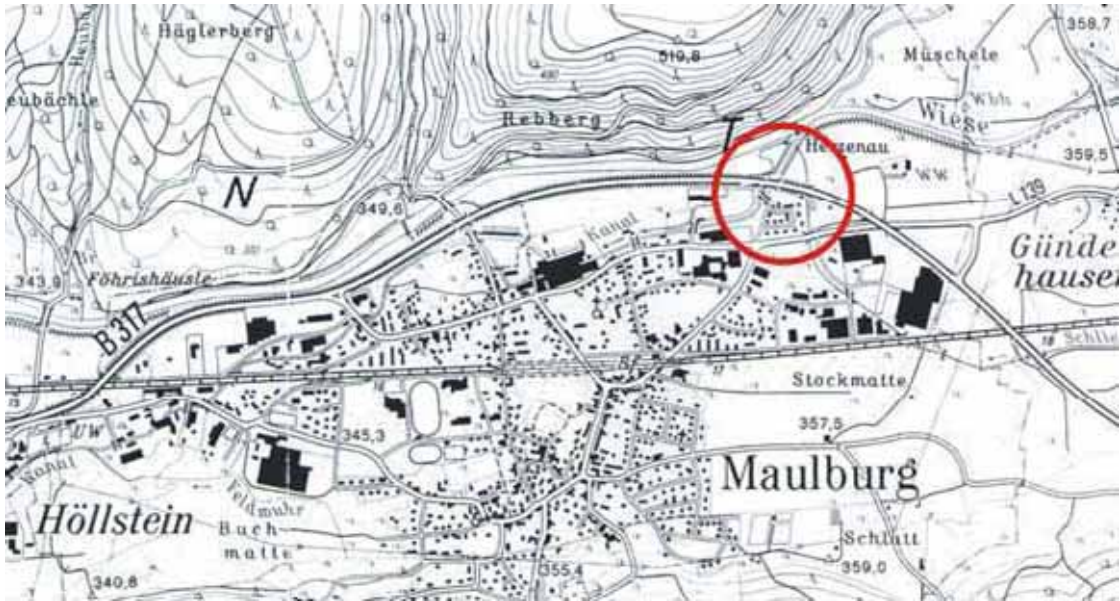


Abb. 4.43: Lage der Anlage.



Abb. 4.44 und 4.45: Die Blocksteine sind in Wasserbausteinen und teilweise Beton eingebunden. Das Sohlenmaterial besteht aus Wasserbausteinen und Kies aus der Wiese.



Abb. 4.46: Abzweig des Kombinationsgewässers vom Mühlkanal. Das regelbare Schütz dient als Tauchwand.



Abb. 4.47: Oberer/mittlerer Abschnitt des Umgehungsgewässers. Die Querriegel sind durch die Stauspiegelschwankungen im Oberwasser leicht überströmt.



Abb. 4.48: Gesamtansicht von Oberwasser




Abb. 4.49: Unterer Abschnitt mit Mündungsschlitz



Abb. 4.50: Mündungsblende aus Stahlblech zur Abflusskonzentration unmittelbar unterhalb der Wehrstufe. Links im Bildrand ist die Bypassleitung erkennbar.

Nr. 5: Kombinierte Anlage WKA I 542 an der Großen Lauter (Baujahr 1991)

| | | | |
|--|--|-----------------------------------|--|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Lauterach; $A_{Ez} = 298 \text{ km}^2$ | | |
| Angaben zum Bauwerk | | | |
| Betriebsabfluss: | ca. 150 l/s | Mittleres Sohllinien- gefälle: | 1 : 18 (Rampe) 0,1 % (Umleitungsgewässer) |
| Höhendifferenz OW/UW: | ca. 1,40 m (Rampe) | Mittlere Breite: | 2,5 m |
| Länge: | ca. 25 m (Rampe) ca. 2.600 m Umgehungs- gewässer | Sonstiges: | Kombination aus Rampe und natürlichem Umgebungsgewässer |
| Hinweise zur Bemessung und Gestaltung | <p>Randbedingungen bei der Planung: Errichtung einer Riegelrampe in Schüttsteinbauweise zur Herstellung der Durchwanderbarkeit eines bereits bestehenden Umgebungsgewässers. Ferner sollte auch das Umgebungsgewässer optimiert werden.</p> <p>Bemessung der Steinriegel und Beckenlängen auf der Rampe:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Beckengestaltung <ul style="list-style-type: none"> Wassertiefe 40 cm Beckenlänge 1,5 – 2,0 m Maximale Stufenhöhe 10 cm - Bemessung der erforderlichen Steingrößen <ul style="list-style-type: none"> Kantenlänge $l = 0,18 \text{ m}$ <p>Schichtdicke und Beschaffenheit des Sohlensubstrates: Filtervlies 15 cm Kiesschüttung 75 cm Wasserbausteine Klasse III (15 – 45 cm)</p> <p>Lage und Art des hydraulischen Kontrollquerschnittes: Oberwasserseitiger Einlauf in die Rampe durch Steinriegel.</p> | | |
| Hinweise zur Bauausführung | Die Riegelbreite wurde im oberen Teil des Umgebungsgewässers auf 2,7 m aufgeweitet. Die Linienführung der Rampe wurde zur Schonung des Baumbestandes vor Ort festgelegt. Dadurch ergab sich die Gesamtlänge der Rampe von 25 m. Im Mündungsbereich wurde das Umleitungsgewässer zur Erzeugung einer Leitströmung durch eine Steinschüttung auf ca. 1 m eingeengt. | | |
| Bisherige Erfahrungen | Bereits wenige Wochen nach dem Bau wurden Fische und Flusskrebse in der Anlage beobachtet. Durch spielende Kinder wurden die Steinriegel teilweise verändert. Zur Vermeidung von Manipulationen sollte deshalb der Einlaufquerschnitt z. B. mit Beton fixiert werden. | | |
| Zuständige | Herzog + Partner  Planer: Beratende Ingenieure VBI | | Im Bögel 7, 76744 Wörth Tel: 07271/42300 Fax: 42596 |

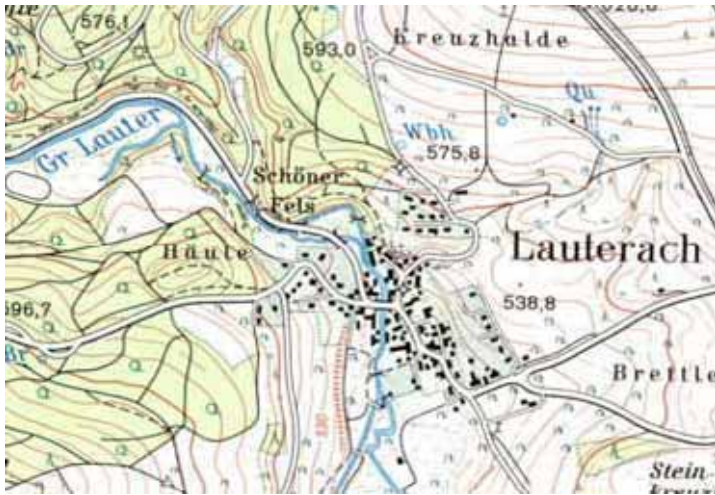


Abb. 4.51: Lage der Anlage.



Abb. 4.52: Anlage im Bauzustand. Einbringung der Steinschüttung auf eine Kieslage.



Abb. 4.53: Rampenbauwerk unmittelbar nach Fertigstellung.



Abb. 4.54: Draufsicht des Umgebungsgewässers mit Lage der Rampe.



Abb. 4.55: Blick auf den oberwasserseitigen Einlaufbereich mit Wehranlage ca. 1 Jahr nach Fertigstellung. Eine Reihe Steinriegel kontrolliert den Abfluss.




Abb. 4.56: Oberwasserseitiger Einlaufbereich 2 Jahre nach Fertigstellung. Im Hintergrund die Große Lauter.



Abb. 4.57: Gut erkennbare Beckenstruktur und abwechslungsreiche Fließverhältnisse.

Nr. 6: Kombinierte Anlage Wehr Besigheim/Enz (Baujahr 2002)

| | | |
|--|---|---|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Besigheim am Enzwehr (Stauanlage Triebwerk Nr. 29); $A_{E0} = 2227 \text{ km}^2$ | |
| Angaben zum Bauwerk | | |
| Betriebsabfluss: | 1,0 m ³ /s ab Fertigstellung, 1,5 m ³ /s ab 01.01.2006, 1,8 m ³ /s ab 01.06.2016 | |
| Höhendifferenz OW/UW: | ca. 0,75 m | |
| Länge: | ca. 19 m | |
| Hinweise zur Bemessung und Gestaltung | <p>Das Umgebungsgewässer ist in der ehemaligen Floßgasse in Rampenbauweise hergestellt. Die Rampe ist auf einer bis zu 40 cm dicken Betonsohle gegründet, welche die Wasserhaltigkeit gewährleistet. Die Seitenflanken werden durch die Betonwangen der ehemaligen Floßgasse gefasst. Die mittlere Breite beträgt ca. 4 m und das mittlere Gefälle ca. 1:25.</p> <p>Im Einlaufbereich wurde eine Schwelle mit einer Oberkante von 50 cm unter Stauziel vorgesehen. Die Anbindung an das Oberwasser besteht aus einer lose geschütteten Anrampung aus in Sohlensubstrat versetzten Schwergewichtssteinen. Die Möblierung des Gerinnes erfolgte durch Querschnittsverbauung mit Lenk- und Störsteinen in ca. 40 cm starken Enzsubstrat. In Beton eingebundene Querriegel sichern die Stabilität des eingebrachten Substrates.</p> <p>Die geplante Option zur Erhöhung der Beaufschlagung von 1 m³/s über 1,5 m³/s bis 1,8 m³/s erfolgt durch Reduzierung des Verbauungsgrades am Kontrollquerschnitt. Im Anschluss an die Rampe ist eine Kolk-Rinne profiliert, die einen ausreichenden Lockstrom gewährleistet und den Übergang zum Enzmutterbett bildet. Das Umgebungsgerinne am Enzwehr Besigheim schafft die Durchgängigkeit an der ersten Querverbauung vor Einmündung in den Neckar.</p> | |
| Hinweise zur Bauausführung | Bauzeit war vom 05.09.2002 bis 10.10.2002. Die Stadt Besigheim übernimmt die Pflege und Unterhaltung. | |
| Bisherige Erfahrungen | Der Bau wurde vom Regierungspräsidium Stuttgart intensiv begleitet. Die bisherigen Erfahrungswerte weisen eine volle Funktionsfähigkeit des Verbindungsgewässers auf. Nachmessungen bestätigen die Funktionsfähigkeit. | |
| Zuständige | Regierungspräsidium Stuttgart Stadt Besigheim | Planer:  DR. HUTAREW & PARTNER Wilhelmshöhe 15, 75173 Pforzheim Tel.: 07231/2000-0 |

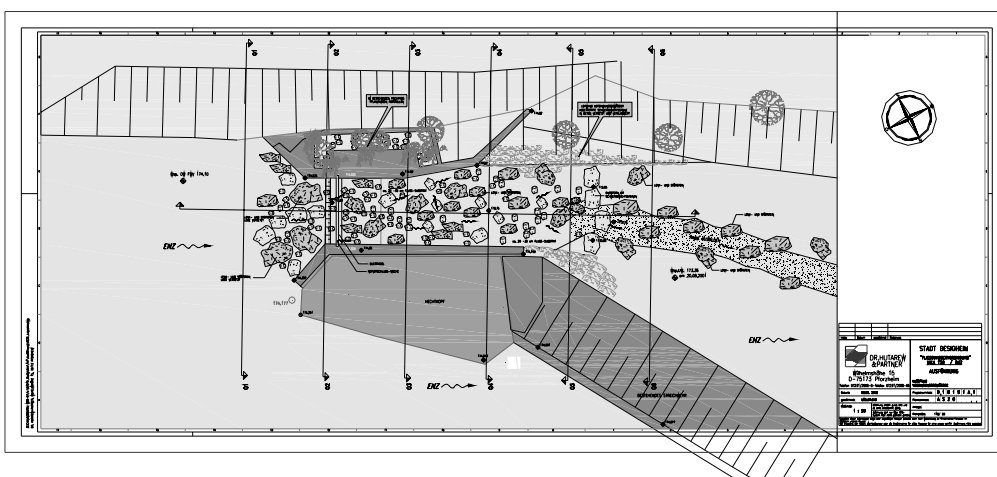


Abb. 4.58: Lageplan.



Abb. 4.59: Floßgasse Urzustand.



Abb. 4.60: Lenk- und Störsteine.



Abb. 4.61: Blick in das Gerinne Richtung Unterwasser.



Abb. 4.62: Fließbild Blick von Oberwasser nach Unterwasser.



Abb. 4.63: Fließbild Blick von Unterwasser nach Oberwasser.

Nr. 7: Kombinierte Anlage, Balingen/Eyach (Bachmann 2000)

| | | |
|--|--|--|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Balingen am Zollernwehr; $A_{EO} = 118,8 \text{ km}^2$ | |
| Angaben zum Bauwerk | | |
| Betriebsabfluss: | ca. 150 l/s bis 200 l/s | |
| Höhendifferenz OW/UW: | ca. 5,31 m | |
| Länge: | ca. 207 m | |
| Hinweise zur Bemessung und Gestaltung | <p>Das Umgehungsgewässer ist in 4 Abschnitte unterteilt. Abschnitt 1 wird durch den umgestalteten historischen Mühlkanal gebildet. Die Fließwasserbeileitung (Ausstieg), am historischen Wasserturm gelegen, führt über einen Sedimentationstrichter und ein Regulierschütz in den Mühlkanal, der ein Gefälle von ca. 1:260 und eine Breite von ca. 1,7 m bis 2,0 m besitzt. Die Wangen des Kanals wurden in Natursteinbauweise sowie in Stahlbetonbauweise saniert. Auf der wasserhaltigen Sohle des Kanals wurden in ca. 30 cm starkem Sohlensubstrat Lenk- und Störsteine versetzt.</p> <p>Abschnitt 2 ist in Querriegelbauweise hergestellt und hat ein Gefälle von ca. 1:25. Die Breite beträgt hier ca. 3,0 m.</p> <p>Die Leitwände des Rechteckprofils wurden in Schwergewichtsbauweise aus Natursteinen hergestellt. Die Steinschwellen (Querriegel) sind in einem Achsabstand von ca. 3 m angeordnet. Der Übergang um 90° hat einen zentralen städtebaulichen Charakter.</p> <p>Abschnitt 3 ist als Schlitzpass gestaltet mit einem Gefälle von ca. 1:10. Die Breite beträgt hier ca. 1,30 m. Abschnitt 4 führt ins Unterwasser und ist in Rampenbauweise mit einem Gefälle von 1:20 und einer Breite von ca. 2 m hergestellt. Der Verlauf ist flussparallel.</p> | |
| Hinweise zur Bauausführung | Hohe städtebauliche Anforderung, da historische Substanz. Bauzeit war vom 02.05.2000 bis 22.10.2000. Die Arbeiten wurden zeitgleich mit der Neuordnung und Sanierung des Gebietes „Klein Venedig“ im innerstädtischen Bereich von Balingen durchgeführt. Durch die Art der Vierteilung wird das Bauwerk den gewachsenen Gefälleverhältnissen bestens gerecht. | |
| Bisherige Erfahrungen | Der Bau wurde vom Fischereisachverständigen des Regierungspräsidiums begleitet. Die bisherigen Erfahrungswerte sprechen für eine uneingeschränkte Funktionsfähigkeit des Umgehungsgewässers. Der Fischaufstieg ist ein Gewässer II. Ordnung und wird von der Stadt Balingen unterhalten. | |
| Zuständige | Regierungspräsidium Tübingen Landratsamt Zollernalbkreis | Planer:  DR. HUTAREW & PARTNER Wilhelmshöhe 15 75173 Pforzheim Tel.: 07231/2000-0 |



Abb. 4.66: Einlauf.



Abb. 4.67: Abschnitt 1.



Abb. 4.68: Abschnitt 2.



Abb. 4.69: Abschnitt 3.

Nr. 8.1: Kombinierte Anlage – Umgebungsgewässer Rottenburg-Kiebingen/Neckar (Baujahr 2003)

| | |
|--|---|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Wehr der WKA Rottenburg-Kiebingen, Landkreis Tübingen, Neckar Fkm 251,0, A _{to} ca. 1.800 km ² |
| Angaben zum Bauwerk | |
| Betriebsabfluss: | 300 l/s |
| Höhendifferenz OW/UW: | Naturnahes Umgebungsgewässer 1,15 m, Becken-Schlitz-Pass 7,6 m |
| Länge: | Naturnahes Umgebungsgewässer 100 m, Becken-Schlitz-Pass 140 m |
| Hinweise zur Bemessung und Gestaltung | <p>Das Umgebungsgewässer liegt in dem rund 20 m breiten Vorlandabschnitt zwischen dem Neckar und einem Wirtschaftsweg in dessen Trasse der Haupttransportkanal zur Kläranlage Rottenburg verläuft. Damit war die verfügbare Breite des Gerinnes vorgegeben.</p> <p>Der Abfluss von 300 l/s war durch die Funktion des anschließenden Becken-Schlitz-Passes festgelegt. Die Abflusskontrolle liegt an der Entnahme und wurde mit Muschelkalkblöcken nach dem Dimensionierungsansatz dieses Leitfadens gestaltet.</p> <p>Eine Besonderheit des Bauwerks ist die Lage im Wasserschutzgebiet der Schutzzone 2. Das Landratsamt Tübingen forderte im Wasserrechtsverfahren eine Abdichtung zum Schutz des Grundwasserleiters im Alluvium des Neckartales. Folgender Aufbau über dem Untergrund wurde gewählt: Sand 5 bis 10 cm, Filtervlies, PE-HD-Folie 1,5 mm, Erosionsschutzmatte, Kies 0/32 mm 10 cm, Neckarkies 20 cm. Einzelne Steinblöcke zur gezielten Beeinflussung der Strömung.</p> <p>Die besondere Situation, dass im Hochwasserfall der Abfluss im Umgebungsgewässer am Übergangsbauwerk zum Becken-Schlitz-Pass begrenzt ist, erlaubte es, eine nahezu natürliche Sohlengestaltung vorzusehen. Von einer Kiesanlandung im Neckar wurde natürliches Geschiebe entnommen und an der Sohle des Umgebungsgewässers mit wechselndem Sohlgefälle unregelmäßig geschüttet.</p> <p>Im Bereich größeren Sohlengefalles wurden über dem Flusskies kopfgroße Steine flächig eingebracht, die optimal für die Gestaltung einer Stromschnelle sind. Einzelne gezielt gesetzte große Steinblöcke sorgen für strömungsarme Zonen oder Rückströmungen sowie kleinräumig variierende Fließgeschwindigkeiten.</p> |
| Hinweise zur Bauausführung | <p>Da das Landratsamt Tübingen die Abdichtung des Umgebungsgewässers gefordert hatte, stellte sich die Frage des Nachweises der Dichtigkeit. Es wurde folgendermaßen verfahren: Nach dem Einbau der PE-HD-Folie und deren Anschluss an die Betonbauwerke mittels Klemmleisten war die „Wanne“ mit Wasser zu füllen und die Entwicklung des Wasserstandes über 24 Stunden zu beobachten (2 Pegellatten). Weiterhin wurden mehrere Grundwassermessstellen überwacht, die erfahrungsgemäß sehr kurzfristig auf Infiltration reagiert hätten. Der Anschlussquerschnitt zum Becken-Schlitz-Pass konnte nicht vollständig abgedichtet werden. Das austretende Wasser musste deswegen aus dem 1. Becken des Becken-Schlitz-Passes in die „Wanne“ zurückgepumpt werden.</p> |


| | | |
|-------------------------------|--|--|
| | <p>Nachdem die erste Dichtigkeitsprüfung erfolgreich abgeschlossen war, wurde das Umgebungsgewässer fast vollständig fertig gestellt. Die Dichtungsfolie hätte beim Einbau der Kiesschüttung und vor allem der schweren Blocksteine unter Umständen beschädigt werden können. Um eine Leckage ausschließen zu können, war eine zweite Dichtigkeitsprüfung vorgesehen, die auf Antrieb erfolgreich war.</p> <p>Danach waren lediglich noch Restarbeiten durchzuführen, die keine Gefahr für die Abdichtung darstellten; z. B. Oberbodenauftrag und Begrünung.</p> | |
| Bisherige Erfahrungen: | <p>Mit der Abflusskontrolle entsprechend diesem Leitfaden wurden sehr gute Erfahrungen gemacht. Die Genauigkeit beträgt +/- 15 %.</p> <p>Die Fließgeschwindigkeiten und das Strömungsbild sind optimal. Eine erste Befischung im Juli 2004 belegt die Funktion des Umgebungsgewässers. Besonders erfreulich war der Umstand, dass das Umgebungsgewässer von der Fischfauna offensichtlich nicht nur als Aufstiegsmöglichkeit sondern auch als Lebensraum angenommen wird.</p> | |
| Zuständige: | Landratsamt Tübingen | Planer: Ingenieurbüro Dipl.-Ing. Thomas Nill Vogelsangstraße 1, 72149 Neustetten |
| Betreiber: | EnBW Kraftwerke AG, Rudolf-Fettweis-Werk, Werksstraße 5, 76596 Forbach |  |



Abb. 4.70: Nach dem Aushub, beim Einbringen des Sandes.



Abb. 4.71: Sandunterlage, Flies und PE-HD- Folie.



Abb. 4.72: Vlies über der PE-HD-Folie, Lockwasserstromleitung, Erosionsschutzmatte.



Abb. 4.73: Anschluss der Dichtungsfolie am Einlaufbauwerk.



Abb. 4.74: Gerinne mit Neckarkies.



Abb. 4.75: Betriebszustand, Blick Richtung Becken-Schlitz-Pass.



Abb. 4.76: Betriebszustand.



Abb. 4.77: Betriebszustand, Einlaufbereich.

Nr. 8.2: Kombinierte Anlage - Becken-Schlitz-Pass, Rottenburg- Kiebingen/Neckar (Baujahr 2003)

| | |
|--|---|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Wehr der WKA Rottenburg-Kiebingen, Landkreis Tübingen Neckar Fkm 251,0, A _{En} ca. 1.800 km ² |
| Angaben zum Bauwerk | |
| Betriebsabfluss: | 300 l/s |
| Höhendifferenz OW/UW: | Naturnahes Umgehungsgewässer 1,15 m, Becken-Schlitz-Pass 7,60 m |
| Länge: | Naturnahes Umgehungsgewässer 100 m, Becken-Schlitz-Pass 140 m |
| Hinweise zur Bemessung und Gestaltung | <p>Mit dem seit 2001 von der Ingenieurtochter der Energie Baden-Württemberg (EnBW), der EnBW Energy Solutions GmbH, weiterentwickelten sogenannten Becken-Schlitz-Pass wurde eine Bauweise erarbeitet, die die Vorteile der klassischen Bauweisen des Vertical-Slot- und des reinen Becken-Passes vereint. Im Gegensatz zu reinen Vertical-Slot-Pässen werden hier keine durchgehenden Profilschlitze vorgesehen. Beim Becken-Schlitz-Pass werden die Schlitze vielmehr aus hydraulischen Gründen nicht vollständig bis zum Boden geführt, um die resultierende Überfallhöhe zu reduzieren und somit den Abfluss optimal einstellen zu können. Gleichzeitig wird auf diese Weise erreicht, dass die für größere Fischarten sinnvolle Mindestschlitzbreite von 0,20 m keinesfalls unterschritten wird, sondern diese bei Bedarf noch entsprechend den lokalen Ansprüchen vergrößert werden kann. Die relativ großen sohlennahen Schlupflöcher ermöglichen darüber hinaus den bodennah lebenden Fischarten sowie der benthische Fauna in Verbindung mit dem eingebauten groben Sohlensubstrat eine gute Durchwanderbarkeit.</p> <p>Des Weiteren lässt diese Bauweise eine Anpassung an verschiedenartige Abflussverhältnisse zu, ist verhältnismäßig unempfindlich gegenüber wechselnden Oberwasser- und Unterwasserständen sowie relativ unempfindlich gegenüber Verstopfungen und damit wartungsarm.</p> <p>Bemessung:</p> <ul style="list-style-type: none"> ▪ Becken: 37 Stück, 3,60 m Länge, 1,80 m Breite (Innenmaße) ▪ mittlere Wassertiefe über Sohlensubstrat: 0,90 m ▪ Schlupflochabmessungen (abflusswirksamer Anteil): 0,20 m Breite, ca. 0,30 m Höhe ▪ Schlitz/Kronenausschnitt: 0,30 m Breite, ca. 0,71 m mittlere Überfallhöhe (oberwasserseitig) ▪ Wasserspiegeldifferenz: 0,20 m ▪ durchschnittliche Sohlensubstrathöhe: 0,30 m <p>Besondere Gestaltung des Einstiegs:</p> <p>Um einen stabilen Leitstrom zu erzeugen und damit die Anziehungskraft in das technische Umgehungsgewässer zu verstärken - das Bauwerk musste auf der dem Kraftwerk gegenüberliegenden Uferseite angeordnet werden - wurde die letzte Trennwand mit einem einzigen schlitzförmigen Ausschnitt versehen, der bis nahezu auf Sohlenniveau herunterreicht und durch den der gesamte Durchfluss abgegeben wird. Die für einen hydraulisch kontrollierten Abfluss notwendige kleine Schwelle mit einer Höhe von 0,05 m ist auch für Kleinlebewesen problemlos zu überwinden, da diese sich letztlich nicht von den Unebenheiten des sonstigen groben Sohlenbelages unterscheidet. Der Sohlenanschluss im Unterwasser wurde</p> |


| | | |
|------------------------------------|--|--|
| | <p>durch einen aus größeren Steinen bestehenden Übergang zur Gewässersohle erreicht. Um bei höheren Unterwasserständen einen Treibguteintrag zu verhindern, wurde die letzte Wand etwas höher gezogen.</p> | |
| Hinweise zur Bauausführung: | <p>Bei dieser Bauweise bietet es sich grundsätzlich an, die Trennwände aus Fertigteilen herzustellen, um eine höhere Maßhaltigkeit und bessere Qualität, z. B. der abgerundeten Kanten, sowie eine Kostenoptimierung zu erzielen. Dementsprechend wurden in Kiebingen die vorgefertigten Betonelemente in das U-förmige Betonbauwerk eingestellt und vergossen, bevor die Sohlensubstratschicht eingebracht wurde. Am Standort Kiebingen kam bei der Bauausführung erschwerend hinzu, dass eine äußerst massive Wehrwange durchschnitten werden und deren Stabilität und Standsicherheit auch nach dem Einbau des Becken-Schlitz-Pass gewährleistet sein musste.</p> | |
| Bisherige Erfahrungen: | <p>Seit der Inbetriebnahme konnte festgestellt werden, dass der Becken-Schlitz-Pass hydraulisch einwandfrei funktioniert und auch höhere Abflüssen infolge erhöhter Oberwasserstände problem- und schadlos abführte sowie äußerst wartungsarm ist. Mehrere Funktionskontrollen haben darüber hinaus gezeigt, dass nahezu alle typischen Neckarfischarten unterschiedlicher Größe und Altersstadien die Aufstiegs-hilfe gut annehmen und so das angebotene differenzierte Strömungsbild im Becken-Schlitz-Pass den Erwartungen sehr gut nachkommt.</p> | |
| Zuständige: | Landratsamt Tübingen | Planer: EnBW Energy Solutions GmbH Dr.-Ing. S. Heimerl Kriegsbergstraße 11 70174 Stuttgart |
| Betreiber: | EnBW Kraftwerke AG Rudolf-Fettweis-Werk Werksstraße 5 76596 Forbach |  |



Abb. 4.78: Luftbild der Anlage, links Fischaufstiegsanlage, Mitte Schlauchwehr, rechts Wasserkraftanlage.




Abb. 4.79: Becken des Becken-Schlitz-Passes mit typischer Trennwand und Sohlensubstrat.



Abb. 4.80: Einstieg in den Becken-Schlitz-Pass Kiebingen.



Abb. 4.81 und 4.82: Becken-Schlitz-Pass Kiebingen (links ohne, rechts mit Betriebsabfluss).

| Nr. 9: Raugerinne-Beckenpass, Wehr Rundel/Rotach (Baujahr 2002) | |
|---|--|
| Standort/Einzugsgebietsgröße: | Stadtgebiet Friedrichshafen, $A_{E0} = 136 \text{ km}^2$ |
| Angaben zum Bauwerk | |
| Funktion: | Fischaufstieg, aquatische Vernetzung |
| Rampenhöhe: | 2,80 m |
| Rampenlänge: | 44 m |
| Mittlere Rampenneigung: | 1:16 (6,25 %) |
| Rampenbreite: | ca. 3,0 m |
| Hinweise zur Bemessung und Gestaltung | <p>Bemessung</p> <p>Gesamtlückenbreite: 0,4 m Wassertiefe: 60 - 70 cm Steingrößen: Steinriegel = 1,3 - 1,4 m Sohlenaufbau: Beton 30 cm, Wasserbausteine Klasse II (15 cm, in den plastischen Beton gesetzt), Verfüllung mit Sohlenmaterial aus der Rotach</p> <p>Gestaltung</p> <p>Am Wehr Rundel wird ein Teil des Abflusses in eine Wasserkraftanlage ausgeleitet. Das Raugerinne wurde auf den Mindestabfluss von $0,3 \text{ m}^3/\text{s}$ ausgelegt und im links an das Wehr anschließende Gelände errichtet.</p> <p>Der Einlauf liegt ca. 14 m oberhalb des Wehres, das Raugerinne mündet 4 m unterhalb des Wehrrückens. Die Abflussregulierung erfolgt über die ersten beiden Steinriegel im Einlaufbereich.</p> <p>Um die lichte Beckenlänge zu erhöhen, wurden die Querriegel schräg zur Fließrichtung angeordnet. Dadurch ergibt sich eine längere Fließstrecke.</p> <p>Bei extremen Hochwasserereignissen tritt die Rotach über das ca. 90 m lange linksseitige Streichwehr. Das Gelände neben dem Wehr und der Beckenpass wird dann stark durchströmt. Das Raugerinne musste daher massiv gesichert werden (Beton-einbindung).</p> <p>Zur Erhöhung der Leitströmung und zur besseren Abführung von Treibgut wurde die Wehrkrone im linken Bereich etwas abgesenkt. Bei höheren Abflüssen findet daher der Hauptabfluss im Bereich des Fischaufstiegs statt.</p> <p>Besonderheit</p> <p>In der unteren Hälfte mündet der Allmannsweiler Bach in das Raugerinne.</p> |
| Hinweise zur Bauausführung | <p>Einbindung der Querriegel-Blocksteine des Raugerinne-Beckenpasses in eine 30 cm starke Betonplatte mit Bewehrung.</p> <p>Bedingt durch ungünstige Bodenverhältnisse (nicht ausreichend tragfähig) musste ein Bodenaustausch vorgenommen werden.</p> |
| Bisherige Erfahrungen | Nach dem Bau der Anlage wurden erstmalig viele aufgestiegene Seeforellen im Oberwasser der Anlage festgestellt. Innerhalb des Raugerinnes konnte eine große Anzahl von Seeforellen nachgewiesen werden. |
| Zuständige | <div style="display: flex; align-items: center;">  <div> <p>Ingenieurbüro Dr.-Ing. Rolf-Jürgen Gebler Friedhofstraße 6/5 D-75045 Walzbachtal ☎ +49 / 72 03 / 83 55 ☎ +49 / 72 03 / 83 58 ✉ info@ib-gebler.de</p> </div> </div> <p>Planer:</p> |

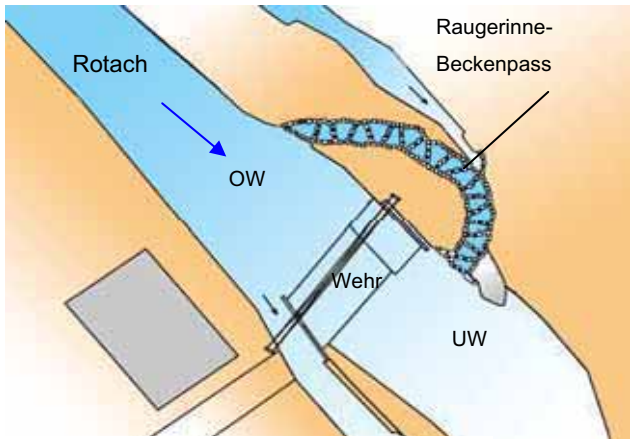


Abb. 4.83: Lageplan.



Abb. 4.84: Ansicht des Wehres und des Raugerinnes unmittelbar nach Fertigstellung. Deutlich sind die bogenförmige Linienführung des Raugerinnes und die massive Sicherung der Ufer zu erkennen.



Abb. 4.85: Einbau der Wasserbausteine zwischen den Riegeln in den noch plastischen Beton der Bodenplatte.



Abb. 4.86: Einlaufbereich des fertig gestellten Gerinnes. Erkennbar ist der schräge Einbau der Riegel zur Verlängerung der Fließstrecke.

5 Literatur

ADAN, B.; SCHWEVWES, U. (2001): Planungshilfen für den Bau funktionsfähiger Fischaufstiegsanlagen, Verlag Natur und Wissenschaft Solingen

BLEINES, W. (1951): Hydraulisch wirksame Absturzbauwerke, Wasserwirtschaft, 42. Jg., Heft 1, Friedrich Vieweg & Sohn, Wiesbaden, 1951/1952

BMV, BUNDESMINISTERIUM FÜR VERKEHR (1979): Empfehlungen für die Gestaltung von Wassersportanlagen an Binnenwasserstrassen, Bonn

BMWF (1994): Fischaufstiegshilfen an Gebirgsflüssen, Wien (Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft Österreich)

BOGNER, K.; MADER, H. (2001): Lockströmung bei naturnahen Umgehungsgerinnen im Potamal. Wasserwirtschaft 91 (4): 194 bis 199

BAW (2004): BAW- Brief Nr. 1 – März 2004, Bundesanstalt für Wasserbau

DAUCHER, H. (1999): Durchgängigkeitsbauwerke. In: WBW (Fortbildungsgesellschaft für Gewässerentwicklung mbH): Gewässernachbarschaften in Baden-Württemberg - Statusbericht 1998/1999, 55-61, Heidelberg.

DIAZ-ONOFRE, O. (2002): Das Verhältnis zwischen der Lift- und Schubkraft beim Bewegungsbeginn der Sedimente nach dem Prinzip einer minimalen hydrodynamischen Kraft. In: Wasserwirtschaft, Jg. 92, Heft 7/8

DIN (1996): DIN-Taschenbuch 211 Wasserwesen Begriffe und Normen, Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin

DITTRICH, A. (1998): Wechselwirkung Morphologie/Strömung naturnaher Fließgewässer, Karlsruhe (Mitteilungen des Instituts für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik der Universität Karlsruhe, 198)

DKV (2004): Wehrüberwindungsanlagen für Kanusportler, Empfehlungen, Deutscher Kanuverband e. V., Duisburg

DORNACK, S. (2001): Überströmbare Dämme - Beitrag zur Bemessung von Deckwerken aus Bruchstein, Dresden (Wasserbauliche Mitteilungen des Instituts für Wasserbau und technische Hydromechanik der Universität Dresden, 20)

DVWK (1996): Fischaufstiegsanlagen – Bemessung, Gestaltung, Funktionskontrolle, Bonn (Merkblätter zur Wasserwirtschaft, 232)

EINSTEIN, H. A.; EL-SAMNI, E. A. (1949): Hydrodynamic forces on a rough wall. Review of Modern Physics 21(3): 520-524

FIEDLER, K. (2002): Dimensionierungsverfahren für Raue Rampen - Vergleich und EDV - orientierte Umsetzung, Diplomarbeit an den Universitäten Innsbruck und München

GEBLER, R.-J. (1991): Sohlrampen und Fischaufstiege, Walzbachtal

GFG MBH (2005): Strukturelle Verbesserungen von Fließgewässern für Fische, Gemeinnützige Fortbildungsgesellschaft für Wasserwirtschaft und Landschaftsentwicklung der Deutschen Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (DWA), Mainz

GUMPINGER, C. (2001): Zur Beurteilung der Funktionsfähigkeit von Fischaufstiegshilfen: Zielstellung, Bewertungsgrundlagen und Methoden, Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft, 53. Jg., Heft 7/8, Springer Verlag, 2001, Seite 189

HARTUNG, F.; SCHEUERLEIN, H. (1970): Design of Overflow Rockfill Dams. Dixième Congrès des Grands Barrages, Montréal 1970

HASSINGER, R. (1991): Beitrag zur Hydraulik und Bemessung von Blocksteinrampen in flexibler Bauweise, Stuttgart (Mitteilungen des Instituts für Wasserbau der Universität Stuttgart, 74)

HASSINGER, R. (2000): Neue Wege zur Herstellung von Durchgängigkeit an Sohlstufen für Fische, Benthosorganismen und Kanusportler, Kassel

HEIMERL et al. (2005): Heimerl, S.; Homilius, S.; Standfuß, M.; Wurster, H.: Auslegung von Fischaufstiegsanlagen in Störsteinbauweise. In: Wasserwirtschaft 95 (2005), Heft 6

HORLACHER, H.-B., RADKE, R., SCHMUTTERER, CH., MARTIN, A., VOIGT, A. (2004): Funktionstüchtigkeit von Aufstiegshilfen für Fische und wirbellose Organismen – Abschlussbericht, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik der Universität Dresden, Forschungsbericht im Auftrag der Deutschen Bundesstiftung Umwelt (DBU)

IWK (1991): Wasserteiler in Fließgewässern, Theoretische Studie, Universität Karlsruhe Institut für Wasserbau und Kulturtechnik

JAMBOR, F. (1959): Mögliche Erhöhung der festen Wehrschwelle, sowie Gestaltung der damit verbundenen Wehrkonstruktion, im Besonderen des Sektorwehres, Die Bautechnik, 36. Jahrgang, Heft 6, Juni 1959

KELLER, A. (1975): Die Drift und ihre ökologische Bedeutung. Schweizerische Zeitschrift für Hydrologie 37(2)

KNAUSS, J. (1979): Flachgeneigte Abstürze, glatte und rauhe Sohlrampen, München (Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau der TU München, 41)

KNAUSS, J. (1981): Neue Beispiele für Blocksteinrampen an Flachlandflüssen, München (Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau der TU München, 45)

KNIESS, H.G. (1977): Bemessung von Schüttsteindeckwerken im Verkehrswegebau, Teil 1: Lose Steinschüttungen, Berlin (Mitteilungen der Bundesanstalt für Wasserbau, 42)

KOBUS, H.; WESTRICH, B.; HASSINGER, R. (1989): Hydraulische Gestaltung von Hochwasserentlastungsanlagen, Teil 4: Bemessungsgrundlagen für Dammscharten und Flutmulden. Stuttgart (Institut für Wasserbau der Universität Stuttgart im Auftrag des Ministerium für Landwirtschaft und Umwelt Baden-Württemberg)

KRÜGER; LABATZKI; STEIDL (1993): Naturnahe Gestaltung von Fischaufstiegsanlagen – Beispiele in Brandenburg. Wasserwirtschaft/Wassertechnik 1993(1)

LFU BW (1997): Dammscharten in Lockerbauweise bei Hochwasserrückhaltebecken, Handbuch Wasser 2, Heft Nr. 36, Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg

LFU BW (1999): Rauhe Rampen in Fließgewässern, Karlsruhe (Oberirdische Gewässer – Gewässerökologie, Heft Nr. 45), Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg

LFU BW (2002): Hydraulik naturnaher Fließgewässer, Teil 1 – Grundlagen und empirische hydraulische Berechnungsverfahren (Oberirdische Gewässer – Gewässerökologie, Heft Nr. 74), Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg

LFU BW (10.2005): Durchgängigkeit für Tiere in Fließgewässern, Teil 1 – Grundlagen (Oberirdische Gewässer – Gewässerökologie, Heft Nr. 95), Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg

LFU BW (12.2005): Mindestabflüsse in Ausleitungsstrecken – Grundlagen, Ermittlung und Beispiele (Oberirdische Gewässer – Gewässerökologie, Heft Nr. 97), Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg

LNU SH (7.2005): Empfehlungen zum Bau von Sohlgleiten in Schleswig-Holstein, Landesamt für Natur und Umwelt des Landes Schleswig-Holstein

LAND SALZBURG (2002): Salzburger Fischpass-Fibel, Salzburg (Gewässerschutz Band 1, 2. Auflage 2002)

LANGE, G.; LECHER, K. (1993): Gewässerregelung, Gewässerpflege. Naturnaher Ausbau und Unterhaltung von Fließgewässern, Hamburg, Berlin

LARSEN, P. (Hrsg.) (1991): Naturgemäße Bauweisen von Sohlenbauwerken und Fischaufstiegen zur Vernetzung der Fließgewässer, Karlsruhe (Mitteilungen des Instituts für Wasserbau und Kulturtechnik der Universität Karlsruhe, 181)

MULNLV NRW (2005): Handbuch Querbauwerke, Ministerium für Umwelt und Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz des Landes Nordrhein-Westfalen

NELSON, J.M., SCHMEECKLE, M. W., SHREVE, R.L. (2001): Turbulence and particle entrainment. Gravel Bed Rivers V, Ed. M. P. Mosley, 221-248, Wellington, New Zealand

NIEL, A. (1960): Über die Vernichtung kinetischer Energie durch niedere Gefällestufen, Österreichische Wasserwirtschaft, Heft 4, Jahrgang 12

INTERESSENGEMEINSCHAFT FÜR FISCHEREI BRUHRAIN 1972 E. V. (2005): Lebensraum Wasser, Heft 7, Graben-Neudorf, 4-31

PALT, S., DITTRICH, A. (2002): Stabilität von Gebirgsflüssen und Rauen Rampen - Entwicklung einer naturnahen Rampe, Österreichische Wasserwirtschaft, Heft 5-6, Jahrgang 54

PLATZER, G. (1982): Kriterien für den zulässigen spezifischen Abfluss über breite Blocksteinrampen, Österreichische Wasserwirtschaft, Heft 5-6, Jahrgang 34

PLATZER, G. (1983): Die Hydraulik der breiten Blocksteinrampe, Wien

PLATZER, G. (1997): Zur Stabilität von Rauhgerinnen. Österreichische Ingenieur- und Architektenzeitschrift (ÖIAZ) 142(11-12):775-782

PLATZER, G. (2000): Dimensionierung muldenförmiger Blocksteinrampen, Schriftenreihe des Bundesamtes für Wasserwirtschaft, Band 9, Wien

RAUDKIVI (1967): Loose boundary Hydraulics. Pergamon Press

RATHGEB (2001): Hydrodynamische Bemessungsgrundlagen für Lockerdeckwerke an überströmbaren Erddämmen, Stuttgart (Mitteilungen des Instituts für Wasserbau der Universität Stuttgart, 109)

REICH, J. (1999): Fortbildungsthema 1999 „Wiederherstellung der Durchgängigkeit“. In: WBW (Fortbildungsgesellschaft für Gewässerentwicklung mbH): Gewässernachbarschaften in Baden-Württemberg - Statusbericht 1998/1999, 11-20, Heidelberg

SCHAUBERGER (1957): Die räumliche Krümmung von Gefällestufen und Sturzbetttschwellen. Wasser und Boden 10

SCHAUBERGER (1965): Räumlich gekrümmte Sohlrampen, eine naturnahe Gestaltung von Gefällestufen im Flußbau. Natur und Land (Jan/Feb)

SCHERLE, J. (1999): Entwicklung naturnaher Gewässerstrukturen. Grundlagen, Leitbilder, Planung, Karlsruhe (Mitteilungen des Instituts für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik der Universität Karlsruhe, 199)

SCHEUERLEIN, H. (1968): Der Rauhgerinneabfluss, München (Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau der TU München, 14)

SHIELDS, A. (1936): Anwendung der Ähnlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung, Berlin (Mitteilungen der Preußischen Versuchsanstalt für Wasser-, Erd- und Schiffbau, 26)

TERZAGHI, K. (1961): Die Bodenmechanik in der Baupraxis, Berlin

TERZAGHI, K. (1976): Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage, Wien

TLW (2003): Technische Lieferbedingungen für Wasserbausteine

UM BW (1993): Gemeinsamer Erlass des Umweltministeriums, des Ministeriums Ländlicher Raum und des Wirtschaftsministeriums zur gesamtökologischen Beurteilung der Wasserkraftnutzung – Kriterien für die Zulassung von Wasserkraftanlagen bis 1000 kW, Umweltministerium Baden-Württemberg

VDF (1997): Fischwanderhilfen – Notwendigkeit, Gestaltung, Rechtsgrundlagen, Friedberg (Schriftenreihe Heft 11), Verband Deutscher Fischereiverwaltungsbeamter und Fischereiwissenschaftler e. V.

VOGEL, S. (2003): Ansätze zur Bemessung rauer Rampen in aufgelöster Bauweise, (Mitteilungen des Instituts für Wasserwesen, 88, der Universität der Bundeswehr München)

WBW (1999): Gewässernachbarschaften in Baden-Württemberg (Durchgängigkeit in Fließgewässern) – Statusbericht 1998/1999, Fortbildungsgesellschaft für Gewässerentwicklung mbH, Heidelberg

WESTRICH, B., RATHGEB, A. (1996): Normalien für Bauwerke zur Sicherstellung der ökologischen Durchgängigkeit und von Mindestabflüssen, Stuttgart (Technischer Bericht TB 96/24 (HG 238) des Instituts für Wasserbau der Universität Stuttgart) im Auftrag der Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg

WHITTACKER, J.; JÄGGI M. (1986): Blockschwellen, Zürich (Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie an der Eidgenössischen Technischen Hochschule Zürich, 91)

WIEGNER, H. (2000): Gewässerdurchgängigkeit als die wichtigste Voraussetzung für die Entwicklung und den gesicherten Fortbestand der aquatischen Lebensgemeinschaften. In: Interessengemeinschaft für Fischerei und Gewässerschutz Bruhrain 1972 e. V.: Lebensraum Wasser, Graben-Neudorf, 4-31

WIEGNER, H.; HARTMANN, F. (2005): Raugerinne als Fischwanderhilfe nach dem "Wiegnerschen Prinzip". Aus der Praxis für die Praxis: Grundlagen, Bauanleitung und Anwendungsbeispiele. - Lebensraum Wasser, Heft 7, Schriftenreihe der IG Bruhrain, 40 S. (download unter: <http://www.rp-karlsruhe.de/servlet/PB/menu/1037093/index.html>)

6 Bildnachweis

| | |
|-------|--|
| DKV | = Deutscher Kanu-Verband e.V. |
| DIN | = DIN Taschenbuch 211, 1996 |
| RPKA | = Regierungspräsidium Karlsruhe |
| RPS | = Regierungspräsidium Stuttgart |
| RPT | = Regierungspräsidium Tübingen |
| UNIKA | = Universität Karlsruhe, Institut für Wasserwirtschaft und Gewässerentwicklung |
| LUBW | = Landesanstalt für Umwelt, Messungen und Naturschutz Baden-Württemberg |

weitere Angaben siehe Literatur bzw. Planungsbüros

Deckblatt

LUBW

Kapitel 1

Abb. 1 RPT, Abb. 2 UNIKA, Abb. 3 LUBW, Abb. 4 DIN, Abb. 5 RPKA, Abb. 6 bis 7 EnBW

Kapitel 2

Abb. 1 LUBW, Abb. 2 RPS, Abb. 3 UNIKA (verändert nach DVWK 232/1996), Abb. 4 bis 5 UNIKA, Abb. 6 UNIKA (verändert nach DVWK 232/1996), Abb. 7 LUBW, Abb. 8 UNIKA, Abb. 9 UNIKA (verändert nach Hassinger), Abb. 10 bis 11 LUBW, Abb. 12 UNIKA, Abb. 13 UNIKA (verändert nach Fiedler), Abb. 14 UNIKA (verändert nach Hassinger); Abb. 15 bis 16 UNIKA, Abb. 17 bis 18 LUBW, Abb. 19 bis 20 UNIKA, Abb. 21 bis 22 LUBW; Abb. 23 bis 24 UNIKA, Abb. 25 bis 28 UNIKA (verändert nach Gebler), Abb. 29 UNIKA (verändert nach Fiedler), Abb. 30 bis 37 UNIKA, Abb. 38 LUBW, Abb. 39 bis 40 UNIKA, Abb. 41 Rathgeb, Abb. 42 bis 43 UNIKA; Abb. 44 Vogel; Abb. 45 bis 46 Rathgeb, Abb. 47 LUBW, Abb. 48 UNIKA, Abb. 49 Vogel, Abb. 50 LUBW, Abb. 51 bis 55 UNIKA, Abb. 56 UNIKA (verändert nach DVWK M 232), Abb. 57 bis 62 UNIKA, Abb. 63 LUBW; Abb. 64 bis 65 Büro Gebler; Abb. 66 bis 68 UNIKA, Abb. 12 UNIKA (verändert nach Nill), Abb. 70 bis 72 LUBW, Abb. 73 bis 75 UNIKA, Abb. 76 bis 78 LUBW, Abb. 79 bis 86 Büro Nill, Abb. 87 bis 93 UNIKA, Abb. 94 bis 101 Büro IWP; Abb. 102 bis 108 UNIKA, Abb. 109 bis 112, Büro Reik, Abb. 113 bis 116 UNIKA, Abb. 117 bis 131 Büro Wald+Corbe, Abb. 132 bis 136 Büro Gebler, Abb. 137 bis 158 UNIKA, Abb. 159 bis 172 Büro Wald+Corbe, Abb. 173 bis 189 UNIKA, Abb. 190 bis 193 Büro Wald+Corbe, Abb. 194 bis 203 UNIKA, Abb. 204 bis 209 Büro Gebler, Abb. 210 bis 213 UNIKA

Kapitel 3

Abb. 1 UNIKA, Abb. 2 Büro Hutarew, Abb. 3 bis 6 UNIKA, Abb. 7 Büro Nill, Abb. 8 bis 9 UNIKA; Abb. 10 bis 12 Büro Hutarew, Abb. 13 bis 15 UNIKA, Abb. 16 LUBW, Abb. 17 UNIKA (verändert nach Westrich/Rathgeb), Abb. 18 bis 23 UNIKA, Abb. 24 bis 25 Wiegner, Abb. 26 bis 28 UNIKA, Abb. 29 UNIKA (verändert nach DVWK M 232), Abb. 30 Westrich/Rathgeb, Abb. 31 Blasel, Abb. 32 Westrich/Rathgeb, Abb. 33 UNIKA, Abb. 34 bis 35 Westrich/Rathgeb, Abb. 36 bis 37 LUBW, Abb. 38 bis 45 Büro Gebler, Abb. 46 bis 65 Büro IWP, Abb. 66 bis 77 Büro IWP/EnBW, Abb. 78 bis 100 Büro Hutarew, Abb. 101 bis 106 Büro Gebler, Abb. 107 bis 110 Büro Hutarew, Abb. 111 bis 122 Büro IWP, Abb. 123 bis 136 Büro Hutarew

Kapitel 4

Abb. 1 RPT, Abb. 2 bis 3 Büro Nill, Abb. 4 Büro Hutarew, Abb. 5 Wiegner, Abb. 6 bis 8 Büro Gebler, Abb. 9 LUBW, Abb. 10 bis 15 DKV, Abb. 16 bis 17 UNIKA, Abb. 18 LUBW, Abb. 19 LUBW, Abb. 20 bis 35 Büro Hutarew, Abb. 36 bis 50 Büro Hutarew, Abb. 51 bis 57 Büro Herzog + Partner, Abb. 58 bis 69 Büro Hutarew, Abb. 70 bis 77 Büro Nil/EnBW, Abb. 78 bis 82 EnBW, Abb. 83 bis 86 Büro Gebler

