



Diplomarbeit

Master Thesis

Wasserbauliche Konstruktionen zur Energieumwandlung

Ao.Univ.Prof.Dipl.-Ing.Dr.techn. Reinhard Prenner
E222-Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie

Yani Dimitrov
Matrikelnummer 1129552
San Stefano 18,6600 Kardzhali,Bulgarien

Wien,

Unterschrift

Inhaltsverzeichnis

Kurzfassung.....	V
Abstract	VI
1. Einleitung-Gegenstand des Untersuchung.....	1
1.1 Allgemeines.....	1
1.2 Physikalische Grundlagen der Energieumwandlung.....	3
1.3 Grenzen der Energieumwandlung	3
2. Historische Überblick.....	5
3. Überblick über die Methode der Energieumwandlung	7
3.1 Allgemeines.....	7
3.2 Energieumwandlung durch plötzliche Ausdehnung und Ablenkung.....	8
3.3 Energieumwandlung durch Gegenströmung.....	11
3.4 Energieumwandlungen durch Lufteinmischung und Schussstrahlzerstreuung.....	13
3.5 Energieumwandlung durch Rauhgerinne und Kaskaden.....	16
3.6 Energieumwandlung durch Wirbelanlagen	19
4. Der Wechselsprung	21
4.1 Allgemeines.....	21
4.2 Hydraulische Grundlagen der Berechnung.....	21
4.2.1 Abflusszustände.....	21
4.2.2 Konjugierte Wassertiefen	24
4.2.3 Energieverlust.....	26
4.3 Typen und Bildungsmechanismen des Wechselsprungs	29
4.4 Länge und Oberflächenprofil des Wechselsprungs.....	30
4.4.1 Länge des Wechselsprungs.....	30
4.4.2 Oberflächenprofil des Wechselsprungs	32
4.5 Geschwindigkeitsverteilung im Wechselsprung	33
4.6 Lufteintrag.....	34
4.6.1 Lufteintrag im Wechselsprung	34
4.6.2 Wechselsprung bei Schussstrahl	36

4.7	Lage des Wechselsprungs	36
4.7.1	Allgemeines	36
4.7.2	Eingestaute Wechselsprünge	37
4.7.3	Wechselsprünge nach geneigten Gerinnen	38
5.	Das Tosbecken	40
5.1	Allgemeines	40
5.2	Tosbecken ohne Sohlprünge	41
5.3	Tosbecken mit positiver Stufe-das klassische Tosbecken.....	42
5.3.1	Allgemeines	42
5.3.2	Tiefe des Tosbeckens.....	43
5.3.3	Länge des Tosbeckens	46
5.4	Tosbecken mit Endschwelle	47
5.4.1	Allgemeines	47
5.4.2	Tosbecken mit Zahnschwellen	47
5.4.3	Tosbecken mit durchgehender Schwelle	49
5.5	Tosbecken mit Störkörper	53
5.5.1	Allgemeines	53
5.5.2	Geometrie der Störkörper	53
5.5.3	Länge des Tosbeckens	56
6.	Die Sprungschancen	58
6.1	Allgemeines	58
6.2	Schussrinne und Abwurf	59
6.2.1	Schussrinnengestaltung und Abwurfgeometrie.....	59
6.2.2	Druckverteilung im Abwurfbereich	62
6.3	Schussstrahlerstäubung und Wurfbahn	67
6.3.1	Auflösung des Wasserstrahls.....	67
6.3.2	Flugbahn und Wurfweite.....	68
6.3.3	Seitliche Ausdehnung des Wasserstrahls	71
6.4	Aufprall und Auskolkung	72
6.4.1	Absenkung des Unterwasserspiegels infolge des Aufpralls	72
6.4.2	Mechanismen zur Kolkbildung	74

Zusammenfassung	76
Literaturverzeichnis	78
Abbildungsverzeichnis	81

Danksagung

Ohne die Unterstützung der folgenden Personen wäre die Realisierung dieser Diplomarbeit nicht möglich gewesen.

Im besonderem bedanke ich mich bei Herrn Ao.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Reinhard Prenner für seine umfangreiche Unterstützung während der Arbeit, der mir die Erstellung der Diplomarbeit ermöglichte, und bei Herrn Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.tech. Peter Tschernutter Vorstand des Instituts für Wasserbau und Ingenieurhydrologie der Technischen Universität Wien für die Möglichkeit der Benutzung des Institutslabors.

Ebenso bedanke ich mich bei den Universitäten UACG und TU-Wien die durch die Vereinbarung zwischen der Fakultät für Bauingenieurwesen der Technischen Universität Wien und der Fakultät für Hydrotechnik der Universität für Architektur, Bauwesen und Geodäsie (UACG) Sofia eine Kooperation zur Durchführung eines Studienganges Wasserbau in Deutsch an der UACG Sofia eingerichtet haben, in Zuge dessen diese Diplomarbeit entstand.

Und nicht an letzter Stelle möchte ich allen Lehrern danken, die mich auf meinem Weg durch das Studium begleitet haben.

Besondere Anerkennung und Dank spreche ich meinen Eltern, Yana und Rumen Dimitrovi und meiner Schwester Antonia Dimitrova aus, die mir dieses Studium ermöglichten und mir immer mit größer Unterstützung zur Seite gestanden sind.

Kurzfassung

Fließendes Wasser kann eine enorme Menge an kinetischer Energie beinhalten. Diese kann entweder durch natürliche oder durch künstliche Gefällstufen hervorgerufen werden. Aufgrund dieser Energie können umfangreiche Erosionen im Flussbett oder am Ufer von Flüssen auftreten.

In dieser Arbeit wird nun anhand von vorhandener Literatur ein Überblick über die Möglichkeiten der Energieumwandlung, deren physikalische Grundlagen sowie deren praktische Berechnung gegeben, ohne Anspruch auf Vollständigkeit zu erheben. Weiters wird auch gezeigt, dass Energieumwandlungsbauten, neben ihrer primären Funktion, auch noch andere Aufgaben erfüllen können.

Die vorliegende Arbeit behandelt das Problem der Umwandlung der überschüssigen kinetischen Energie innerhalb von Strömungen. Sie umfasst die wichtigsten Punkte, die mit der Energieumsetzung in einem Wechselsprung verbunden sind. Eine ausführliche Beschreibung dieses Phänomens, als grundlegende Erscheinung bei der Energieumwandlung, wurde vorgenommen. Die Arbeit betrachtet eine Reihe von empirischen Zusammenhängen, die die hydraulischen Grundlagen des Wechselsprungs beschreiben.

Es gibt zwei verschiedene Methoden, um Energieumwandlung zu erreichen. Die erste verwendet die innere Reibung im Wasser, die durch eine hohe turbulente Strömung erhöht werden kann. Der zweite Weg der Energieableitung ist die Desintegration eines Wasserstrahls in der Umgebungsluft.

Besonderes Augenmerk wird auf die verschiedenen Methoden der Energieumwandlung gerichtet. Diese werden im Detail – und zwar von Wechselsprung und Tosbecken bis hin zur Sprungschanze untersucht.

Zusätzlich beinhaltet diese Arbeit einen historischen Überblick über die Entwicklung der Energieableitung, einschl. der Errungenschaften von Leonardo da Vinci ab dem 16. Jahrhundert und entsprechenden Unterlagen aus dem 19. und 20. Jahrhundert.

Abstract

Flowing waters can achieve an enormous amount of kinetic energy. This energy can be caused either by natural or by artificial reasons. Due to this energy, extensive erosions in the riverbed or at the shores of the waterways can appear. As a result of this erosions, the stability of buildings (e.g. weirs) can be endangered and the riverbed can be lowered. So it's often necessary to dissipate this kinetic flow-energy.

The easiest way to dissipate this energy is the friction between the flowing water and the riverbed. But an energy dissipator, which is based only on this method, isn't suitable for technical uses. So it's necessary to find a way to reduce the flow-velocity in a shorter distance. There are two different methods to realize this aim. The first one uses the internal friction in the water, which can be increased by a high turbulent flow. One example of an energy dissipator, using this process, is the well known stilling basin. In this device the turbulence is the result of a hydraulic jump and its roller. But many other devices, like all kinds of vortex-drops, are based on internal friction, too.

The second way of energy dissipation is the disintegration of a liquid water jet in the surrounding air. Due to this disintegration small water drops are exposed to the air resistance, which causes a loss of velocity and kinetic energy. The best example for a dissipator of this kind is the ski jump. But other devices, like the free overfall, are using the same principle.

Corresponding to the first main clause of thermodynamics, the energy can't be completely exterminated. Energy can only be transformed to other types of energy. In the case of hydraulic energy dissipation, the main part is transformed to heat. But a smaller amount is changed to sonic energy as well. This can be proved easily by the noise emissions of all kinds of energy dissipators. To get an idea of the amount of heat, which is produced inside of a dissipator, the following example is given. A drop of water, which falls down from a height of 100 meters and hits a concrete surface, gets only an additional temperature of 0.24 Kelvin. In all technical cases the kinetic energy will be lower than in this example and the increase of temperature will be lower too.

This thesis gives an overview of different possibilities of energy dissipation, their physical basis and of different calculation methods. In all cases, where more than one way of calculation were found in the relevant literature, the methods were compared and the results of this comparison were shown in diagrams.

Especially the energy dissipation by the hydraulic jump and by the ski jump were examined, but all other methods of dissipation were introduced as well. For that, the types were classified in five groups, which are shown below. Additionally this work includes an historic overview of the evolution of energy dissipation, starting with the works of Leonardo da Vinci in the 16th century and continuing with relevant papers in the 19th and 20th .

1. Einleitung-Gegenstand der Untersuchung

Das Ziel der vorliegenden wissenschaftlichen Diplomarbeit ist es ein Verständnis und Überblick über die verschiedene Methode der Energieumwandlung aufzubauen.

In dieser Arbeit wird nun anhand von vorhandener Literatur ein Überblick über Möglichkeiten der Energieumwandlung, deren physikalische Grundlagen sowie deren praktische Berechnung gegeben, ohne einen Anspruch auf Vollständigkeit zu erheben. Weiters wird auch gezeigt, dass Energieumwandlungsbauten, neben ihrer primären Funktion, auch noch andere Aufgaben erfüllen können.

Der besondere Fokus richtet sich nach die verschiedene Methode der Energieumwandlung. Dieser wird im Detail vom Wechselsprung und Tosbecken bis Sprungschanze behandelt.

Das zweite Teil der Arbeit beschäftigt sich mit der praktischen Anwendung des Wechselsprungs in einem Tosbecken. Er berücksichtigt die verschiedenen Tosbeckenarten, ihre Verwendungsbereiche, die Vor- und Nachteile. Die grundlegenden Formeln zur Bemessung von Tosbecken wurden betrachtet. Die Standardisierung dieser Bauwerke nach verschiedenen Organisationen erlaubt ihre erleichterte Verwendung.

Flüssiges Wasser kann eine enorme Menge an kinetischer Energie erreichen. Diese Energie kann entweder durch natürliche oder durch künstliche Ursachen hervorgerufen werden. Aufgrund dieser Energie können umfangreiche Erosionen im Flussbett oder am Ufer der Wasserstraßen auftreten.

Zusätzlich beinhaltet diese Arbeit einen historischen Überblick über die Entwicklung der Energieableitung, einschl. der Errungenschaften von Leonardo da Vinci ab dem 16. Jahrhundert und entsprechenden Papieren im 19. und 20. Jahrhundert.

1.1 Allgemeines

Fließende Gewässer können unter speziellen Umständen mit einer erheblichen kinetischen Energie behaftet sein, welche zu einer starken Erosion der natürlichen Gerinnesohle bzw. von künstlichen Sohlensicherungen führen kann. Ähnliches gilt auch für die Uferbereiche der Gewässer, die ebenfalls durch hohe Fließgeschwindigkeiten, aber auch durch starke Oberflächenwellenbildung erodiert werden können. Derartig hohe Fließgeschwindigkeiten können nun einerseits durch natürliche Ursachen, wie zum Beispiel das große Gefälle eines Wildbachs, andererseits aber auch durch künstliche Eingriffe auftreten. Als wichtigstes Beispiel sind dabei Wehranlagen aller Art anzuführen, bei denen die hohe Fließgeschwindigkeit durch eine Umwandlung von potenzieller in kinetische Energie auf einer relativ kurzen und sehr steilen Fließstrecke entsteht. Am Fuß der Wehranlage, an dem das künstliche Bauwerk wieder in die natürliche Gerinnesohle übergeht, besteht nun aufgrund der stark zerstörerischen Wirkung des Wassers die Gefahr von tiefen Auskolkungen, welche in weiterer Folge sogar die Standsicherheit des gesamten Bauwerks gefährden können. Weiter entstehen infolge der hohen Fließgeschwindigkeiten bis weit ins Unterwasser nicht unerhebliche Sohleintiefungen.

Ähnliches gilt auch für Schussrinnen, welche häufig bei Hochwasserentlastungen von Staudämmen oder Staumauern eingesetzt werden. In beiden Fällen kann es wieder zu starken Erosionen und damit auch zu einer Gefährdung des Bauwerks kommen. Es ist deshalb erforderlich, die überschüssige kinetische Energie abzubauen, wofür Energieumwandlungsanlagen verschiedenster Bauart eingesetzt werden.

In alle soeben angeführten Fällen wird es immer erforderlich sein, einen Energiewandler anzuordnen. Es können jedoch auch an anderen Stellen des Gerinnes Fließgeschwindigkeiten auftreten, die zu unzulässigen Erosionen führen. In solchen Fällen wird man oftmals eine kleine Wehranlage mit anschließender Energieumwandlung einsetzen, welche das Erosionspotenzial der Strömung an einer Stelle konzentriert und gezielt abbaut. Um nun entscheiden zu können, ob eine Gerinnesohle erosionsgefährdet ist, muss die Widerstandsfähigkeit der Sohle gegenüber der Strömung bestimmt werden. Zu diesem Zweck definiert man eine Schleppspannung τ_o , welche mit einer von der Sohlbeschaffenheit abhängigen, kritischen Schleppspannung τ_c zu vergleichen ist. Zur Ermittlung von τ_o kann dabei auf (Gleichung 1.1) zurückgegriffen werden, und τ_c lässt sich mithilfe einschlägiger Literatur ermitteln, wobei (Gleichung 1.2) ein Beispiel für ein solches Verfahren wiedergibt.

$$\tau_o = \rho_w \cdot g \cdot h \cdot J \quad (1.1)$$

Dabei ist h die Wassertiefe an der untersuchten Stelle und J das dimensionslose Gerinnegefälle. ρ_w steht für die Dichte des Wassers und g für die Erdbeschleunigung.

$$\tau_c = \theta_c \cdot g \cdot d_s \cdot (\rho_s - \rho_w) \quad (1.2)$$

Hier steht nun d_s für den Durchmesser und ρ_s für die Dichte der Bodenkörner. Weiters lässt sich der kritische Shields Faktor θ_c mit Hilfe von (Abbildung 1.1) ermitteln, wo er in Abhängigkeit der Reynoldszahl des Bodenkerns Re_s angegeben wird. Die Reynoldszahl lässt sich dann ihrerseits nach (Gleichung 1.3) ermitteln, wobei V die Fließgeschwindigkeit darstellt [5].

$$Re_s = \frac{\tau_o}{\rho_w} \cdot \frac{d_s}{V} \quad (1.3)$$

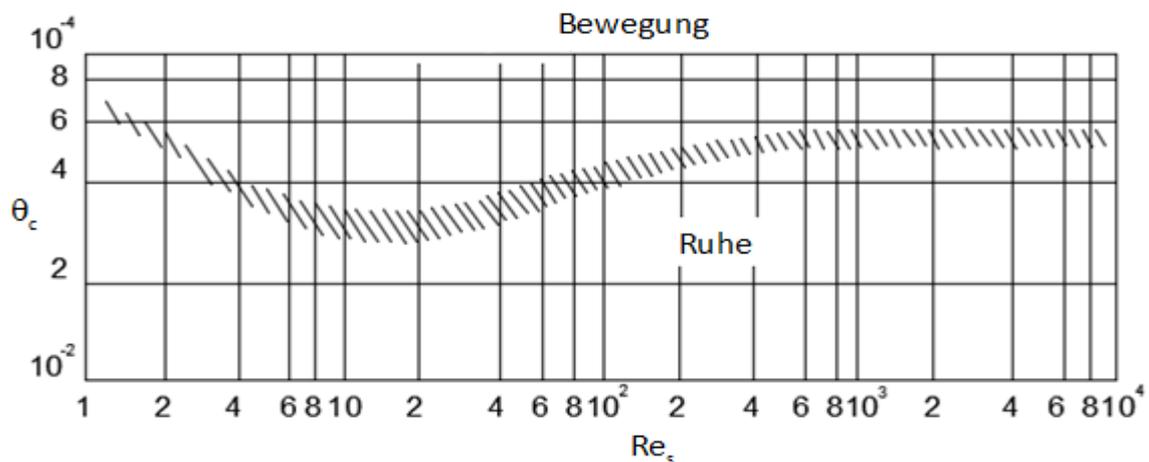


Abbildung 1.1 - Diagramm zur Ermittlung des kritischen Faktors (aus Gutknecht,1992)

Dasselbe Verfahren wird auch eingesetzt, um zu bestimmen, ob die Energieumwandlung mit einem ausreichenden Wirkungsgrad erfolgt. Zu diesem Zweck muss man die vorhandene Schleppspannung unter Zugrundelegung des gemäß der Energieumwandlung auftretenden Fließzustandes ermitteln und wieder mit der kritischen Schleppspannung vergleichen.

1.2 Physikalische Grundlagen der Energieumwandlung

Die einfachste Form des Energieabbaus ist die Reibung, welche zwischen der Strömung und dem Gerinne auftritt. Das Ausmaß der auf diese Art und Weise abgebauten Strömungsenergie ist jedoch sehr gering, weshalb diese Methode alleine für den Einsatz in Energieumwandlungsanlagen nicht infrage kommt. Man probiert deshalb auf technischem Weg den Abbau zu verstärken, um so relativ kurze Energiewandler zu erreichen. Prinzipiell werden zwei Methoden eingesetzt. Bei der ersten probiert man eine stark turbulente Strömung herbeizuführen, in welcher der Energieabbau durch innere Reibung erfolgt. Bei der zweiten setzt man ein kleines Wasserteilchen dem Luftwiderstand aus, wodurch sich ebenfalls ein starker Energieabbau einstellt.

Die kinetische Energie kann nun natürlich nicht vollständig aufgezehrt werden, sondern wird entsprechend dem ersten Hauptsatz der Thermodynamik umgewandelt. In allen hier besprochenen Fällen erfolgt die Umwandlung dabei zum größten Teil in thermische Energie. Ein kleinerer Teil wird jedoch auch in Schallenergie umgewandelt, was sich durch die große Lärmentwicklung aller Energietransformatoren beweisen lässt. Weiters kommt es auch immer zu einer Umwandlung von Strömungsenergie in Formänderungsenergie, welche zu Schäden an Umwandlungsbauwerken führt. Man versucht jedoch diesen Anteil durch eine sorgfältige Auswahl der Materialien bzw. durch eine entsprechende Gestaltung der Bauten möglichst gering zu halten, um eine lange Haltbarkeit zu gewährleisten.

Jede Energieumwandlungsanlage führt also zu einer Erwärmung des Strömungsmediums, deren Ausmaß am besten anhand eines Beispiels gezeigt werden kann. Lässt man einen Wassertropfen aus einer Höhe von 100 Meter auf eine Betonoberfläche fallen, so wird ein Großteil seiner kinetischen Energie umgewandelt. Vernachlässigt man nun den entstehenden Schall und die Erosion des Betons, so kommt es zu einer Erwärmung des Tropfens um 0.24 Kelvin. Bei praktisch allen Energietransformatoren wird die umgewandelte Energie jedoch deutlich unter jener des soeben besprochenen Wassertropfens liegen, weshalb die Erwärmung ebenfalls weniger als 0.24 Kelvin beträgt. Die Erwärmung kann daher vernachlässigt werden und führt zu keinem relevanten Eingriff in das Ökosystem Wasser.

1.3 Grenzen der Energieumwandlung

Die kinetische Energie, welche man am Fuß von Schussrinnen oder nach Wehranlagen umzuwandeln hat, kann ein enormes Ausmaß erreichen. Es ist daher zu überlegen, bis zu welchen Grenzen man eine Energieumwandlung mit den zur Verfügung stehenden Methoden überhaupt ausführen kann. Die Grenzen werden dabei in erster Linie von den Baustoffen gesetzt, wobei hauptsächlich Beton und Stahl zum Einsatz kommen. Die Kräfte, die nun im

Inneren einer Anlage auf diese Materialien einwirken, können ein Ausmaß erreichen, bei dem eine rasche Erosion nicht mehr vermieden werden kann. Insbesondere das Auftreten von Kavitationseinwirkungen kann innerhalb kürzester Zeit zu einer vollständigen Zerstörung von Beton- oder Stahloberflächen führen. Abhilfe ist hier bis zu einem gewissen Grad durch eine geeignete Formgebung oder durch Belüftung der Anlagen zu erreichen. Bei sehr großen Energien ist dies jedoch nicht mehr möglich. In langen Schussrinnen wird es z.B. erforderlich sein, die Energieumwandlung auf mehrere Stellen entlang der Rinne aufzuteilen.

Das Auftreten von Vibrationen und Strömungen kann ebenfalls eine Grenze der Anwendbarkeit darstellen. Als Beispiel sei hier der beschriebene, oszillierende Wechselsprung genannt, der aufgrund der ständig wechselnden Beanspruchungen ebenfalls zu starken Erosionen führt. Außerdem kommt es dabei nach der Energieumwandlung zu einer Wellenbildung, welche zu Beschädigungen führen kann. Es handelt sich hier um eine untere Grenze für die Strömungsenergie des Zuflusses. Erzwingt man größere Zuflussgeschwindigkeiten, kann das Auftreten dieses Effekts vermieden werden. Es ist aber auch hier möglich, diese Situation durch geeignete Wahl der Energiewandler zu verbessern.

2. Historischer Überblick

Zur Erreichung des heutigen Wissensstandes hinsichtlich Energieumwandlung waren, wie auch in jedem anderen Bereich der Wissenschaft, umfangreiche, sich über längere Zeiträume erstreckende Untersuchungen erforderlich. So wurden die ersten Überlegungen über den Wechsellprung bereits im 16. Jahrhundert von Leonardo da Vinci angestellt. Er lieferte jedoch nur eine einfache Beschreibung des Phänomens, ohne auf die physikalischen Hintergründe einzugehen.

Dieses Kapitel liefert nun einen chronologischen Überblick über die wichtigsten Arbeiten des 19. und 20. Jahrhunderts, und es werden zusätzlich Modellversuche beschrieben, welche in Ergänzung zu den theoretischen Untersuchungen durchgeführt wurden. Es wird dabei auf alle Methoden der Energieumwandlung eingegangen, das Hauptaugenmerk liegt jedoch auf der wichtigsten Umwandlungsmethode, dem Wechsellprung.

Die ersten Erkenntnisse zum Wechsellprung sind um 1820 bzw. 1826 von Giorgio Bidone (1781-1839) an der Universität Turin beschrieben worden. Bereits 1828 verwendete dann Belanger den Energiesatz, um die Höhe des Wechsellprungs zu berechnen. In seiner 1838 erschienenen Arbeit leitete er erstmals die heute allgemein anerkannte Gleichung für die konjugierten Wassertiefen ab. Zwischen 1855 und 1865 haben dann Darcy (1803-1858) und Henri Emile Bazin (1829-1917) umfangreiche Untersuchungen über den Normalabfluss in Kanälen durchgeführt. Dabei betrachteten sie auch den Wechsellprung. Sie erkannten, dass es durch den Sprung zu einem Abbau an kinetischer Energie kommt, und führten dies auf den Stoßverlust sowie auf die Turbulenz im Inneren des Wechsellprungs zurück. Als letzte Arbeit des 19. Jahrhunderts ist nun noch auf Ferriday hinzuweisen, der 1895 an der Lehigh-Universität, Betlehem zum ersten Mal den Begriff "Hydraulik jump" verwendete.

Zu Beginn des 20. Jahrhunderts wurden verschiedene Untersuchungen durchgeführt, die schließlich die allgemeine Akzeptanz der Belanger Gleichung brachten. Zunächst führte Arnold Hartley Gibson (1878-1959) umfangreiche Testreihen durch, deren Ergebnisse er 1914 publizierte. Sie zeigten eine sehr gute Übereinstimmung mit der Belanger-Gleichung. 1916 bestätigte dann ein von Kennison angestellter Vergleich zwischen der Belanger Gleichung und verschiedenen Versuchsergebnissen endgültig die Richtigkeit der Beziehung. Er stellte dabei - neben den Ergebnissen von Gibson, auch jene von Bidone und Ferriday' der Gleichung gegenüber, und erkannte die weitgehende Übereinstimmung.

Ein Jahr darauf (1917) wurde von Ross M. Riegel und John C. Beebe eine Studie veröffentlicht, welche einige bemerkenswerte Ergebnisse über den Wechsellprung enthielt. Sie stellten fest, dass man den Wechsellprung als sichere Methode zur Geschwindigkeitsreduktion und damit zur Erosionsvermeidung einsetzen kann, wobei sie auch schon anmerkten, dass der Energieabbau bei kleinen Froude-Zahlen nur sehr gering ausfällt. Weiter erkannten sie, dass die Lage des Wechsellprungs von der Zuflussgeschwindigkeit und vom Unterwasserstand abhängt. Besonders hervorzuheben wäre, dass Riegel und Beebe erstmals Betrachtungen über die Geschwindigkeitsverteilung und über die Länge des Wechsellprungs, sowie über Wechsellprünge in stark geneigten Gerinnen anstellten. Für die Sprunglänge gaben sie

dabei den fünffachen Wert der Sprunghöhe an. 1927 publizierte Lindquist die Ergebnisse einer Versuchsreihe, die erneut eine sehr gute Übereinstimmung mit der Belanger-Gleichung aufwies. Safranez hat 1929 ebenfalls Experimente durchgeführt und die Ergebnisse mit der Belanger-Gleichung verglichen. Er entdeckte dabei allerdings Abweichungen zwischen den theoretischen und den praktischen Werten. Diese wurden dem Einfluss der Wandreibung zugeschrieben.

1933 hat das US Bureau of Reclamation einen neuen Typ der Energieumwandlung entwickelt. Dieser beruhte nicht mehr auf dem klassischen Wechselsprung und wurde als Trogtosbecken bezeichnet. Die Konstruktion basierte dabei auf einer Reihe von Modellstudien und ist zum ersten Mal beim Grand Coulee Dam eingesetzt worden. Bereits 1935 hat man dann die Sprungschanze als eine weitere neue Art der Energieumwandlung angewandt. Die in Mareges (Frankreich) errichtete Anlage enthielt bereits zwei Schanzen, wobei die eine der heute üblichen Bauart entsprach, während die andere nur aus einem plötzlich endenden Stollen bestand. Fünf Jahre später (1940) hat dann das US Bureau of Reclamation die Energieumwandlung mittels des Hohlstrahlschiebers eingeführt.

Eine weitere Methode zur Energieumwandlung ist von Drioli 1947 entwickelt worden. Es handelt sich um den Wirbelschacht, welcher sechs Jahre später (1953) von Laushey und Mavis zum Einsatz bei Kanalisationen vorgeschlagen wurde. Dort ist heute auch das größte Anwendungsgebiet dieser Methode zu finden.

1951 hat dann Coyne eine Untersuchung über die 1935 zum ersten Mal eingesetzte Energieumwandlung mittels Sprungschanze publiziert. Er stellte fest, dass sich die Anwendung bewährt hatte, wies jedoch erstmals auf die Problematik der Kolkbildung an der Auftreffstelle des Wasserstrahls hin.

Seit 1975 wurden dann verschiedene Überlegungen durchgeführt, welche die Erstellung von mit Computern berechenbaren Wechselsprungsmodellen zum Ziel hatten. Die erste Arbeit lieferte Narayanan (1975) und 1983 folgten die Publikationen von Corquodale und Kalifa sowie jene von Madsen und Svedsen.

Abschließend sei noch einmal darauf hingewiesen, dass die soeben gezeigte Aufstellung natürlich nicht vollständig sein kann und das außerdem noch sehr viele hier nicht angeführte Untersuchungen existieren.

3. Überblick über die Methode der Energieumwandlung

In diesem Kapitel wurde folgendes untersucht: Energieumwandlung durch plötzliche Ausdehnung und Ablenkung, Energieumwandlung durch Gegenströmung, Energieumwandlungen durch Lufteinmischung und Schussstrahlerstreuung, Energieumwandlung durch Rauherinne und Kaskaden sowie Energieumwandlung durch Wirbelanlagen.

3.1 Allgemeines

Um einen Überblick über die möglichen Methoden der Energieumwandlung geben zu können, ist es erforderlich, eine Klassifikation in Gruppen vorzunehmen. Eine reine Aufzählung wäre weder übersichtlich noch zielführend. Welche Eigenschaften zur Einteilung herangezogen werden, lässt sich nicht allgemeingültig festlegen. So wäre es zum Beispiel möglich, die Größe des Durchflusses oder die Eigenschaften des oberwasserseitigen Schussstrahls heranzuziehen. Es muss jedoch darauf hingewiesen werden, dass eine Zuordnung der einzelnen Energieumwandlungsmethoden nicht immer eindeutig erfolgen kann und die Übergänge teilweise fließend sind. Die Energieumwandlung erfolgt dabei nach folgenden Prinzipien:

- plötzliche Ausdehnung und Ablenkung
- Gegenströmung
- Lufteinmischung und Schussstrahlerstreuung
- Rauherinne und Kaskaden
- Wirbelanlagen

Bei jeder Kategorie wird zunächst eine Beschreibung der klassifizierenden Eigenschaft angegeben und dann die zu dieser Gruppe gehörenden Umwandlungsmethode aufgezählt. Bei den meisten Systemen wird zusätzlich noch die Funktionsweise näher beschrieben, sowie auf einschlägige Literatur hingewiesen. Die folgenden Kapitel beschäftigen sich dann mit der Anwendung und Berechnung der wichtigsten Typen [17].

Bezüglich praktischer Anwendung wird vor allem auf Einsatzgebiete und auf zulässige Durchflussmengen hingewiesen. Es ist allerdings immer sicherzustellen, dass die Energieumwandlung bei jedem zu erwartenden Abflusszustand erfolgt und der Ort der Umwandlung immer im dafür vorgesehenen Bereich liegt. Bei einem herkömmlichen Wechselsprung wird dazu ein Diagramm der konjugierten Unterwassertiefe erstellt und mit dem Unterwasserpegschlüssel verglichen. Es muss dann bei jedem Abflusszustand ein ausreichender, aber nicht zu großer Einstaugrad vorhanden sein. Bei anderen Energieumwandlungsmethoden kann man prinzipiell genauso vorgehen. Welche Werte man dann zu vergleichen hat, ist von Fall zu Fall unterschiedlich [17].

Abschließend wäre noch festzuhalten, dass die hier vorliegende Auflistung der Energieumwandlungsmethoden natürlich nicht vollständig ist und einige Arten gänzlich vernachlässigt wurden. So kann man zum Beispiel eine gezielte Bepflanzung von Uferbereichen durchaus

als Energieumwandlungsmethode ansehen, da durch den erhöhten Fließwiderstand nur geringere Geschwindigkeiten auftreten können.

3.2 Energieumwandlung durch plötzliche Ausdehnung und Ablenkung

Die Energiedissipation durch plötzliche Ausdehnung und Ablenkung stellt die im Wasserbau am weitesten verbreitete Methode der Energieumwandlung dar. Es handelt sich dabei um ein Phänomen, bei dem die Wasseroberfläche eines Freispiegelabflusses plötzlich ansteigt, wodurch es zu einer Vergrößerung des Abflussquerschnittes kommt. Die zur Verbesserung der Eigenschaften üblichen Einbauten führen dann noch zusätzlich zu einer Ablenkung des Abflusstrahls. Abbildung 3.1 zeigt nun den klassischen Wechselsprung, sowie einen durch Einbauten verbesserten [17].

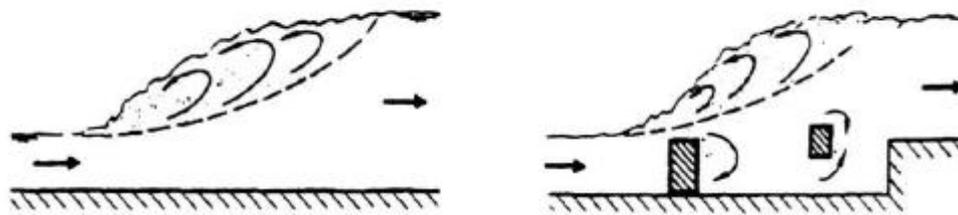


Abbildung 3.1- Klassischer Wechselsprung und Wechselsprung mit Einbauten (aus Vischer/Hager 1995)

Entsprechend der großen Bedeutung, die dem Wechselsprung als Energieumwandler zukommt, gibt es dazu auch umfangreiche Literatur. Als Standardwerke seien "Hydraulic Design of Stilling basins and Energy Dissipaters" von A. J. Peterka (1964) sowie "Energy Dissipaters" von Daniel L. Vischer und Willi H. Hager (1995) angeführt. Diese beiden Werke enthalten zusätzlich noch Abschnitte über die meisten anderen hier angeführten Umwandlungsmethoden und werden deshalb im weiteren nicht mehr erwähnt [17].

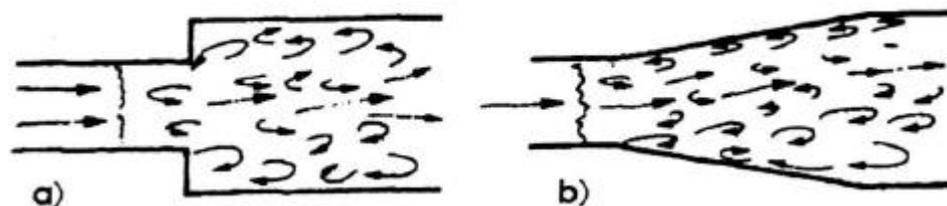


Abbildung 3.2-Tosbecken mit seitlicher Aufweitung (aus Vischer/Hager 1995)

Die plötzliche Querschnittserweiterung kann natürlich auch durch eine Aufweitung des Gerinnes bzw. eines geschlossenen Rohrs erreicht werden. Letzteres ergibt den bekannten Carnot-Verlust und ist in einschlägiger hydraulischer Literatur ausführlich beschrieben. Es trifft dabei - wie auch bei den anderen Methoden dieser Kategorie, ein schnell fließender Wasserstrahl auf einen langsameren und verursacht so den Abbau an kinetischer Energie. In Abbildung 3.2 a) ist nun ein solcher Carnot-Verlust dargestellt, die Grafik kann jedoch auch als Grundriss eines Tosbeckens mit seitlicher Aufweitung aufgefasst werden. In diesem Fall tritt

ein herkömmlicher Wechselsprung auf, der jedoch durch die zusätzliche Verbreiterung des Gerinnes verändert wird. Für die in Abbildung 3.2 b) dargestellte allmähliche Aufweitung gilt im Prinzip dasselbe [17].

Eine häufig zur Energieumwandlung nach Druckstollen oder Dükern angewandte Bauweise ist die von Peterka (1964) angegebene Toskammer (Abbildung 3.3). Der Druckstrahl wird dabei zunächst durch eine Prallmauer nach unten gelenkt, wo sich anschließend ein herkömmlicher Wechselsprung mit freier Wasseroberfläche ausbildet. Durch die hängende Prallwand wird einerseits die Energieumwandlung verstärkt, andererseits wird aber auch verhindert, dass der sehr schnelle Schussstrahl zu weit ins Unterwasser reicht und sich erst dort ein Wechselsprung ausbildet [11].

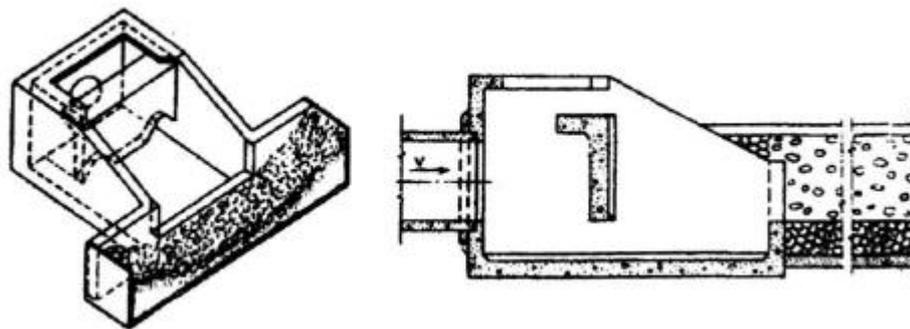


Abbildung 3.3-Toskammer (aus Naudascher 1992)

Die in Abbildung 3.4 dargestellten Umwandlungsmethoden lassen sich ebenfalls bei Druckleitungen einsetzen, die Durchflüsse dürfen dabei allerdings nicht zu groß werden. Es wird dabei jeweils der Schussstrahl in ein Becken geleitet, in dem sich der Strahl ausdehnt, wodurch Energie abgebaut wird. Die Effizienz der Energieumwandlung hängt dabei in erster Linie vom Verhältnis der Volumina des Schussstrahls und des Beckens ab. Um zu vermeiden, dass der eingeleitete Strahl über längere Strecken im Becken bestehen bleibt, kann man den Strahl auch ablenken. Ein Beispiel dafür wäre das perforierte Rohr, wie in Abbildung 3.4 dargestellt [17].

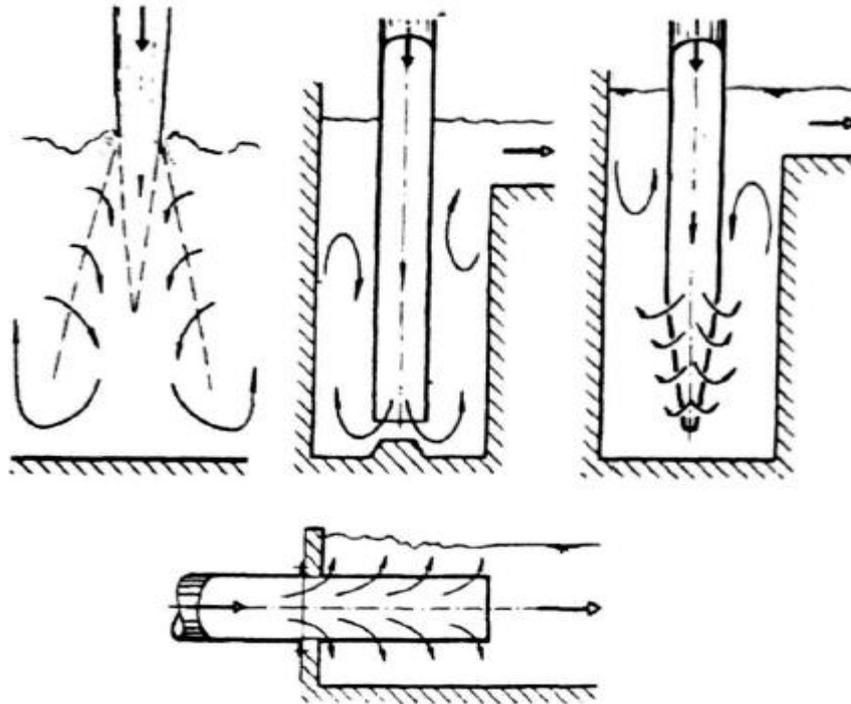


Abbildung 3.4-Energieumwandlung durch Einleitung in ein Becken(aus Vischer/Hager 1995)

In verschiedenen Fällen ist es möglich, auf eine eigene Einrichtung zur Energieumwandlung zu verzichten. Bei sehr geringen Abflüssen, wie sie zum Beispiel bei Regenrückhaltebecken auftreten, kann die Ausbildung eines Wechselsprungs auf der ungesicherten Beckensohle ausreichen. In Abbildung 3.6 ist eine solche Anlage dargestellt, welche nur in jenem Bereich eine Sohlsicherung aufweist, in dem der Damm überströmt wird. Diese Überfallrinne wird dabei nach unten hin aufgeweitet, um so eine Verbesserung der Energieumwandlung zu erreichen. Ein weiterer Fall, bei dem auch bei größeren Abflüssen auf ein Tosbecken verzichtet werden kann, zeigt Abbildung 3.5. Die Energieumwandlung findet dabei auf massivem Fels statt und führt deshalb nur zu verhältnismäßig geringen Auskolkungen. Hydraulisch betrachtet liegt die Energieumwandlung dabei zwischen einem herkömmlichen Wechselsprung und der Einleitung in ein Becken, wie sie in Abbildung 3.4 dargestellt wurde [17].

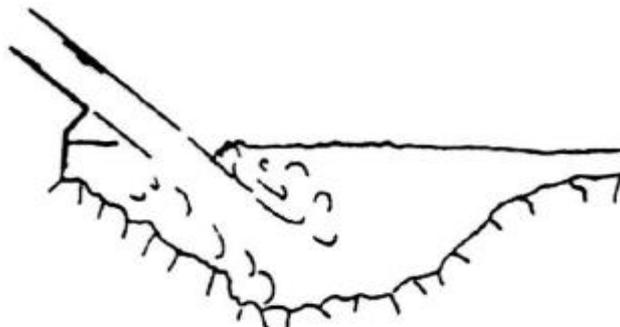


Abbildung 3.5-Energieumwandlung auf massivem Fels(aus Vischer/Hager 1995)

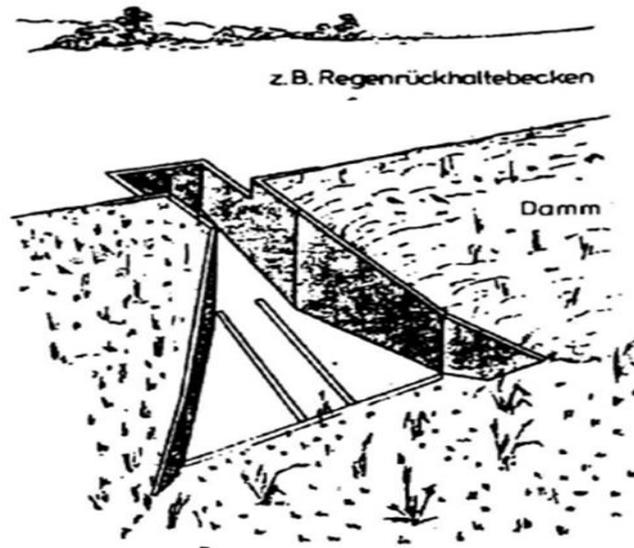


Abbildung 3.6-Energieumwandlung bei kleinen Abflüssen (aus Naudascher 1992)

3.3 Energieumwandlung durch Gegenströmung

Alle Energieumwandlungsmethoden, die in diesem Abschnitt beschrieben werden, beruhen auf einer Aufteilung des energiereichen Schussstrahls in zwei kleinere Strömungen, welche gegeneinander geleitet eine Energieumwandlung bewirken. Die besten Ergebnisse werden erzielt, wenn die beiden Strahlen in etwa gleich groß sind und frontal aufeinander prallen. Aber auch bei anderen Größenverhältnissen und unterschiedlichen Auftreffwinkeln können gute Ergebnisse erzielt werden.

Zwei Beispiele für eine solche Energieumwandlung sind das über- und unterströmte Doppelhakenschütz (Abbildung 3.7 a), bzw. der Segmentverschluss mit aufgesetzter Klappe. In beiden Fällen tritt ein herkömmlicher Wechselsprung auf, der durch den von oben kommenden Überfallstrahl stabilisiert und verbessert wird [17].

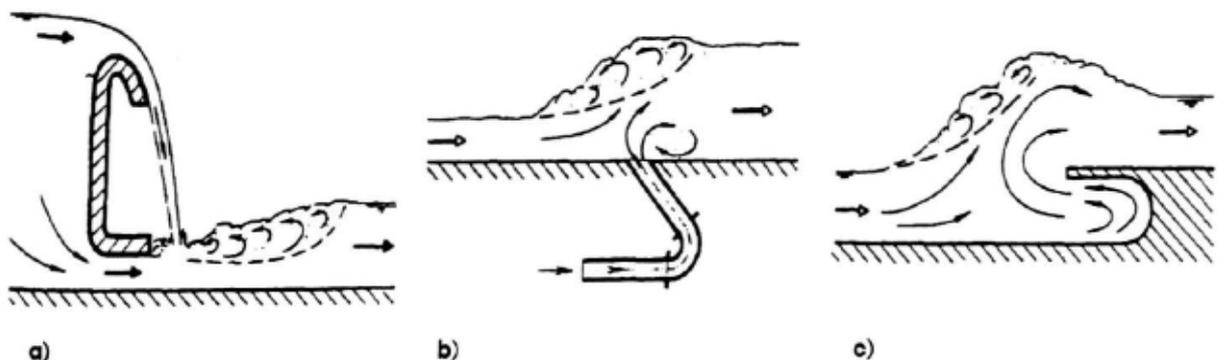


Abbildung 3.7-Verbesserung des Wechselsprungs durch Gegenströmung(aus Vischer/Hager 1995)

In Abbildung 3.7 sind dann noch zwei weitere Verbesserungen des Wechselsprungs dargestellt. Bei Abbildung b) wird ein verhältnismäßig kleiner Strahl aus einem Rohr an der Unterseite in das Tosbecken eingeblasen. Dieser Strahl erzeugt einen Wirbel, den man in seiner Wirkung mit einem festen Störkörper vergleichen kann. Dazu gegensätzlich wirkt das in Ab-

bildung c) gezeigte Gegenstromtosbecken. Es handelt sich um ein Tosbecken mit positiver Endstufe. Die Energieumwandlung wird jedoch durch das Gegeneinanderströmen zweier Wasserstrahlen, sowie durch die mehrmalige Umlenkung des einen Teilstrahls verbessert. Bei Tosbecken dieser Art ist jedoch zu beachten, dass man es bei Geschiebe führenden Gewässern nicht einsetzen kann, da der Umlenkungsbereich rasch verlanden und die Wirkung sich wieder auf die eines herkömmlichen Tosbeckens reduzieren würde [17].

Eine sehr effektive Methode der Energieumwandlung zeigt Abbildung 3.8. Der Schussstrahl wird dabei stark umgelenkt und anschließend in mehrere einzelne Teile zerlegt, welche zum Teil zusammenstoßen und zum Teil ins Unterwasser abfließen. Zur Anwendung kommt diese Konstruktion sowohl in Freispiegelgerinnen als auch am Ende von Druckrohrleitungen.

Die bis jetzt beschriebenen Methoden der Energieumwandlung nutzen die Gegenströmung eigentlich nur zur Verbesserung der Effizienz der Umwandlung. Deshalb wird in Abbildung 3.9 eine Konstruktion gezeigt, welche ausschließlich durch die Kollision zweier Wasserstrahlen wirkt.

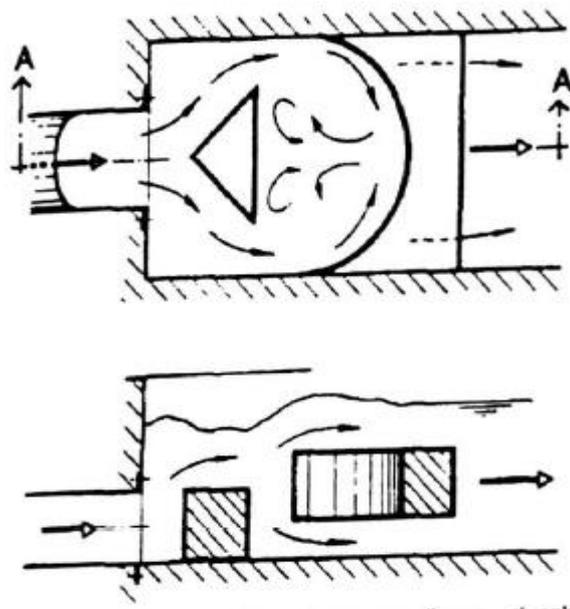


Abbildung 3.8-Energieumwandlung durch Ablenkung und Gegenströmung(aus Vischer/Hager 1995)

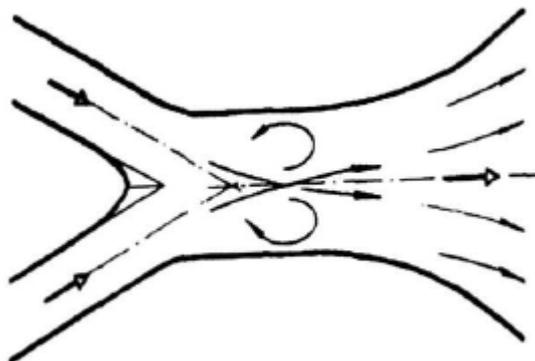


Abbildung 3.9-Energieumwandlung durch Gegenströmung(aus Vischer/Hager 1995)

3.4 Energieumwandlungen durch Lufteinmischung und Schussstrahlzerstreuung

Aufgrund des großen Dichteunterschieds zwischen Wasser und Luft lässt sich ausschließlich durch Lufteinmischung keine Energieumwandlung erreichen. Es gibt jedoch verschiedene Methoden, die zwar grundsätzlich auf anderen Prinzipien beruhen, zusätzlich aber eine Lufteinmischung nutzen. Als Beispiel zeigt Abbildung 3.10 eine vorgeschlagene Konstruktion, bei der die Energieumwandlung durch freien Überfall erfolgt. Die vertikalen Rechenstäbe bewirken eine zusätzliche Anreicherung des Wassers mit Luft und reduzieren außerdem die Wellenbildung im Unterwasser. Eine Erosion der Uferbereiche kann also durch Einsatz einer derartigen Konstruktion vermieden werden [12].

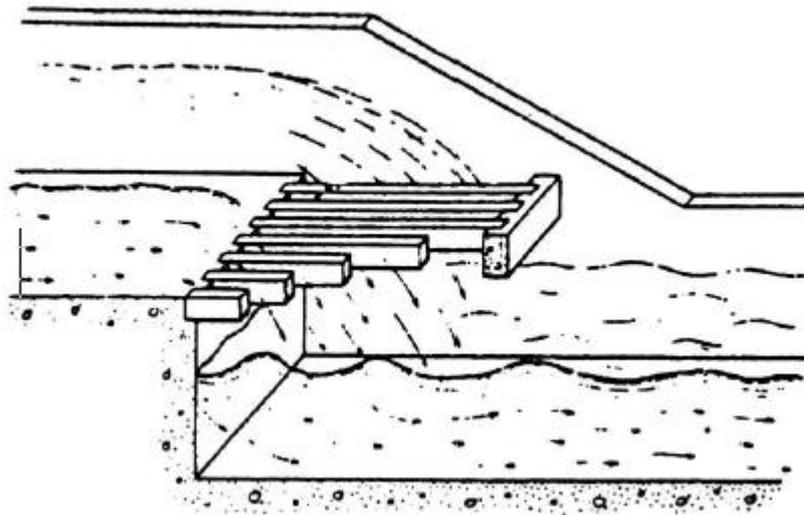


Abbildung 3.10-Energieumwandlung mit zusätzlicher Lufteinmischung(aus Peterka 1964)

Im Gegensatz zur reinen Lufteinmischung ist eine Energieumwandlung auch möglich, wenn man einen Wasserstrahl mit hoher Geschwindigkeit über eine längere Strecke durch die Luft lenkt. Es kommt dabei zu einer Zerstäubung des Strahls in einzelne Tropfen, die dem Luftwiderstand ausgesetzt werden. Aufgrund der großen relativen Oberfläche eines solchen Tropfens kommt es zu einer signifikanten Abbremsung des Flüssigkeitsteilchens und damit zur effektiven Energieumwandlung. Eine Energiedissipation dieser Art, der jedoch kaum eine praktische Bedeutung zukommt, zeigt Abbildung 3.11.

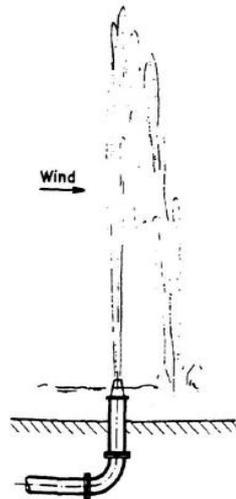


Abbildung 3.11-Fontäne(aus Vischer/Hager 1995)

Eine auf demselben Prinzip beruhende Methode wird häufig bei der Hochwasserentlastung von Bogenstaumauern angewandt. Man lässt den Wasserstrahl einfach über die Mauerkrone in die Tiefe stützen (Abbildung 3.12). Es kommt dabei zur Energieumwandlung infolge der Strahlerstreuung und im Anschluss daran zu einer weiteren Dissipation beim Aufprall auf die Gerinnesohle. Da man an dieser Stelle mit einer erheblichen Erosion rechnen muss, ist eine ausreichende Sicherung der Sohle im Bereich des Auftreffens vorzusehen. Es ist jedoch möglich, die Versprühung zu verstärken und somit die Auskolkungsgefahr an der Aufprallstelle zu reduzieren. Ein Beispiel für eine Einrichtung, die diesem Zweck dient, zeigt Abbildung 3.13. Die Belüftungsöffnungen in den Strahlteilern dienen dabei der Kavitationsvermeidung.

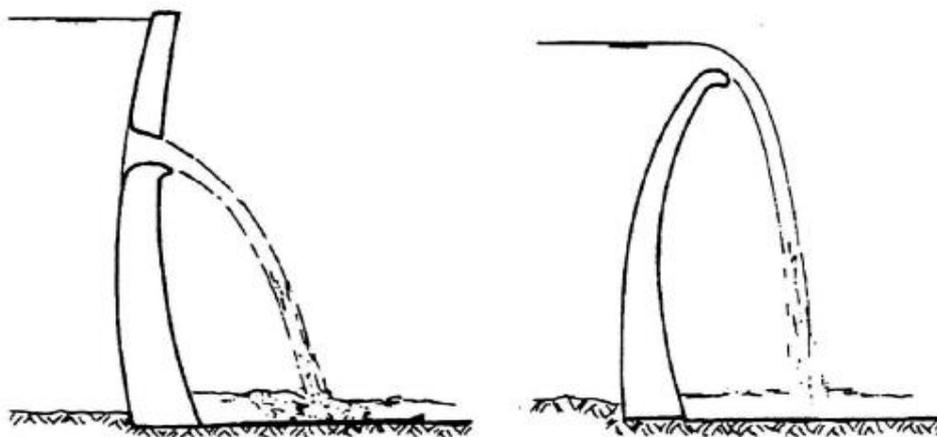


Abbildung 3.12-Energieumwandlung durch Schussstrahlerstreuung(aus Vischer/Hager 1995)

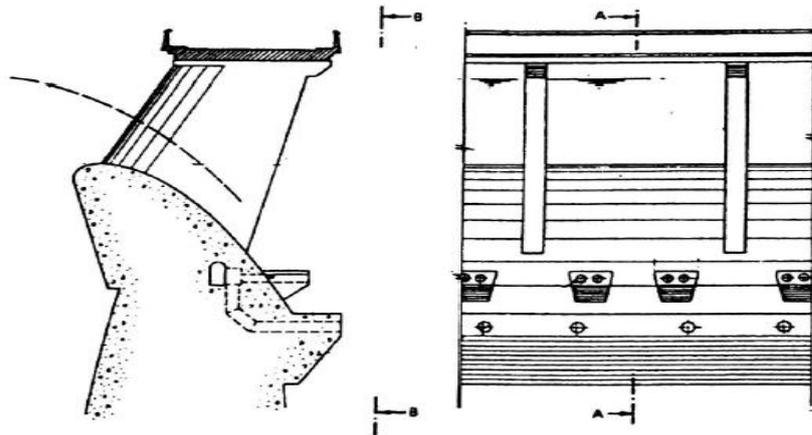


Abbildung 3.13-Verbesserung der Zerstreung durch Strahlteiler(aus Mason 1985)

Bei Gewichtsstaumauern und Staudämmen wird es im Allgemeinen nicht möglich sein, einen freien Überfall dieser Art auszubilden. Als Alternative, die auch eine Strahlzerstreuung hervorruft, kann dann eine Sprungschanze eingesetzt werden (Abbildung 3.14). Der Schussstrahl wird dabei am Fuß der Staumauer umgelenkt und von der Mauer weggeworfen. Dabei trägt die Umlenkung in nicht unerheblichen Maß zur Energieumwandlung bei. Ein größerer Umlenkwinkel führt also zu einer stärkeren Energieumwandlung, jedoch zu geringeren Wurfweiten und damit zu näher an der Mauer liegenden Auskolkungen. Es ist also erforderlich, einen Kompromiss zwischen dem Wirkungsgrad der Energieumwandlung und einer ausreichenden Wurfweite zu finden [17].

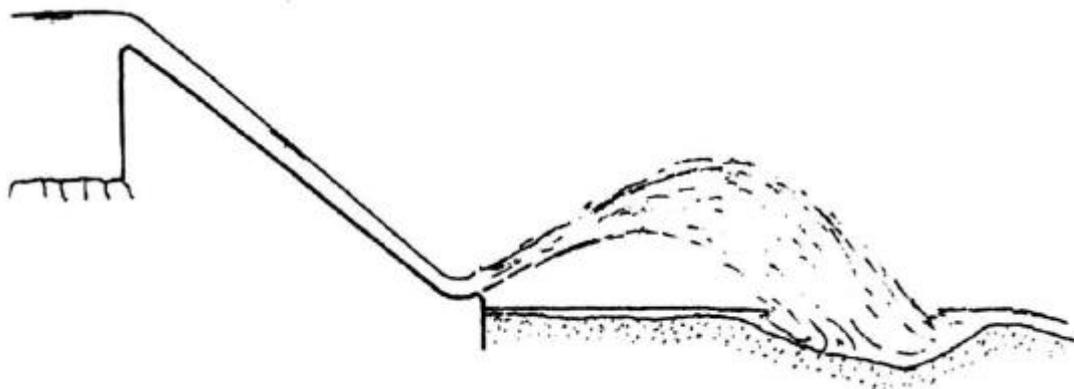


Abbildung 3.14-Energieumwandlung durch eine Sprungschanze(aus Vischer/Hager 1995)

Eine weitere Umwandlungsmethode, die eigentlich nur bedingt den in diesem Abschnitt behandelten Methoden zuzurechnen ist, stellt das Trogtosbecken dar. Die Energieumwandlung beruht dabei auf einer Wirbelbildung im Bereich des Beckens. Die Geometrie eines solchen Beckens ähnelt allerdings weitgehend jener einer Sprungschanze und wurde deshalb in dieses Kapitel aufgenommen. Bei bestimmten Abflusszuständen wäre es sogar möglich, dass sich der Schussstrahl von der Gerinnesohle löst und das Trogtosbecken wie eine Sprungschanze wirkt. Abbildung 3.15 zeigt zwei Bauarten eines Trogtosbeckens, wobei in der rechten Ausführung Einbauten vorhanden sind [12].

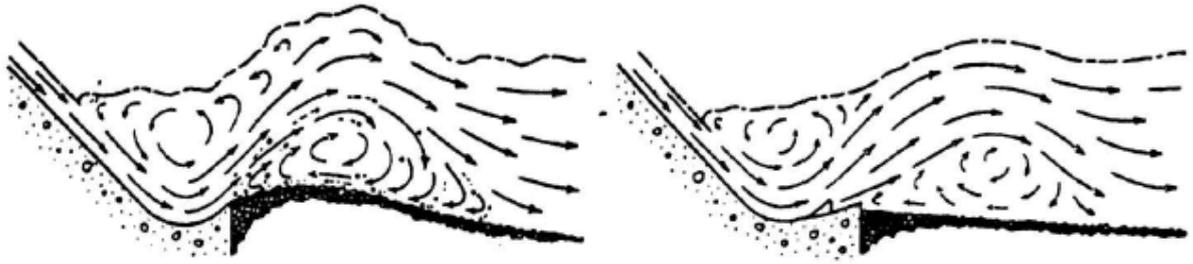


Abbildung 3.15-Trogstosbecken(aus Peterka)

Die letzte Umwandlungsmethode dieses Kapitels kommt in erster Linie am Ende von Druckrohrleitungen, wie zum Beispiel beim Grundablass einer Talsperre, zum Einsatz. Der Druckstrahl wird dabei durch ein Ventil zu einem Hohlstrahl geformt und aufgerissen in ein Tosbecken eingeleitet. Die Öffnungsweite des Ventils kann dabei geregelt werden und ermöglicht die Abstimmung auf unterschiedliche Durchflüsse. Die Effizienz einer solchen Anlage liegt weit über der eines herkömmlichen Wechselsprungs, weshalb die Länge des Tosbeckens erheblich kürzer gewählt werden kann [12].

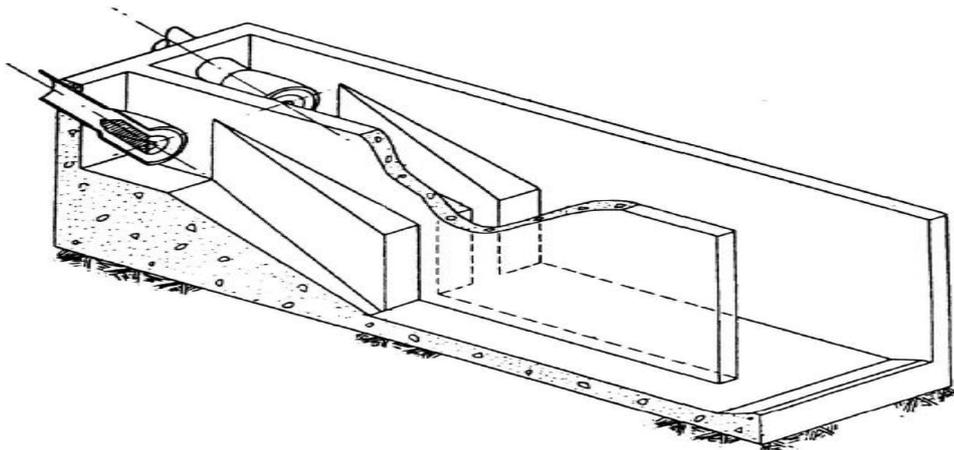


Abbildung 3.16-Energieumwandlung mittels Hohlstrahl-Ventil(aus Peterka 1964)

3.5 Energieumwandlung durch Rauherinne und Kaskaden

Durch eine starke Sohlrauheit ist es möglich, auf einer relativ kurzen Fließstrecke, die jedoch deutlich länger als ein Wechselsprung ist, einen Energieabbau herbeizuführen. Ein solches Rauherinne kann dabei auf unterschiedlichste Art ausgeführt werden.

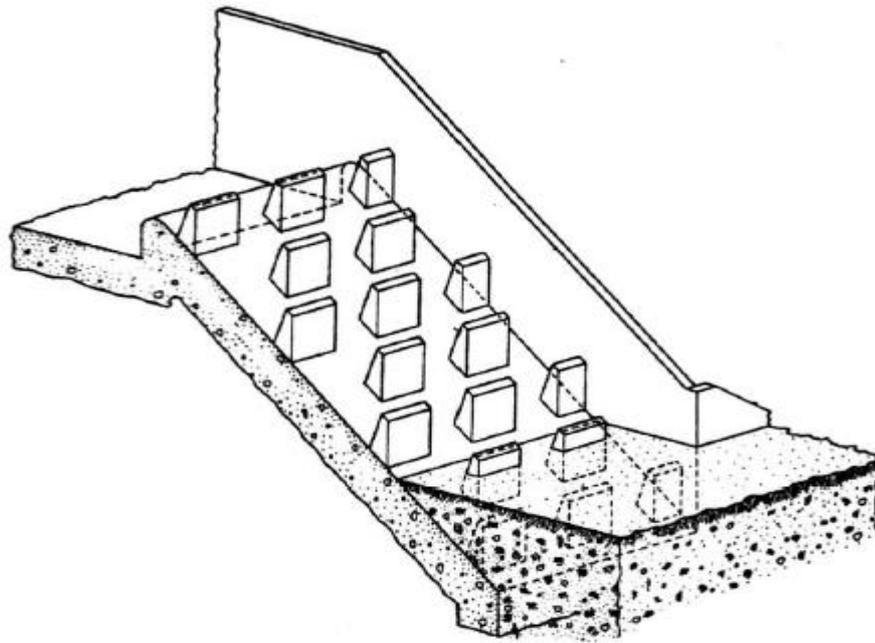


Abbildung 3.17-Störkörperrinne(aus Peterka)

Das Haupteinsatzgebiet solcher Störkörperrinnen ist also die Überwindung von Höhenunterschieden in künstlichen Gerinnen, statt der sonst üblichen Stufe mit anschließendem Tosbecken. Die Gesamtlänge der Rinne wird dabei deutlich unter jener der Stufe liegen und deshalb in vielen Fällen vorgezogen werden. Auf einer ähnlichen Überlegung beruhen die im Flussbau häufig angewandten Blocksteinrampen. Bei diesen erfolgt keine harte Sohlsicherung durch Beton, sondern große Wasserbausteine bilden entsprechende Stufen. Die Steine dienen dabei einerseits der Erosionsverhinderung und andererseits zur Erreichung der erforderlichen Sohlrauheit. Abbildung 3.18 zeigt eine solche Blocksteinrampe, auf der sich, im Gegensatz zur zuvor angeführten Störkörperrinne, ein Schussstrahl ausbilden kann. Dieser erhält aufgrund der Sohlrauheit erheblich weniger kinetische Energie, als es bei einem herkömmlichen Überfall der Fall wäre. Der anschließende Wechselsprung findet daher bei kleineren Fließgeschwindigkeiten statt, weshalb auch in diesem Bereich eine Sohlsicherung durch Steine ausreicht [8].

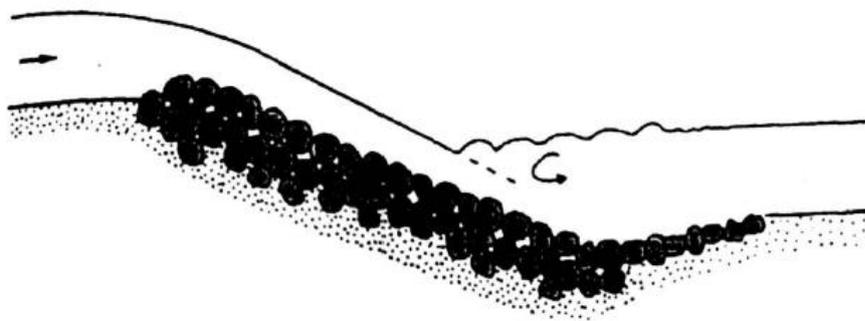


Abbildung 3.18-Blocksteinrampe(aus Honsovitz/Drobir 1996)

Kaskaden sind eine weitere Möglichkeit, um Höhenunterschiede in Gerinnen zu überwinden, ohne eine klare Trennung zwischen Überfallbereich und Energieumwandlung vornehmen zu

müssen. Prinzipiell handelt es sich dabei um eine Aneinanderreihung mehrerer kleiner Höhengsprünge mit dazu gehöriger Energieumwandlung, welche auf unterschiedlichste Art ausgebildet werden können. Auf diese Weise können relativ große Höhen überwunden werden, ohne dabei Absturz und Energieumwandlung an einer Stelle zu konzentrieren. Abbildung 3.19 zeigt eine solche Kaskade, die durch Aneinanderreihung mehrerer Blocksteinrampen ausgebildet wurde [8].

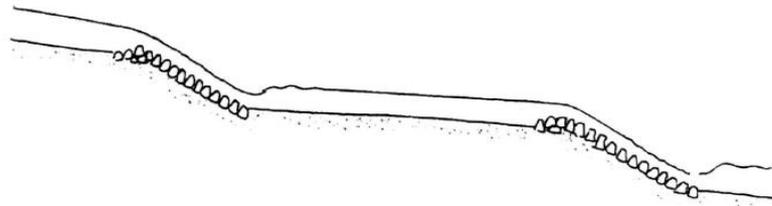


Abbildung 3.19-Kaskade aus Blocksteinrampen(aus Honsovitz/Drobir 1996)

In der Wildbachverbauung sind Kaskaden ebenfalls üblich, um damit durch Reduzierung der Fließgeschwindigkeit die Erosion zu minimieren. Die dabei am häufigsten angewandte Konstruktion ist eine Reihe freier Überfälle mit Tosbecken (Abbildung 3.20). Die kinetische Energie, die normalerweise zur Erosion der Sohle führen würde, wird also gezielt im Becken abgebaut und der Abtransport des Sohlenmaterials durch die Überfallschwellen verhindert [1].

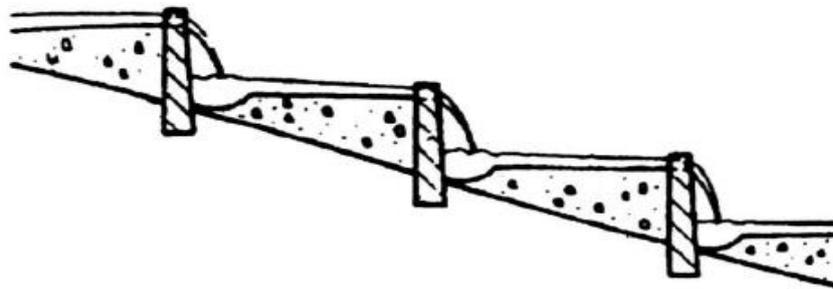


Abbildung 3.20 –Kaskade aus der Wildbachverbauung(aus Drobir 1994)

Abschließend soll noch auf eine als Traversen-System (Abbildung 3.21) bezeichnete Kaskade eingegangen werden, die durch den Einbau mehrerer aufeinanderfolgender Schwellen in die Gerinnesohle entsteht. Eingesetzt wird diese Methode zur Stabilisierung einer erosionsgefährdeten Gewässersohle, wobei sich zwischen den einzelnen Schwellen jeweils ein Becken mit stabiler Sohle ausbildet. Die in diesen Becken entstehenden Wirbel führen zu einer Dissipation der Fließenergie des Gewässers [8].

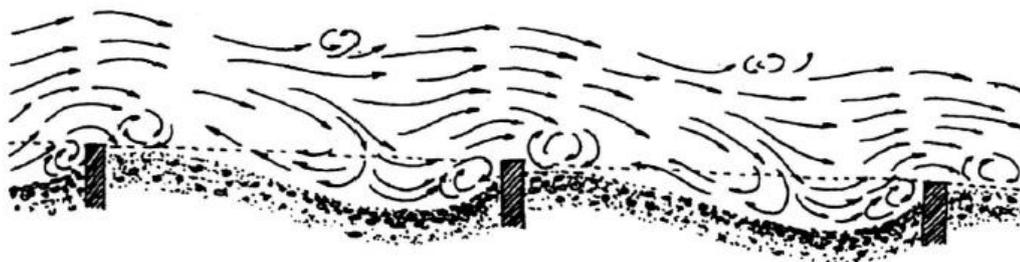


Abbildung 3.21-Traversensystem(aus Honsovitz/Drobir 1996)

3.6 Energieumwandlung durch Wirbelanlagen

Die Energieumwandlung durch Wirbelanlagen ist in der Praxis nicht sehr weit verbreitet und eignet sich in erster Linie für relativ geringe Durchflüsse. Die Umwandlung findet dabei sowohl durch die innere Reibung in den Wirbeln als auch durch die Reibung des Wassers an den Wänden der Anlagen statt.

Zur Verdeutlichung der Funktionsweise ist in Abbildung 3.22 a) eine Einrichtung dargestellt, die man im allgemeinen als Wirbelkammer oder Wirbeldrossel bezeichnet. Es wird dabei ein Druckstrahl aus einer Rohrleitung in eine runde Kammer geleitet. Der Strahl beginnt dann aufgrund der exzentrischen Einleitung zu rotieren und wird durch eine axial liegende Rohrleitung als Hohlstrahl weiter transportiert. Die Energieumwandlung findet dabei zum Großteil direkt in der Kammer statt. Da der Wasserstrahl aber auch im Ableitungsrohr noch weiter rotiert, kommt es auch in diesem Bereich noch zu einer nicht vernachlässigbaren Energieumwandlung. Das in Abbildung 3.22 b) dargestellte Wirbelrohr funktioniert nun grundsätzlich nach demselben Prinzip, anstelle des Ableitungsrohrs hat man jedoch die gesamte Kammer verlängert. Zum Einsatz kommen beide Methoden in erster Linie bei der Entleerung von Behältern, wie zum Beispiel von Regenrückhaltebecken in Kanalisationen. In Form der Rückstromdrossel sind ähnliche Konstruktionen aber auch schon bei einigen österreichischen Kraftwerken als Drossel im Wasserschloss eingesetzt worden [17].

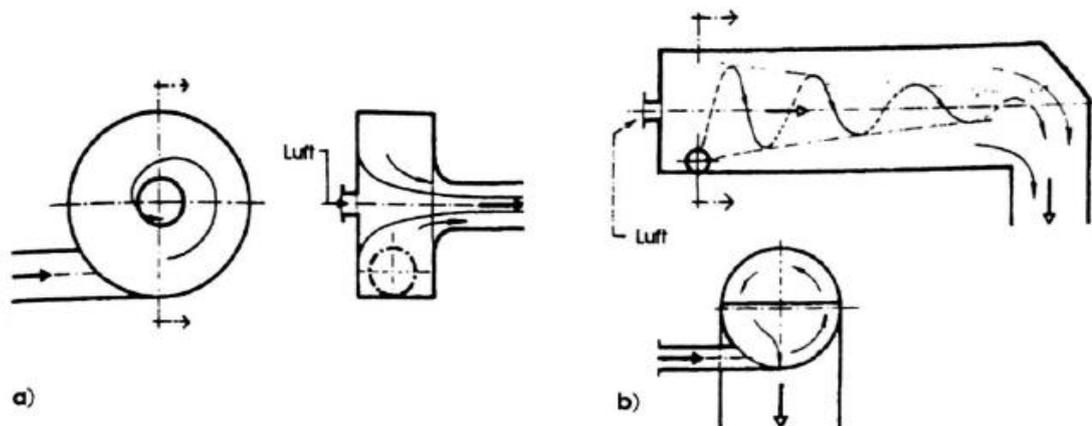


Abbildung 3.22-Wirbelkammer und Wirbelrohr(aus Vischer/Hager)

Auf einem ähnlichen Prinzip beruht der in Abbildung 3.23 gezeigte Wirbelschacht. Dieser wird zur Energieumwandlung in Freispiegelgerinnen eingesetzt. Das Wasser fließt dabei zunächst in ein spiralförmiges Einleitungsbauwerk und stürzt dann in einen senkrechten Schacht. Auch hier wird mithilfe der exzentrischen Einleitung eine Rotation erzwungen, die sich auch im oberen Bereich des Schachts fortsetzt. Erst nach einer längeren Fallstrecke beginnt sich dann eine annähernd senkrechte Bewegung einzustellen. Aufgrund der in offenen Gerinnen zu erwartenden, relativ niedrigen Zuflussgeschwindigkeiten, sowie infolge des senkrechten Ableitungsschachtes, ist die Energieumwandlung in einer solchen Anlage jedoch erheblich weniger effektiv als bei Wirbelkammer und Wirbelrohr in Abbildung 3.22. Es ist deshalb erforderlich, am unteren Ende des Schachts noch eine zusätzliche Toskammer anzuordnen, um die noch verbleibende Überschussenergie umzuwandeln. Das Haupteinsatzge-

bietet dieses Typs von Energiewandlern ist der Kanalisationsbau, wo man auf diese Art und Weise Absturz und Energieumwandlung auf relativ engem Raum kombinieren kann [17].

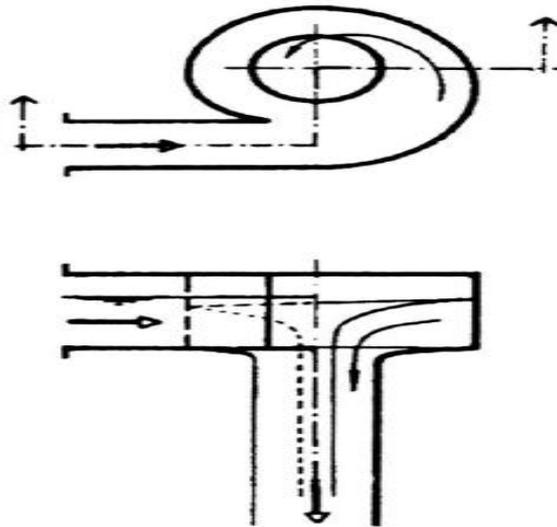


Abbildung 3.23-Wirbelschacht(aus Vischer/Hager)

Abschließend zeigt Abbildung 3.24 noch eine Wirbelkammer mit freiem Wasserspiegel, welche man in der Praxis nur sehr selten einsetzt. Prinzipiell handelt es sich bei diesem Typ um eine abgeänderte Form des Wirbelschachts, bei dem die Zuleitung über ein Druckrohr erfolgt und das Wasser zunächst spiralförmig aufsteigt, um abschließend in einen senkrechten Schacht zu stürzen [17].

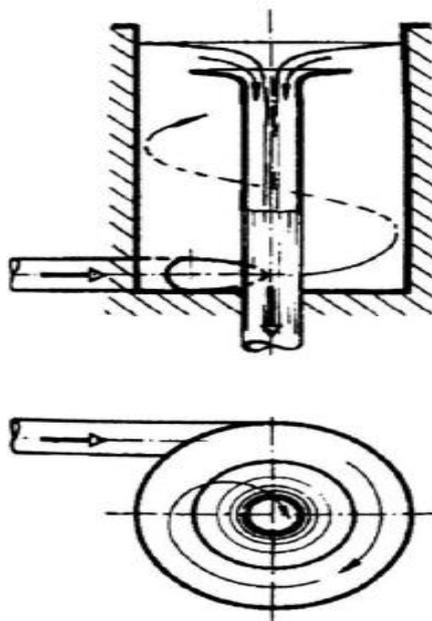


Abbildung 3.24-Wirbelkammer mit freiem Wasserspiegel(aus Vischer/Hager)

4. Der Wechselsprung

In diesem Kapitel wurde folgendes untersucht: Hydraulische Grundlagen der Berechnung, Typen und Bildungsmechanismen des Wechselsprungs, Länge und Oberflächenprofil des Wechselsprungs, Geschwindigkeitsverteilung im Wechselsprung und Lufteinmischung sowie Lage des Wechselsprungs und rückgestaute Wechselsprünge.

4.1 Allgemeines

Der Wechselsprung ist die klassische Energieumwandlung im Wasserbau. Dieses Kapitel enthält zunächst eine allgemeine hydraulisch-physikalische Betrachtung des Wechselsprungs. Grundsätzlich ist der Wechselsprung eine relativ kurze Flusstrecke, auf der ein Übergang vom schießenden zum strömenden Abfluss erfolgt. Hydraulisch betrachtet handelt es sich dabei um einen stark ungleichförmigen Abfluss, den eine sehr turbulente Strömung kennzeichnet. Aufgrund dieser Turbulenz kommt es im Bereich des Wechselsprungs zu einer Umwandlung von Strömungsenergie in thermische Energie, sowie in geringerem Ausmaß auch zu Schallenergie.

Die wesentlichste Bedingung für das Auftreten eines Wechselsprunges ist das Vorhandensein eines schießenden Abflusses, der auf eine Strömung in einem unterkritischen, d.h. strömenden Zustand trifft. Als wichtigstes Beispiel für eine solche Situation ist hier der Übergang von einer stark geneigten Fließstrecke (z. B. Wehrrücken) zu einem flacheren Bereich, in dem ein schießender Abfluss nicht mehr möglich wäre, zu nennen. Wechselsprünge können aber auch an der Mündung schießender Gerinne in größere, strömende Gewässer oder bei Änderung der Sohlenbeschaffenheit eines Gerinnes auftreten.

Als weiterer wesentlicher Aspekt bei Wechselsprüngen wäre dann noch die relativ starke Belüftung des Wassers infolge der Turbulenz anzuführen. Diese Luftdurchmischung führt einerseits zu einer Unterstützung der Energieumwandlung, kann andererseits aber auch zur Verbesserung der Wasserqualität herangezogen werden.

Die folgenden Betrachtungen beziehen sich nun in erster Linie, jedoch nicht ausschließlich, auf den Abfluss in nahezu horizontalen Rechteckgerinnen, da im technischen Bereich kaum andere Fälle auftreten. Bei der Ableitung der wesentlichen Beziehungen wird jedoch vom allgemeinen Fall ausgegangen, und es wird laufend auf die Verhältnisse in anderen Gerinnen hingewiesen.

4.2 Hydraulische Grundlagen der Berechnung

In diesem Kapitel wurde folgendes untersucht: Abflusszustände, Konjugierte Wassertiefen und Energieverlust.

4.2.1 Abflusszustände

Grundsätzlich unterscheidet man bei offenen Gerinnen zwischen zwei Fließzuständen- dem strömenden und dem schießenden Abfluss. Ein einfaches Unterscheidungskriterium ist dabei

das Verhältnis der Fließgeschwindigkeit zur Ausbreitungsgeschwindigkeit der Wellen. Liegt die Fließgeschwindigkeit darüber, spricht man von schießendem, liegt sie darunter - von strömendem Abfluss. Es gilt daher, dass bei schießendem Abfluss eine kleine Störung keine Auswirkungen auf das Oberwasser hat, bei strömendem Abfluss jedoch schon. Eine überkritische (schießende) Strömung wird daher vom Unterwasser nicht beeinflusst.

Um nun ein mathematisches Unterscheidungskriterium für den Abflusszustand zu erhalten, bedient man sich der Energiegleichung (Bernoulligleichung). Hierbei wird vorausgesetzt, dass Wasser homogen und inkompressibel ist und man es mit einer stationären Strömung zu tun hat, die nur von Schwere- und Druckkräften beeinflusst wird. Weiter muss in den Kontrollquerschnitten eine hydrostatische Druckverteilung herrschen. Die hier gezeigte Ableitung der Froude'sche Zahl folgt dabei im Wesentlichen den Betrachtungen von Naudascher (1992). Die Energiegleichung lautet nun [11]:

$$H_0 = h \cdot \cos \theta + \alpha \frac{V^2}{2g} \quad (4.1)$$

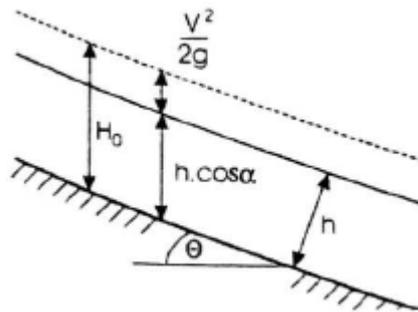


Abbildung 4.1-Bezeichnung für die Energiegleichung

Entsprechend Abbildung 4.1 bezeichnet dabei H_0 die auf die Gerinnesohle bezogene Energiehöhe, h die Wassertiefe, θ den Neigungswinkel der Sohle, α den Coriolis-Beiwert und V die mittlere Geschwindigkeit der Strömung. Für technische Zwecke kann man nun annehmen, dass die Sohle annähernd horizontal und die Geschwindigkeit über den Querschnitt konstant ist. Es wird also mit $\cos \theta = 1$ und

$$\alpha = \frac{1}{A} \int \frac{V^3}{V^3} dA = 1 \quad (4.2)$$

die Energiegleichung zu:

$$H_0 = h + \frac{V^2}{2g} = h + \frac{Q^2}{2gA^2} \quad (4.3)$$

Stellt man nun diese Gleichung grafisch dar (Abbildung 4.2), so erkennt man, dass für einen vorgegebenen Abfluss eine kleinste Energiehöhe existiert, sowie dass bei einer vorgegebenen Energiehöhe zwei unterschiedliche Wassertiefen möglich sind. Die beiden Wassertiefen kann man dabei jeweils dem strömenden oder schießenden Zustand zuordnen. Die Wasser-

tiefe mit minimaler Energiehöhe markiert den Punkt, an dem der Übergang zwischen überkritischen und unterkritischen Abfluss erfolgt [11].

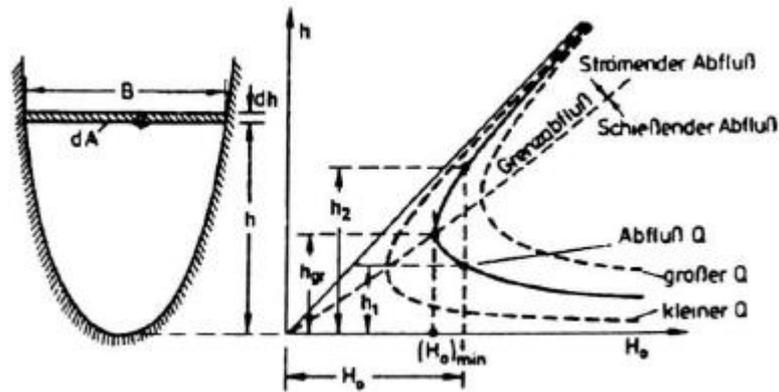


Abbildung 4.2-Grafische Darstellung der Energiegleichung(aus Naudascher 1992)

Die minimale Energiehöhe erhält man mittels einer einfachen Extremwertaufgabe aus Gleichung 4.3:

$$\frac{dH_0}{dH} = 0 \quad (4.4)$$

Man gewinnt daraus die Grenzgeschwindigkeit, bei der der Fließwechsel vollzogen wird, sowie die Froude Zahl mit

$$V_{GR} = \sqrt{g \frac{A_{GR}}{B_{GR}}} \quad (4.5) \quad F_r = \frac{V}{\sqrt{g \frac{A}{B}}} \quad (4.6)$$

Die Froude Zahl, die hier noch für allgemeine Querschnitte angegeben wurde, ist somit beim Fließwechsel gleich eins. Im Bereich strömenden Abflusses ist sie kleiner als eins, im Bereich schießenden Abflusses größer als eins. Die Froude Zahl ist somit eine dimensionslose Kenngröße, die für jede Gerinneströmung ein Maß für den Fließzustand darstellt.

Beschränkt man sich nun auf rechteckiges Gerinne, so werden mit $A=h \cdot B$ die Grenzgeschwindigkeit und die Froude Zahl zu

$$V_{GR} = \sqrt{gh_{GR}} \quad (4.7) \quad F_r = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h}} \quad (4.8)$$

Betrachtet man eine Strömung mit konstantem Durchfluss, so lässt sich aus den Gleichungen 4.3 und 4.7 die Wassertiefe h_{GR} und das dazugehörige Energieniveau $(H_0)_{min}$ ermitteln, bei dem der Fließwechsel vollzogen wird:

$$h_{GR} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot B^2}} \quad (4.9) \quad (H_0)_{min} = \frac{3}{2} h_{GR} \quad (4.10)$$

Benötigt man die Grenztiefe für nicht rechteckige Querschnitte, kann man direkt von Gleichung 4.5 ausgehen, in der Literatur findet man jedoch auch direkt Gleichungen für spezielle

Anwendungsfälle. So gibt zum Beispiel Elevatorsky (1959) eine Beziehung für dreieckige (4.11) und für parabolische (4.12) Gerinnequerschnitte an. Es gilt dabei jeweils, dass B der Breite der Wasseroberfläche entspricht.

$$h_{GR} = \sqrt[3]{\frac{2 \cdot Q^2}{g} \cdot \frac{4 \cdot h^2}{B^2}} \quad (4.11) \quad h_{GR} = \frac{3}{2} \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot B^2}} \quad (4.12)$$

Abbildung 4.3 enthält neben der bereits vorher gezeigten Darstellung der Energiegleichung bei $Q = \text{const}$ eine entsprechende Grafik für $H_0 = \text{const}$. Man erkennt hier, dass bei vorgegebener Energiehöhe ein maximaler Abfluss existiert, der bei Erreichen der Grenztiefe eintritt. Für jeden darunter liegenden Abfluss gibt es zwei unterschiedliche Fließzustände mit unterschiedlicher Wassertiefe. Weiters ist in der Abbildung auf der linken Seite nochmals die hydrostatische Druckverteilung dargestellt, die für alle hier getroffenen Betrachtungen als Randbedingung gefordert wird [11].

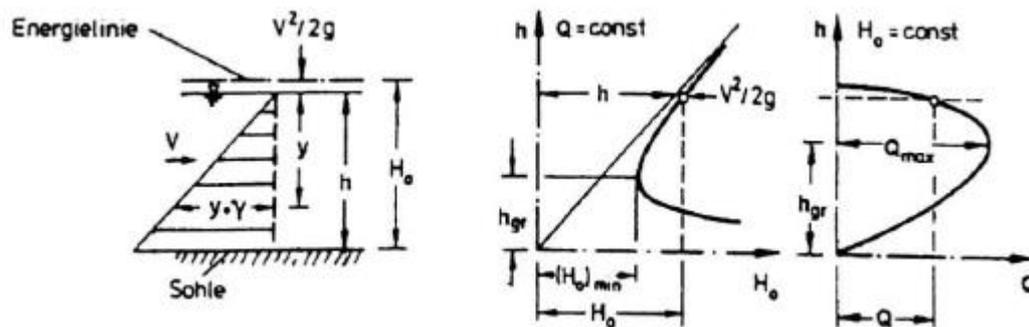


Abbildung 4.3 Darstellung der Energiegleichung sowie der Energiehöhen für Rechteckgerinne (aus Naudascher 1992)

4.2.2 Konjugierte Wassertiefen

Da ein Wechselsprung einen Übergang von schießendem zu strömendem Abfluss darstellt, führt er zwangsläufig zur Vergrößerung der Wassertiefe. Weil es beim Wechselsprung aber zu einer Dissipation von Energie kommt, ist die Wassertiefe nach dem Wechselsprung nicht identisch mit jener, die sich bei einem verlustfreien Fließwechsel (Abbildung 4.2) ergeben würde. Zur Ermittlung der sich tatsächlich einstellenden Wassertiefe bedient man sich nun der Impulsgleichung, wobei sich die folgende Ableitung wieder an den Überlegungen von Noudascher (1992) orientiert. Die Kombination der Wassertiefe vor dem Wechselsprung h_1 und der Tiefe nach dem Fließwechsel h_2 bezeichnet man im Allgemeinen als konjugierte Wassertiefen [11].

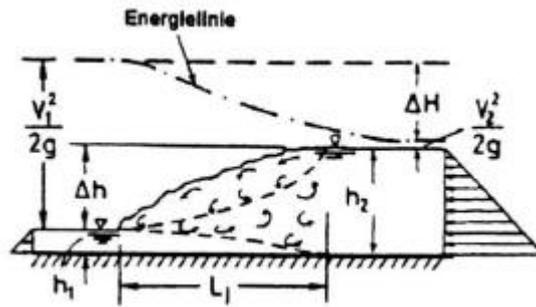


Abbildung 4.4-Konjugierte Wassertiefen(aus Naudascher 1992)

Ausgehend von der allgemeinen, eindimensionalen Impulsgleichung

$$F = F_1 - F_2 = \rho \cdot Q (\beta_2 \cdot V_2 - \beta_1 V_1) \quad (4.13)$$

erhält man:

$$P_1 + \rho \cdot Q \cdot \beta_1 \cdot V_1 = P_2 + \rho \cdot Q \cdot \beta_2 \cdot V_2 \quad (4.14)$$

Wobei P_1 und P_2 die hydrostatischen Druckkräfte in den beiden Querschnitten (Abbildung 4.4) und β den Boussinesq Beiwert bezeichnen. Die Ausdrücke auf der linken bzw. auf der rechten Seite werden nun häufig zusammengefasst und als Stützkräfte S_1 bzw. S_2 bezeichnet.

Setzt man nun $P = \gamma \cdot y \cdot A$ mit y gleich der Schwerpunktstiefe der Querschnittsfläche und $V = Q/A$, so folgt.

$$\gamma_1 \cdot A_1 + \beta \frac{Q^2}{g \cdot A_1} = \gamma_2 \cdot A_2 + \beta \frac{Q^2}{g \cdot A_2} \quad (4.15)$$

Beschränkt man sich nun wieder auf Rechteckquerschnitte und nimmt an, dass die Geschwindigkeit über den Querschnitt konstant bleibt, so folgt mit $y = \frac{1}{2} \cdot h$ und $A = B \cdot h$ sowie

$$\beta = \frac{1}{A} \int \frac{v^2}{V^2} d.A = 1 \quad (4.16)$$

die Impulsgleichung zu

$$V_1 = \sqrt{g \cdot h_1 \left[\frac{1}{2} \cdot \frac{h_2}{h_1} \left(\frac{h_2}{h_1} + 1 \right) \right]^{\frac{1}{2}}} \quad (4.17)$$

Beachtet man nun hier die Definition der Froude-Zahl (4.8), so lässt sich diese Beziehung zur bekannten Belanger-Gleichung für die konjugierten Wassertiefen umformen:

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \cdot Fr_1^2} - 1 \right) \quad (4.18)$$

Aus denselben Überlegungen lässt sich nun aber auch eine Beziehung für die konjugierten Wassertiefen in Abhängigkeit der Froude-Zahl der Unterwasserströmung aufstellen (Gleichung 4.19):

$$\frac{h_1}{h_2} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \cdot Fr_2^2} - 1 \right) \quad (4.19)$$

Eine Überprüfung dieser Beziehungen in bestehenden Anlagen und Modellgerinnen durch Peterka (1964) ergab eine ausgezeichnete Bestätigung ihrer Richtigkeit, wobei jedoch anzumerken ist, dass bei Froude-Zahlen nahe 1 eine Abweichung der Messergebnisse von den berechneten Werten festzustellen war, welche sich dadurch erklären lässt, dass in diesem Bereich die vereinfachenden Annahmen nicht mehr zulässig sind.

In der einschlägigen Literatur (z.B. Elevatorsky. 1959) wird oftmals anstelle der Froude-Zahl ein kinetischer Faktor λ eingeführt, der wie folgt definiert wurde:

$$\lambda = Fr^2 \quad (4.20)$$

Die Gleichungen 4.18 und 4.19 werden dadurch zu:

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \cdot \lambda_1} - 1 \right) \quad (4.21) \quad \frac{h_1}{h_2} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \cdot \lambda_1} - 1 \right) \quad (4.22)$$

Es ist jetzt jedoch noch anzumerken, dass die soeben abgeleiteten Gleichungen nur für Gerinne mit rechteckigem Querschnitt exakte Ergebnisse liefern. Für Wechselsprünge in anderen Gerinnen können die konjugierten Wassertiefen direkt über die Impulsgleichung ermittelt werden. Ein weiterer Fall, bei dem die Gleichung (4.18) relativiert werden muss, ist der Wechselsprung bei Froude-Zahlen kleiner 4. Wie Sarma und Newnham (1973) durch Experimente festgestellt haben, darf in diesem Fall die ungleichförmige Geschwindigkeitsverteilung und damit der Beiwert β nicht vernachlässigt werden. Es ist jedoch zulässig, sowohl am Beginn als auch am Ende des Wechselsprungs dieselbe Verteilung und damit auch denselben Beiwert anzunehmen. Die Gleichung für die konjugierten Wassertiefen wird damit:

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \cdot \beta \cdot Fr_1^2} - 1 \right) \quad (4.23)$$

Wobei β einen Wert zwischen 1,0 und 1,3 annehmen kann.

4.2.3 Energieverlust

Wie bereits früher erwähnt wurde, kommt es im Bereich des Wechselsprunges zu einem starken Abbau von Energie, der in erster Linie durch die Bildung von turbulenten Wirbeln im Inneren des Sprungs herbeigeführt wird. Aufgrund der kurzen Strecke, auf der dieser Abbau stattfindet, können auftretende Sohlreibungskräfte vernachlässigt werden. Dieser Energieabbau lässt sich nun grafisch unter Zuhilfenahme des Energiegleichungsdiagramms darstellen (Abbildung 4.5).

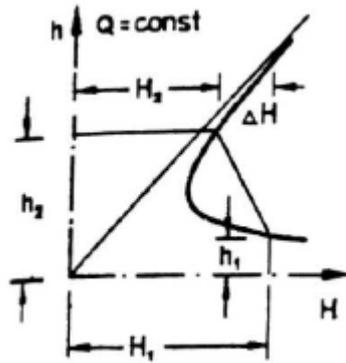


Abbildung 4.5 – Darstellung des Energieverlustes

Die Höhe des Energieverlustes lässt sich (nach Naudascher, 1992) aus der Energiegleichung ermitteln, wobei der Coriolisbeiwert α wieder für beide Kontrollquerschnitte auf 1 gesetzt werden kann. Aus der Energiegleichung

$$\frac{V_1}{2 \cdot g} + h_1 = \frac{V_2}{2 \cdot g} + h_2 + \Delta H \quad (4.24)$$

wird, unter Verwendung von $V_2 = V_1 \cdot h_1 / h_2$ und Gleichung 4.17 der Energieverlust zu [11]:

$$\frac{\Delta H}{h_1} = \frac{\left(\frac{h_2}{h_1} - 1\right)^3}{4 \cdot \frac{h_2}{h_1}} \quad (4.25)$$

ΔH wird dabei auf die schießende Oberwassertiefe h_1 bezogen. Eine alternative Angabe des Energieverlustes liefert Rajaratnam in Vischer/Hager (1995), indem er einen Wirkungsgrad η als Verhältnis des Energieverlustes zum Energieniveau im Oberwasser einführt. Für ΔH ergibt sich dabei natürlich derselbe Wert wie bei Gleichung 4.25, da beide auf physikalischen Überlegungen und nicht auf empirischen Grundlagen beruhen. Es gilt dabei [17]:

$$\eta = \frac{\Delta H}{H_1} = \frac{1}{8} \cdot \frac{\left(\sqrt{1 + 8 \cdot Fr_1^2} - 3\right)}{\left(2 + Fr_1^2\right) \cdot \left(\sqrt{1 + 8 \cdot Fr_1^2} - 1\right)} \quad (4.26)$$

Wie man aus den Gleichungen erkennen kann, ergeben sich für Wechselsprünge mit in der Praxis üblicherweise vorkommenden Oberwasserströmungen Energieabbauraten von bis zu 85 Prozent.

Eine Form dieser Gleichung, deren Ergebnisse jedoch für praktische Berechnungen ausreichend sein dürften, wird dann noch von Hager (Hager-Vischer 1995) durch folgenden Ausdruck angegeben:

$$\eta = \left(1 - \frac{\sqrt{2}}{Fr_1}\right) \quad (4.27)$$

Die Abweichung von dem exakten Wert erreicht dabei bei einer Froude-Zahl von 3 ihr Maximum mit 9 % und nimmt mit steigender und sinkender Froude Zahl ab (Abbildung 4.6). Bei Oberwasserströmungen mit $Fr > 12$ sinkt die Abweichung unter 1 %. Für den bei praktischen Anwendungen wichtigsten Bereich zwischen $Fr=4,5$ und $Fr=9$ kann man bei Verwendung der Linearisierung mit einer Abweichung von 1,5 bis 5,5 Prozent rechnen. Aufgrund der großen Unsicherheiten bei den Eingangsdaten und Randbedingungen wird es also immer zulässig sein, die Linearisierung zu verwenden.

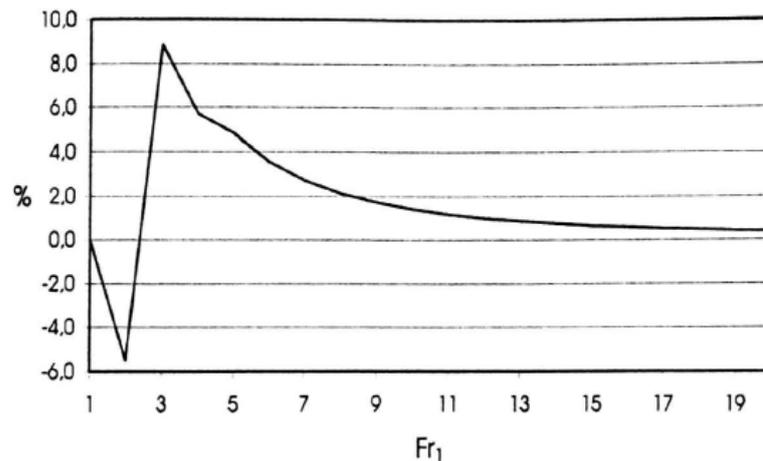


Abbildung 4.6-Abweichung zwischen linearisiertem (Hager) und exaktem Wirkungsgrad (Rajaratnam)

In nicht rechteckigen Gerinnen ergeben sich bei Verwendung der angeführten Gleichung allerdings nur Näherungswerte. Es zeigt sich bei genauer Ermittlung der Energieverluste, dass diese für das am häufigsten eingesetzte Rechteckgerinne am geringsten und für Gerinne mit dreieckigem Querschnitt am größten sind (Vischer/Hager, 1995). Verwendet man also die Werte für den rechteckigen Querschnitt, so liegt der tatsächliche Energieabbau immer darüber und damit auf der sicheren Seite. In Gerinnen mit kreisförmigem Querschnitt, wie sie zum Beispiel in Kanalisationen vorkommen, liegen die Werte in etwa in der Mitte der beiden Extremwerte (Abbildung 4.7) [17].

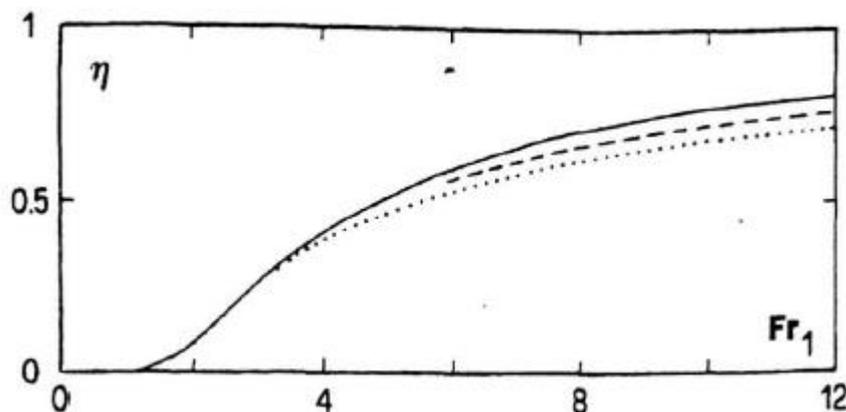


Abbildung 4.7-Energieverlust bei Dreieck-(durchgezogen), Kreis-(gestrichelt) und Rechteckgerinnen (punktiert)(aus Vischer/Hager 1995)

4.3 Typen und Bildungsmechanismen des Wechselsprungs

Die Klassifizierung des Wechselsprungs darf nur in Bezug auf die Froude'sche Zahl angegeben werden. Fälle, bei denen die erste konjugierte Tiefe kleiner als 1-2 cm ist, dürfen nicht angegeben werden. Der Wechselsprung erfolgt in vier verschiedenen Formen.

Um auf die unterschiedlichen Typen des Wechselsprungs eingehen zu können, wird zunächst die Entstehung eines Wechselsprungs besprochen.

Wie bereits vorher erwähnt wurde, entspricht die Ausbreitungsgeschwindigkeit kleiner Wellen der Grenzgeschwindigkeit V_{GR} . Befindet sich die Strömung nun in einem überkritischen Zustand, können sich durch kleine Strömungen hervorgerufene Wellen also nicht ins Oberwasser ausbreiten. Größere Wellen führen nun jedoch auch zu größeren Ausbreitungsgeschwindigkeiten, so dass eine Ausbreitung der Wellen ins Oberwasser auch bei schießendem Abfluss möglich wird. Es bildet sich also eine stehende Welle aus. Da man nun den Einstau, der durch eine unterkritische Unterwasserströmung erzeugt wird, als eine solche Störung auffassen kann, lässt sich der beim Übergang von schießendem zu strömendem Abfluss auftretende Wechselsprung als eine stehende Welle im Sinne der soeben getätigten Überlegungen erklären. Liegt nun die Fließgeschwindigkeit nahe der Grenzgeschwindigkeit, wird sich die stehende Welle bereits bei einer geringen Wellenausbreitungsgeschwindigkeit und daher bei einer relativ kleinen Welle einstellen. Es kann sich in diesem Fall also kein eindeutiger Wechselsprung ausbilden. Da nun die Froude-Zahl der Oberwasserströmung ein Maß für die Überschreitung der Grenzgeschwindigkeit darstellt, kann mit ihrer Hilfe eine Klassifikation der Wechselsprünge getroffen werden [11].

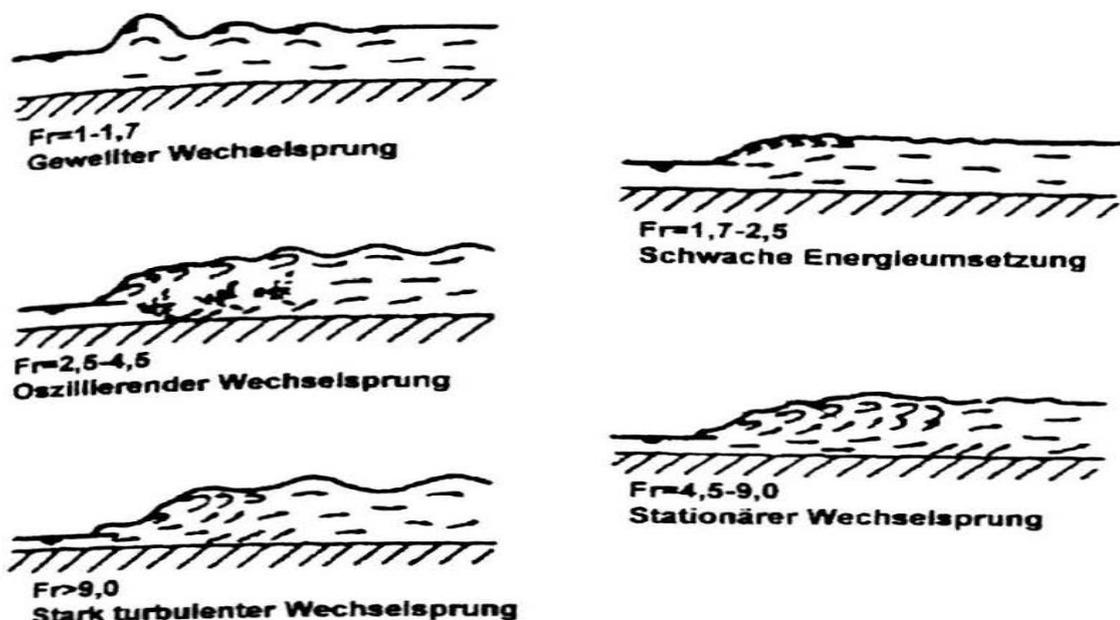


Abbildung 4.8-Klassifikation der Wechselsprünge mit Hilfe der Froude-Zahl im Oberwasser(aus Naudascher 1992)

Fr=1-1,7 Schwacher Wechselsprung

Bei einer Froude-Zahl im Bereich von 1 bis 1,7 tritt ein gewellter Wechselsprung auf. Bei dieser Form des Wechselsprungs wird praktisch keine kinetische Energie in Wärme umgewandelt. Weiters bilden sich die stehenden Wellen bis weit ins Unterwasser aus. Aus diesen Gründen ist dieser Bereich bei praktischen Anwendungen ohne Bedeutung.

Fr=1,7-2,5

Ab der Grenze von 1,7 beginnt der Abbau der Energie messbar zu werden, steigt jedoch nicht über 20% an. An der Oberfläche des Wechselsprungs bildet sich in diesem Bereich eine Reihe von kleinen Walzen aus, und die Wellenbildung im Unterwasser wird schwächer.

Fr=2,5-4,0 Oszillierender Wechselsprung

Der oszillierende Wechselsprung im Bereich von 2,5 bis 4,5 ist durch ein starkes Pulsieren sowie durch die Ausbildung sehr starker Unterwasserwellen gekennzeichnet. Diese Wellen können sich dabei bis mehrere Kilometer ins Unterwasser fortpflanzen und auch dort noch Schäden an Uferbefestigungen auslösen. Diese Form des Wechselsprungs ist daher ebenfalls für praktische Zwecke nicht geeignet, sofern er nicht durch bauliche Maßnahmen stabilisiert wird.

Fr=4,5-9,0 Stabiler Wechselsprung

Im diesem Bereich bildet sich ein sehr stabiler Wechselsprung mit einer klar ausgebildeten Deckwalze und sehr geringer Wellenentwicklung aus. Der Abbau an kinetischer Energie liegt hier im Bereich von 45 bis 70 Prozent.

Fr>9,0 Stark turbulenter Wechselsprung

Bei Froude-Zahlen größer als 9 entsteht ein stark turbulenter Wechselsprung mit sehr starker Wellenbildung im Unterwasser. In diesem Bereich treten sehr große Beanspruchungen der Sohle und von Einbauten in Tosbecken auf, die ab einer Froude-Zahl von 13 nur noch mit unverhältnismäßig großem Aufwand zu beherrschen sind. Aus diesem Grund ist ein Wechselsprung jenseits einer Froude-Zahl von 9 trotz des guten Energieabbaus, der bis zu 85 Prozent betragen kann, zu vermeiden [11].

4.4 Länge und Oberflächenprofil des Wechselsprungs

Der Punkt "Länge und Oberflächenprofil des Wechselsprungs" besteht aus: Länge des Wechselsprungs und Oberflächenprofil des Wechselsprungs

4.4.1 Länge des Wechselsprungs

Die Länge des Wechselsprungs stellt einen wesentlichen Parameter für die Bemessung des Tosbeckens dar, da das Becken lang genug gewählt werden muss, um in allen zu erwartenden Betriebsfällen sicherzustellen, dass der Wechselsprung sich nicht in den ungesicherten Sohlbereich ausdehnt. Aus diesem Grund wurden bereits umfangreiche Untersuchungen durchgeführt, um eine allgemeingültige Beziehung zur Ermittlung der Wechselsprunglänge

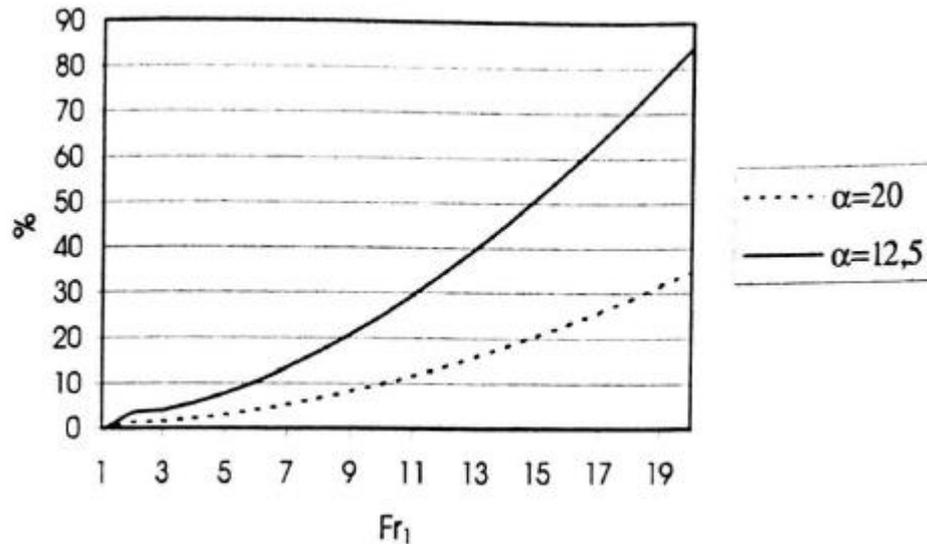


Abbildung 4.10-Abweichung zwischen linearisierter und exakter Deckwalzenlänge

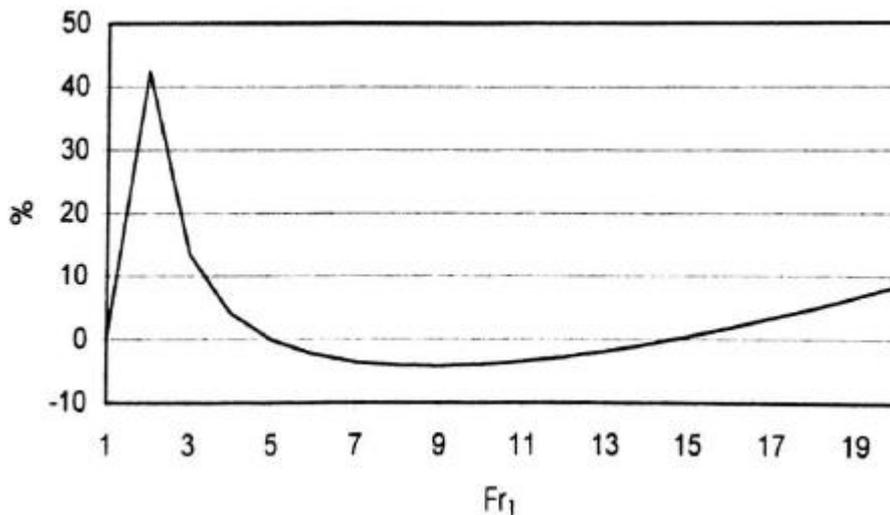


Abbildung 4.11-Abweichung zwischen linearisierter und exakter Wechselsprunglänge nach Hager

4.4.2 Oberflächenprofil des Wechselsprungs

Da es aber in einigen Fällen interessant sein könnte, bereits in der Planungsphase eines Bauwerkes die Wassertiefe an jeder Stelle des Sprungs zu wissen, gibt es einige Untersuchungen zu diesem Thema. Hager gibt zum Beispiel eine Gleichung an, die für Wechselsprünge mit einer Froude-Zahl größer als 4 auch eine gute Bestätigung durch Versuche findet. Es gibt dabei x die Längskoordinate, beginnend mit dem Fußpunkt des Sprungs und h die Wassertiefe an der Stelle x an. Die Gleichung lautet nun:

$$h = (h_2 - h_1) \cdot \tanh\left(1,5 \cdot \frac{x}{L_r}\right) + h_1 \quad (4.32)$$

wobei die Länge der Deckwalze L_r entsprechend Gleichung 4.28 bzw. 4.30 definiert wird. Für Froude-Zahlen kleiner 4 geben wieder Sarma und Newnham (1973) ein Verfahren an, mit dem die Oberfläche des Wechselsprungs ermittelt werden kann, auf das hier jedoch nicht weiter eingegangen wird.

4.5 Geschwindigkeitsverteilung im Wechselsprung

Die ersten Messungen der Geschwindigkeit im Wechselsprung wurden von Bakhmeteff und Matzke (1963) durchgeführt. Im Jahr 1959 stellte Rouse das Geschwindigkeitsfeld für drei gewählte Werte der Froude'schen Zahl dar. Einige Jahre später beschreiben Schröder (1963) und Rajaratnam (1965) die Struktur der Geschwindigkeits- und Druckverteilung als zeitgemittelte Größen. Wie in einem späteren Kapitel gezeigt wird, sind Tosbecken oftmals mit Störkörpern ausgerüstet, auf die infolge der kinetischen Energie des Wassers starke Kräfte ausgeübt werden. Um Verfahren zur Ermittlung dieser Kräfte bzw. auch jener Kräfte, die auf Endschwellen und die Gerinnesohle wirken zu erhalten, war man interessiert, die Geschwindigkeiten im Inneren des Wechselsprungs zu kennen und führte entsprechende Versuche durch. Weiters lieferten diese Untersuchungen auch Aufschlüsse über das Ausmaß der Rückströmung, die in der Deckwalze auftritt, sowie über die Mechanismen der Energieumwandlung im Wechselsprung.

Abbildung 4.12 zeigt nun eine typische, durch Versuche ermittelte Geschwindigkeitsverteilung bei einer Froude-Zahl von 4,95 und einer Oberwassertiefe h_1 von 63,8 mm. Abbildung a) zeigt dabei die Verteilung in der Gerinneachse, Abbildung c) an der Gerinnewand und Abbildung b) in einem dazwischen liegenden Bereich. Man erkennt in den Abbildungen, dass sich zunächst an der Gerinnesohle ein Bereich mit hoher Fließgeschwindigkeit ausbildet, und es erst im letzten Drittel des Sprungs zu einer gleichmäßigen Verteilung der Strömung über die gesamte Wassertiefe kommt. An der Gerinnewand tritt diese Vergleichmäßigung dabei früher auf als in der Gerinnemitte. In Bezug auf die Rückströmung kann man erkennen, dass sich diese nur auf eine relativ dünne Schicht an der Oberfläche des Sprungs beschränkt [17].

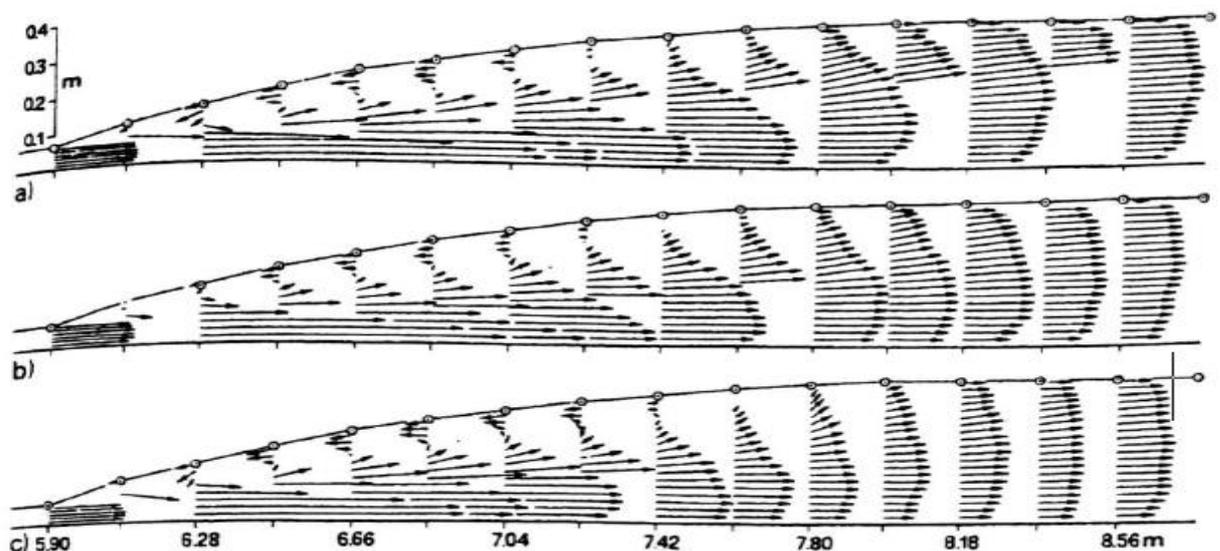


Abbildung 4.12 – Geschwindigkeitsverteilung bei $Fr=4,95$ (aus Vischer/Hager 1995)

Hager (Vischer /Hager, 1995) liefert nun ein Verfahren zur Ermittlung der Geschwindigkeitsverteilung in einem Wechselsprung. Zu diesem Zweck definiert er zunächst eine Grenzschicht mit der Dicke δ_s , die der bereits erwähnten Zone mit hoher Geschwindigkeit (Abbildung 4.12) entspricht. Die Grenzschicht ermittelt sich dabei nach:

$$\delta_s = 0,06 \cdot (h_2 - h_1) \cdot \left[1 + 5 \cdot (x - 0,25)^2 \right] \quad (4.33)$$

wobei $X = x \cdot L_r$ gilt, mit x als Koordinate von Beginn des Wechselsprungs und L_r als Länge der Deckwalze nach Gleichung (4.28) bzw. (4.30). Wobei hier und auch für die folgenden Beziehungen $0,05 < X < 1,20$ gilt. Die maximale Geschwindigkeit in einem Querschnitt X ist:

$$v_m = e^{-2 \cdot x^{1,8}} \cdot (V_1 - V_2) + V_2 \quad (4.34)$$

Wobei V_1 und V_2 die Geschwindigkeiten unmittelbar vor bzw. nach dem Wechselsprung bezeichnen. Analog dazu ergibt sich die maximale Rückströmgeschwindigkeit an der Wasseroberfläche zu:

$$v_s = -\sin\left(\frac{x + 0,1}{1,1}\right) \cdot V_2 \quad (4.35)$$

Aus diesen Werten lässt sich dann noch die Geschwindigkeit in jeder beliebigen Höhe z , gemessen von der Sohle bestimmen. Man muss dabei jedoch zwischen dem Bereich der Grenzschicht und dem darüber liegenden Bereich unterscheiden. In der Grenzschicht gilt:

$$v = \left(\frac{z}{\delta_s}\right)^{1,7} \cdot v_m \quad (4.36)$$

Für den Bereich darüber kann man folgende Beziehung verwenden:

$$v = \cos^2\left(100 \frac{z - \delta_s}{h - \delta_s}\right) \cdot (v_m - v_s) + v_s \quad (4.37)$$

Wobei h die Wassertiefe an der untersuchten Stelle angibt und nach Gleichung 4.32 ermittelt werden kann. Aus Gleichung 4.36 lässt sich nun auch die Geschwindigkeit an der Gerinnesohle und damit auch die wirkende Schleppspannung berechnen.

Abschließend ist bei allen hier angegebenen Beziehungen aber noch darauf hinzuweisen, dass sie empirischer Natur sind und nicht auf physikalischen Grundlagen beruhen. Eine absolute Richtigkeit kann nicht angenommen werden, obwohl sich bei Versuchen eine gute Übereinstimmung mit dem tatsächlichen Geschwindigkeitsprofil zeigte.

4.6 Lufteintrag

Der Punkt „Lufteinmischung“ besteht aus: Lufteinmischung im Wechselsprung und Wechselsprung bei Schussstrahl.

4.6.1 Lufteintrag im Wechselsprung

Infolge der starken Turbulenz an der Oberfläche der Deckwalze kommt es zu einer starken Einmischung von Luftblasen, die kurz nach dem Ende des Wechselsprungs durch die nun unterkritische Strömung wieder aufsteigen und das Wasser verlassen. Dieser kurze, stark

belüftete Strömungsabschnitt reicht aber aus, um zu einer Erhöhung der Sauerstoffkonzentration zu führen und trägt zusätzlich noch zur Energieumwandlung bei.

Befindet sich das Gewässer oberhalb des Wechselsprungs in einem sauerstoffarmen Zustand, so führt dies zu einer Verbesserung der Qualität des Wassers und des Lebensraums im Unterwasser. Liegt die Sauerstoffkonzentration im Oberwasser aber bereits nahe der Sättigung, so kommt es unmittelbar nach dem Wechselsprung zu einer Sauerstoffübersättigung, die besonders in Gewässern mit geringer Turbulenz nur langsam abgebaut werden kann. Solche Übersättigungen können zum Absterben von Fischen, Insekten und Krebsen führen und damit ein ernstes ökologisches Problem darstellen. Zur Ermittlung der Grenzwerte, ab denen eine Gefahr für Organismen besteht, sei hier auf die einschlägige Fachliteratur verwiesen.

Weiters wäre noch anzumerken, dass die Erhöhung des Wasservolumens infolge der Luftblaseneinmischung im Bereich des Wechselsprungs zu einer Anhebung des Wasserspiegels über den errechneten Wert h_2 führen kann (Abbildung 4.13). Weiters ist in der Abbildung noch der belüftete Wasserbereich eingetragen, wobei anzumerken ist, dass sich die höchste Luftblasenkonzentration unmittelbar nach dem Beginn der Deckwalze einstellt und dann bis zum Ende des Sprunges abnimmt [11].

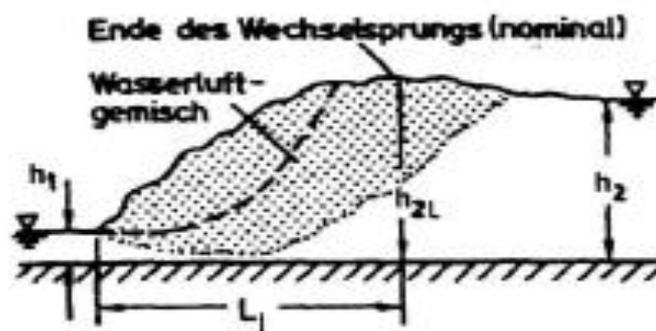


Abbildung 4.13 – Bereich der Lufteinmischung im Wechselsprung (aus Naudascher 1992)

Naudascher (1992) gibt nun eine Möglichkeit zur Ermittlung des Sauerstoffeintrags in das Gewässer an, die in erster Linie von der Froude-Zahl, der Reynolds-Zahl sowie der Salzkonzentration im Wasser abhängt. Die pro Zeiteinheit eingetragene Luftblasenmenge ergibt sich dabei unter Berücksichtigung des Wasserdurchflusses Q_w , zu [11]:

$$Q_{LE} = Q_w \cdot 5 \times 10^{-3} \cdot Fr_1^2 \quad (4.38)$$

Hierbei ist zu beachten, dass man mit einer Schwankungsbreite von $\pm 20\%$ rechnen muss. Diese Luftblasen führen nun zu einer Anreicherung des Wassers mit gelöstem Sauerstoff, welche durch das Defizitverhältnis r beschrieben wird. Die folgende Beziehung ist dabei streng genommen nur für einen Temperaturbereich von 14°C bis 18°C und unter

Einhaltung der folgenden Randbedingungen gültig: $2 < Fr_1 < 9$:

$12700 < Re < 70700$; $10\% < C_{e1} < 70\%$

$$r = \frac{C_s - C_1}{C_s - C_2} = k_c \cdot Fr_1^2 \cdot Re^{0,75} \quad (4.39)$$

Dabei bezeichnet C_s die Sauerstoffkonzentration bei Sättigung, C_1 und C_2 die Konzentrationen im Ober- bzw. Unterwasser und k_c einen von der Salzkonzentration abhängigen Beiwert

($0\% \rightarrow k_c = 1,004$ / $0,3\% \rightarrow k_c = 1,245$ / $0,6\% \rightarrow k_c = 1,550$)

Zur Ermittlung der Länge des mit Luftblasen durchmischten Bereichs gibt Hager (Vischer-Hager 1995) folgende Beziehung an:

$$L_o = 3,5 \cdot h_2 \cdot \sqrt{Fr_1 - 1,5} \quad (4.40)$$

Hager liefert dann im Folgenden auch noch ein Verfahren zur Ermittlung der maximalen Luftblasenkonzentration im Wechselsprung. Der über den Querschnitt gemittelte Wert $C_{max}(\%)$ ergibt sich dabei zu:

$$C_{max} = 0,225 \cdot (Fr_1 - 1,55) \quad (4.41)$$

Wobei die Lage des Maximums mit $1/9 \cdot L_o$ vom Beginn des Wechselsprungs an gemessen, angegeben wird [17].

4.6.2 Wechselsprung bei Schussstrahl

Liegt ein Tosbecken am Fuß einer längeren Schussrinne, so muss damit gerechnet werden, dass der Schussstrahl bereits vor Beginn des Wechselsprungs belüftet ist. In diesem Fall ergeben sich aufgrund der veränderten Eigenschaften der Flüssigkeit auch veränderte konjugierte Tiefen. Durch die verringerte Dichte der Flüssigkeit liegt der Wasserspiegel aber auch schon vor dem Wechselsprung höher als er in einem nicht belüfteten Strahl wäre. Die Berechnung der konjugierten Tiefen bezieht sich nun auf diese Klarwassertiefe und nicht auf den tatsächlichen Wasserspiegel. Abbildung 4.14 zeigt neben den beiden Wassertiefen noch eine typische Verteilung der Luftblasen über die Wassertiefe, sowie die durch die Luftdurchmischung veränderten Druckverhältnisse, welche zur Veränderung der konjugierten Tiefen beitragen [11].

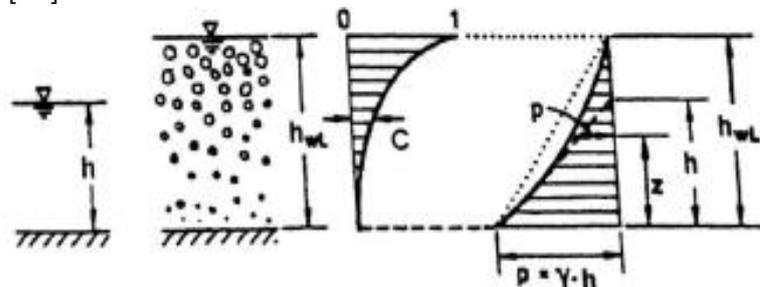


Abbildung 4.14 –Verhältnisse in einer Strömung mit Lufteinmischung(aus Naudascher 1992)

4.7 Lage des Wechselsprungs

Der Abschnitt „Lage des Wechselsprungs und rückgestaute Wechselsprünge“ setzt sich aus folgenden Informationen zusammen: Allgemeines, Eingestaute Wechselsprünge und Wechselsprünge nach geneigten Gerinnen.

4.7.1 Allgemeines

Im Allgemeinen wird die Tiefe der unterkritischen Unterwasserströmung h_{uw} nicht gleich der zweiten konjugierten Tiefe des Wechselsprungs h_2 entsprechen. Prinzipiell gilt es nun drei Fälle zu unterscheiden, wobei der erste Fall, bei dem die beiden Tiefen gleich sind und der Wechselsprung sich daher stabil ausbildet, im allgemeinen nur unter Zuhilfenahme baulicher Hilfsmittel erreichbar ist.

Im Fall, dass $h_2 > h_{uw}$ gilt, wandert der Wechselsprung so weit ins Unterwasser ab, bis sich ein Zustand einstellt, in dem die beiden Tiefen den gleichen Wert annehmen. Vor dem Wechselsprung entsteht dabei eine schießende Strecke, in der der Wasserspiegel infolge der Sohlrei-

bung ansteigt, ohne aber einen Grenzübergang zu vollziehen. Dieses Ansteigen führt nun zu einer Reduktion der Froude-Zahl Fr_1 und damit auch zu einer Verkleinerung der Tiefe h_2 . Der Wechselsprung bildet sich nun an jener Stelle aus, an der wieder $h_2 = h_{uw}$ gilt (Abbildung 4.15). Um diese Abwanderung des Wechselsprungs zu vermeiden, sind bauliche Maßnahmen erforderlich, die in einem späteren Kapitel beschrieben werden [2].

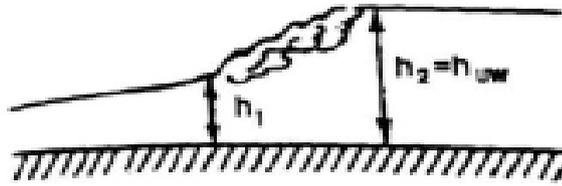


Abbildung 4.15-Wechselsprung bei Abwanderung ins Unterwasser(aus Elevatorsky 1959)

Gilt jedoch $h_{uw} < h_2$ so wandert der Wechselsprung ins Oberwasser ab. In der Praxis wird dies jedoch im Allgemeinen nicht möglich sein, da ein Abwandern durch vorhandene Bauwerke, wie z.B. dem Ausfluss eines Kraftwerk, verhindert wird. In diesem Fall spricht man dann von einem eingestauten Wechselsprung. Einen Sonderfall des eingestauten Wechselsprungs stellt der Wechselsprung nach stark geneigten Gerinnen, wie zum Beispiel einer Wehranlage, dar.

4.7.2 Eingestaute Wechselsprünge

Bei eingestauten Wechselsprüngen ist die nach Gleichung 4.18 berechnete, konjugierte Tiefe h_2^* des Wechselsprungs kleiner als die Unterwassertiefe h_{uw} . Das Ausmaß des Rückstaus wird nun im Allgemeinen durch einen Einstaufaktor S_j angegeben, der entsprechend Gleichung 4.42 als Verhältnis von Wassertiefen definiert ist.

$$S_j = \frac{h_{uw} - h_2^*}{h_2^*} \quad (4.42)$$

Ein wesentliches Merkmal eines eingestauten Wechselsprungs ist die im Vergleich zum herkömmlichen Sprung veränderte Energieabbaurate. Man kann im allgemeinen sagen, dass es im Bereich kleiner Froude-Zahlen zu einer Vergrößerung des Wirkungsgrads, bei größeren Froude-Zahlen jedoch zu einem geringeren Energieabbau kommt, wobei dieser Effekt mit zunehmendem Einstaugrad verstärkt wird (Abbildung 4.16). Es ist dabei zu beachten, dass der für praktische Anwendungen im Wasserbau bevorzugte Froude-Zahlenbereich eine verringerte Effizienz aufweist und damit zu einer verstärkten Erosion im Unterwasser führt. Ein eingestauter Wechselsprung ist allerdings unempfindlicher gegenüber Durchflussschwankungen und tendiert weniger zum Abwandern ins Unterwasser. Auf jeden Fall sollte man vermeiden, dass es zu einem häufigen Wechsel zwischen eingestautem und klassischem Sprung kommt, da der Übergang durch eine turbulente Wasseroberfläche und durch eine starke Wellenbildung und Ufererosion im Unterwasser gekennzeichnet ist. Weiters kommt es während des Übergangs auch zu sehr großen dynamischen Drücken auf Gerinnwandungen und -sohle und deshalb zu einer verkürzten Lebensdauer des Tosbeckens [17].

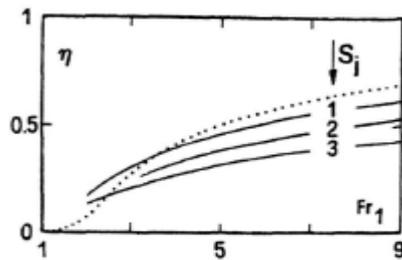


Abbildung 4.16 – Wirkungsgrad des eingestauten Wechselsprungs (aus Vischer/Hager 1995)

Bei sehr starkem Einstau geht der Wechselsprung in einen getauchten Strahl über. In diesem Fall erfolgt der Energieabbau durch turbulente Diffusion des Strahls im langsamer fließenden Unterwasser. Es ist dabei jedoch zu beachten, dass für den Abbau der hohen Fließgeschwindigkeiten eine wesentlich längere Strecke als beim Wechselsprung erforderlich ist. Muss man also bei einem Turbinenausfluss oder am Ende eines Druckstollens mit einem starken Rückstau rechnen, so ist bis weit ins Unterwasser eine entsprechende Sohlsicherung erforderlich. Ein weiterer Nachteil, der sich bei starkem Einstau eines Krafthaus ergibt ist die Verringerung der Leistung der Turbinen durch den nun vom Unterwasser wirkenden Gegenruck bzw. die verkleinerte Fallhöhe. Es wird daher immer anzustreben sein, einen zu starken Einstau in allen Abflusszuständen zu vermeiden.

Ein weiterer Unterschied ergibt sich zwischen klassischem und eingestautem Wechselsprung bei der Lufteinmischung. Wie bereits vorher ausführlich dargelegt, findet die Einmischung der Luftblasen in erster Linie am Beginn des Wechselsprungs statt. Da dieser Bereich nun allerdings infolge des Einstaus nicht in der selben Form ausgebildet werden kann, kommt es beim rückgestauten Wechselsprung auch praktisch zu keiner Belüftung. Eine Verbesserung der Wasserqualität ist demnach in diesem Fall nicht möglich [17].

4.7.3 Wechselsprünge nach geneigten Gerinnen

Befindet sich ein Wechselsprung am Fuß eines geneigten Gerinnes, wie es zum Beispiel nach Wehranlagen der Regelfall ist, so muss man zwischen verschiedenen Typen des Wechselsprungs unterscheiden (Abbildung 4.17) [17].

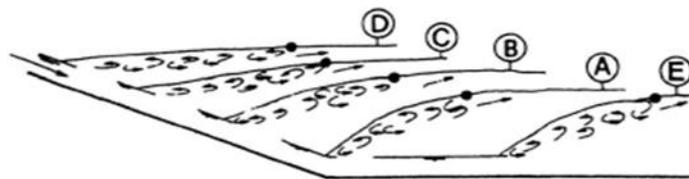


Abbildung 4.17-Typen des Wechselsprungs nach geneigten Gerinnen (Aus Vischer/Hager 1995)

Typ E stellt dabei den klassischen Wechselsprung dar, von dem sich Typ A nur durch die Richtung des Zuflusses unterscheidet. Dieser Unterschied kann jedoch vernachlässigt werden und so lassen sich für Typ A, mit ausreichender Genauigkeit, alle für den klassischen Wechselsprung getätigten Überlegungen anwenden.

Bei größeren Abflüssen kommt es nun jedoch dazu, dass der Fuß des Wechselsprungs infolge der Einstauung vom Unterwasser nach oben verschoben wird, bis die konjugierte Tiefe am Ende des Wechselsprungs gleich der Unterwassertiefe wird. Man unterscheidet hier nun zwei verschiedene Zonen, deren Grenzfall durch den Typ C gekennzeichnet ist. In diesem Fall liegt das Ende der Deckwalze genau über dem Knickpunkt der Gerinnesohle. Im Fall B liegt dieser Endpunkt noch im horizontalen Gerinnebereich, der Beginn des Wechselsprungs jedoch schon im geneigten Bereich. Und im Fall D ist die gesamte Deckwalze über den Knickpunkt nach oben verschoben. Bei diesem Typ hat der horizontale Gerinneboden also keinen Einfluss mehr auf den Wechselsprung. Man kann diesen Typ auch dann anwenden, wenn ein

stark geneigtes Gerinne in ein größeres Gewässer einmündet und ein Knickpunkt zur Sohle nicht klar definierbar ist [17].

Für praktische Fälle steht man nun wieder vor dem Problem, ob man einen klassischen Wechselsprung des Typs E oder Typs A anstrebt, deren Effizienz der Energieumwandlung besser als bei den eingestauten Typen B bis D ist oder ob man einen eingestauten Typ wählt, der bei Änderungen des Durchflusses weniger zum Abwandern ins Unterwasser neigt.

Abschließend ist noch darauf hinzuweisen, dass der Wechselsprung bei einer Wehranlage so weit eingestaut werden kann, dass es nunmehr zu einem gewellten Abfluss über dem Wehr kommt (Abbildung 4.18). In diesem Fall kommt es praktisch zu keinem Energieabbau, weshalb eine Vergrößerung der Absturzhöhe unumgänglich wird [4].



Abbildung 4.18-Gewellter Abfluss über ein Wehr(aus Garbrecht 1959)

5. Das Tosbecken

In diesem Kapitel wurde untersucht: Tosbecken ohne Sohlprünge, Tosbecken - das klassische Tosbecken, Tosbecken mit Endschwelle und Tosbecken mit Störkörper.

5.1 Allgemeines

Tosbecken werden einerseits zur Stabilisierung des Wechselsprungs benötigt, d.h. um ein Abwandern ins Unterwasser zu verhindern und andererseits, um eine Erosion der Sohle im Bereich des Wechselsprungs zu vermeiden. Solche Störkörper werden eingesetzt, um die Stabilisierung des Wechselsprungs und den Wirkungsgrad der Energieumwandlung zu verbessern und um die Länge des Tosbeckens zu reduzieren. Weiters haben sie auch einen günstigen Einfluss auf die Tendenz des Wechselsprungs, Wellen im Unterwasser zu bilden und damit auf die Neigung zur Bildung von Auskolkungen unmittelbar nach dem Tosbecken. Neben den Verfahren zur Ermittlung der Länge und Tiefe des klassischen Tosbeckens wird in diesem Kapitel auch auf die Berechnung der eben erwähnten Störkörper sowie auf Tosbecken mit Endschwelle eingegangen. Weiters soll auch die Tendenz zur Bildung von Kolken im Unterwasser der verschiedenen Tosbeckenformen behandelt werden. Für alle Typen von Tosbecken ist anzumerken, dass bei sehr hohen Anströmgeschwindigkeiten und unsymmetrischen Anströmbedingungen mit Problemen in Bezug auf Effizienz der Energieumwandlung sowie in Bezug auf die Haltbarkeit des Tosbeckens zu rechnen ist.



Abbildung 5.1 - Erosion an einem Störkörper
(Tosbecken Studena Damm-Bulgarien)



Abbildung 5.2 - Tosbecken Chaira Damm Bulgarien



Abbildung 5.3- Tosbecken Chaira Damm Bulgarien

5.2 Tosbecken ohne Sohlprünge

Als einfachste Form des Tosbeckens könnte man eine Sohlssicherung auffassen, bei der ein klassischer Wechselsprung (der bereits ausführlich behandelt wurde) stattfindet (Abbildung 5.4). Eine solche Sohlssicherung besteht dabei - wie auch bei allen anderen Tosbeckentypen, im Allgemeinen aus einer Stahlbetonplatte. Bei dieser einfachen Bauart ist jedoch zu beachten, dass es zu keiner Stabilisierung des Sprungs kommt und ein Abwandern ins Unterwasser daher nicht vermieden werden kann. Diese Form wird daher im Allgemeinen nicht angewandt. Der einzige Fall, bei dem dies jedoch zulässig wäre ist ein Wechselsprung, der in allen Abflusszuständen eingestaut wird und daher nicht abwandern kann [17].

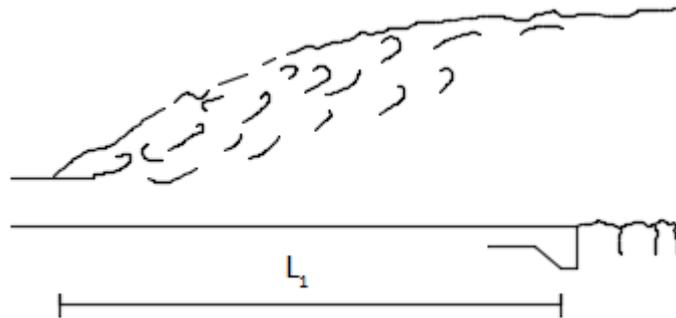


Abbildung 5.4 - Einfachste Form des Tosbeckens (aus Vischer/Hager 1995, modifiziert)

Die Länge eines solchen Tosbeckens muss dabei mindestens so groß wie die Länge des Wechsellängsprungs L_1 sein, um eine Erosion der Sohle zu verhindern.

5.3 Tosbecken mit positiver Stufe - das klassische Tosbecken

Der Punkt „Tosbecken mit positiver Stufe – das klassische Tosbecken“ besteht aus: Allgemeines, Tiefe des Tosbeckens und Länge des Tosbeckens.

5.3.1 Allgemeines

Die am häufigsten angewendete Form des Tosbeckens ist das Tosbecken mit Endstufe (Abbildung 5.5). In diesem Fall erfolgt die Stabilisierung des Wechsellängsprungs durch einen Sprung in der Sohlenhöhe am Ende des Beckens. Dieser Sprung führt jedoch zu einer Beeinflussung der konjugierten Tiefen im Becken, auf welche im Folgenden eingegangen wird [11].

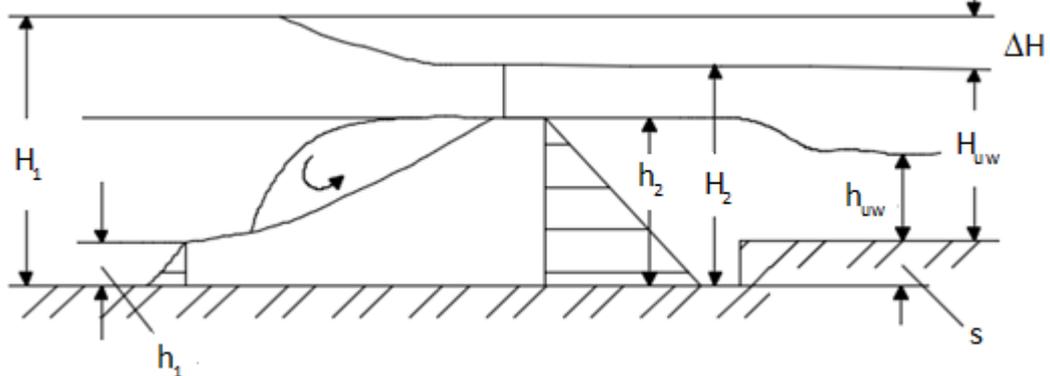


Abbildung 5.5 - Tosbecken mit Endstufe (aus Naudascher 1992)

Bezüglich des Wirkungsgrades des Wechsellängsprungs bzw. des Ausmaßes an umgewandelter Energie kommt es durch die Endstufe zu keiner Beeinflussung und die zuvor getätigten Überlegungen sind uneingeschränkt gültig.

Zur Form der Endstufe ist noch zu bemerken, dass diese nicht zwangsläufig senkrecht sein muss. Eine geneigte Stufe führt zu keiner Beeinflussung der Tiefe und Länge des Beckens. Bezüglich der horizontalen Lage der Stufe ist allerdings zu beachten, dass diese durch den Mittelpunkt des geneigten Sohlstücks definiert wird.

Wichtig für die Gültigkeit aller folgenden Betrachtungen ist, dass sich der Wechsellängsprung klar ausprägen kann und es nicht zu einem gewellten Wechsellängsprung über die Endstufe kommt, da ein solcher einen wesentlich geringeren Wirkungsgrad aufweist. Zur Ermittlung des zu erwartenden Sprung-Typs gibt Naudascher (1992) eine Grenzbedingung an, die in (Abbildung 5.6) wiedergegeben wird und vor allem bei hohen Stufen relevant ist. Hier ist nun allerdings

neben der Froude-Zahl, der Stufenhöhe und der Oberwassertiefe auch die Neigung der Endstufe θ zu beachten [11].

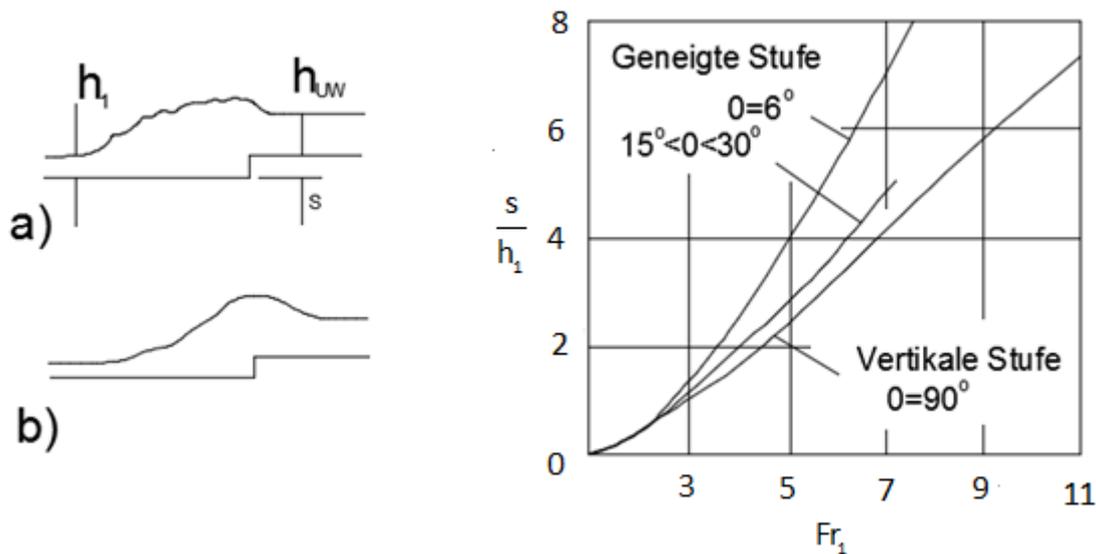


Abbildung 5.6 - Grenzbedingung zwischen a) ausgeprägtem und b) gewelltem Wechselsprung (aus Naudascher 1992)

5.3.2 Tiefe des Tosbeckens

Wie aus (Abbildung 5.5) ersichtlich, muss zur Stabilisierung des Wechselsprungs sichergestellt werden, dass die Energiehöhe im Unterwasser H_{UW} gleich der zur zweiten konjugierten Tiefe gehörenden Energiehöhe H_2 wird. Es ergibt sich daher für die Tiefe des Tosbeckens folgende allgemeingültige Beziehung [11]:

$$s = H_2 - H_{UW} \quad (5.1)$$

H_2 kann dabei aus der Wassertiefe h_2 ermittelt werden, welche sich mithilfe der Belanger-Gleichung (5.2) bzw. bei Wechselsprüngen mit Vorbelüftung, Wechselsprüngen in Rauhrinnen usw. mit den jeweiligen Beziehungen für die konjugierten Tiefen errechnen lässt. Für die Ermittlung von h_{UW} und damit auch der Energiehöhe H_{UW} kann wieder auf eine Fließgleichung, wie z. B. die Strickler-Formel, zurückgegriffen werden.

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \cdot Fr_1^2} - 1 \right) \quad (5.2)$$

Wählt man die Tiefe des Tosbeckens allerdings größer als den durch (Gleichung 5.1) ermittelten Wert, so erzeugt man durch die Endstufe einen Einstau. Bei Wechselsprüngen, die bereits durch die vorhandene Unterwassertiefe eingestaut wären, wird der Einstau durch die Anordnung einer Stufe vergrößert. Als Maß für die Größe des Einstaus wird im Allgemeinen ein Einstaugrad S_T (Gleichung 5.3) definiert, der jedoch nicht identisch ist mit dem Einstaufaktor des Wechselsprungs nach (Gleichung 5.4)

$$S_T = \frac{h_{UW} + s}{h_2^*} \quad (5.3)$$

$$S_1 = \frac{h_{UW} - h_2^*}{h_2^*} \quad (5.4)$$

h_2^* bezeichnet dabei erneut die zweite konjugierte Tiefe, die sich bei der Berechnung ohne Berücksichtigung des Einstaus ergeben würde. Bei Wechselsprüngen, die ohne Stufe nicht

eingestaut wären, gilt daher $h_2^* = h_2$. Um eine sichere Stabilisierung des Wechselsprungs zu gewährleisten, sollte der Einstaugrad einen Wert zwischen 1,05 und 1,25 annehmen. Bei größerem Einstau ist wieder mit einer Reduktion des Wirkungsgrads zu rechnen.

Eine direkte Beziehung zur Ermittlung der Tosbeckentiefe gibt dann noch Naudascher (1992) mit folgender Gleichung an, wobei zu beachten ist, dass dieser Ausdruck nicht für Wechselsprünge gilt, die bereits ohne Stufe eingestaut wären. In diesem Fall ist wieder auf (Gleichung 3.1) zurückzugreifen.

$$\frac{h_1^2}{2} - \frac{h_{UW}^2}{2} - s \cdot (h_{UW} + s) = \frac{q^2}{g} \left(\frac{1}{h_{UW}} - \frac{1}{h_1} \right) \quad (5.5)$$

Die meisten in dieser Beziehung verwendeten Bezeichnungen können nun wieder aus (Abbildung 5.5) entnommen werden und q gibt den Durchfluss pro Meter Gerinnebreite an.

Eine alternative Beziehung, die ebenfalls den direkten Schluss von h_1 und h_{UW} auf die Tosbeckentiefe erlaubt, liefert Hager (Vischer/Hager 1995) mit (Gleichung 5.6). Er unterscheidet dabei allerdings zwischen zwei verschiedenen Fällen, die sich durch die Lage der Endstufe im Verhältnis zur Deckwalze unterscheiden. Bei Typ A liegt dabei die Deckwalze vollständig vor der Stufe, bei Typ B schließt die Deckwalze die Stufe ein [17].

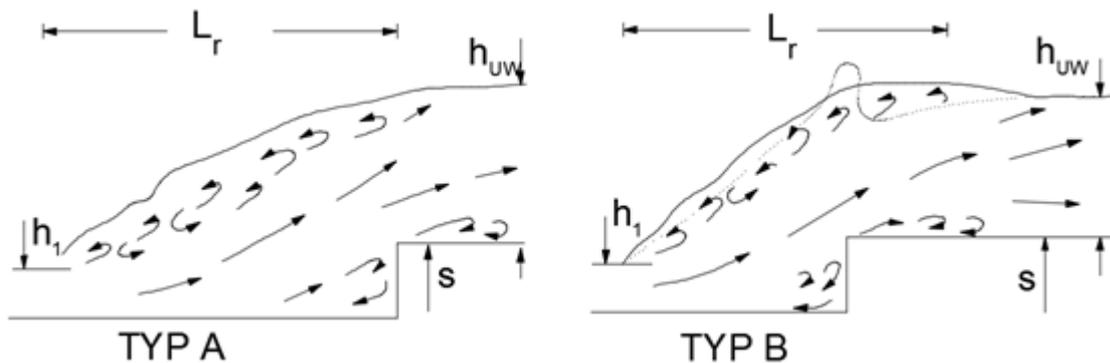


Abbildung 5.7. -Typen des Wechselsprung in klassischen Tosbecken (aus Vischer/Hager 1995)

$$\frac{h_{UW}}{h_1} - \frac{h_2}{h_1} = \frac{-\frac{s}{h_1}}{1 + \alpha_s \cdot \frac{-s}{h_1 \cdot Fr_1}} \quad (5.6)$$

Für den Beiwert gilt dabei bei Wechselsprüngen des Typs A $\alpha_s = \sqrt{2}$ und bei Typ B $\alpha_s = 1/\sqrt{2}$. Die Wassertiefe h_2 lässt sich wie bisher berechnen.

Sofern die Lage des Sprungs in Bezug auf die Sohlstufe nicht schon vor der Bemessung feststeht, wird es schwierig sein zu entscheiden, mit welchem Typ von Wechselsprung zu rechnen ist. Anzustreben wäre allerdings immer der Typ A, da dieser zu geringen Erosionen im Unterwasser führt. Um eine Unterscheidung jedoch überhaupt möglich zu machen, ist die Kenntnis der Deckwalzenlänge erforderlich, welche ihrerseits wieder von der Höhe der Stufe abhängt. Es ist also ein iterativer Berechnungsgang erforderlich, um die Bemessung des Beckens auf diese Art vorzunehmen. Zur Berechnung der Walzenlänge kann dabei auf (Gleichung 3.7) zurückgegriffen werden.

$$L_r = \alpha_r \cdot (h_{UW} + s) \quad (5.7)$$

Es gilt dabei $\alpha_r = 4,75$ für Wechselsprünge des Typs A und $\alpha_r = 4,75$ für den Typ B.

Die soeben angegebene (Gleichung 5.6) für die Stufenhöhe weicht allerdings in einem Vorzeichen von der Originalgleichung nach Hager ab, da diese keine sinnvollen Ergebnisse bringen würde. Es dürfte sich also um einen Druckfehler in der Quelle (Vischer/Hager 1995) handeln. Zur Überprüfung der Richtigkeit der abgeänderten Beziehung findet sich im Anschluss ein Vergleich mit dem Verfahren nach Naudascher (Gleichung 5.5). In dem Diagramm (Abbildung 5.8) wird dabei neben der Stufenhöhe nach Naudascher und Hager (Typ A und B) auch die Stufenhöhe nach der Originalgleichung von Hager, jedoch nur für den Typ A, angegeben. Da es jedoch bei beiden Beziehungen mehrere Eingangsgrößen gibt, musste zur Ermittlung des Diagramms die Fließgeschwindigkeit im Oberwasser mit 15 m/sec und jene im Unterwasser mit 5 m/sec festgesetzt werden. Andere Festlegungen würden demnach zu unterschiedlichen Diagrammen führen, die jedoch dieselbe Tendenz aufzeigen [17].

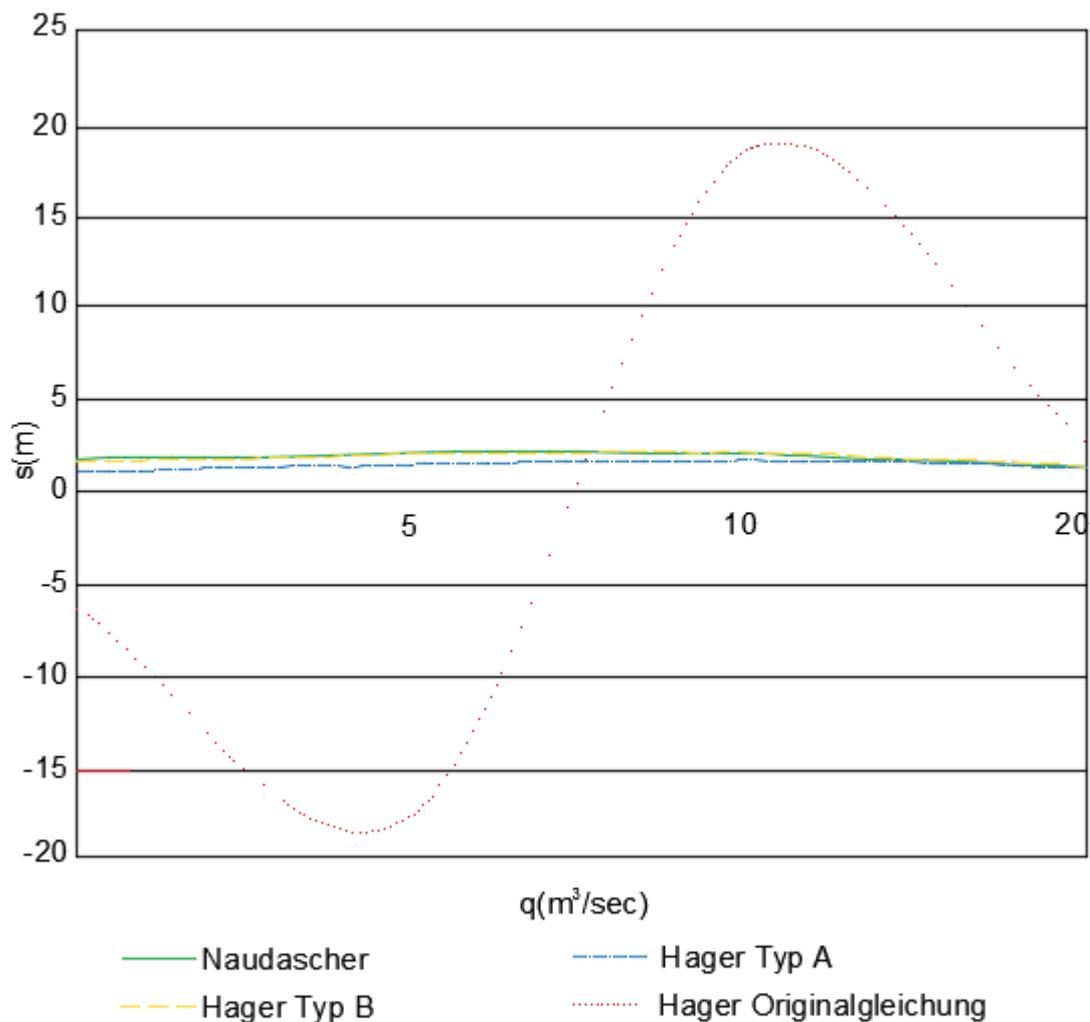


Abbildung 5.8 - Vergleich der Stufenhöhe nach Naudascher und Hager

Die Kurve für Typ B stimmt dabei nahezu mit jener nach Naudascher überein, und auch bei Typ A zeigt sich eine vergleichbare Tendenz. Die auftretenden Unterschiede lassen sich nun darauf zurückführen, dass Hager einen empirischen Faktor in die Gleichung einführt, der die Lage des Sprungs berücksichtigt. Bei der Beziehung nach Naudascher ist dies nicht der Fall. Die Originalgleichung nach Hager liefert, wie bereits erwähnt, unbrauchbare Ergebnisse.

5.3.3 Länge des Tosbeckens

Es ist jedoch zu berücksichtigen, dass alle hier vorhandenen Bemessungsverfahren mit großen Unsicherheiten behaftet sind und daher Erfahrungen von bereits vorhandenen Anlagen berücksichtigt werden sollten. Die Länge gibt dabei im Allgemeinen den Abstand vom Beginn des Beckens bis zur Endstufe an. Der Beginn des Tosbeckens fällt dabei häufig mit dem Ende einer Wehranlage oder Schusrrinne zusammen (Abbildung 5.9). Wenn nun damit zu rechnen ist, dass der Wechselsprung über die Endstufe hinausreicht (Typ B nach Hager), wird es zusätzlich noch erforderlich sein, das Becken über die Endstufe hinaus zu verlängern. Als guter Richtwert kann dabei die Hälfte der Deckwalzenlänge nach (Gleichung 5.7) angenommen werden [1].

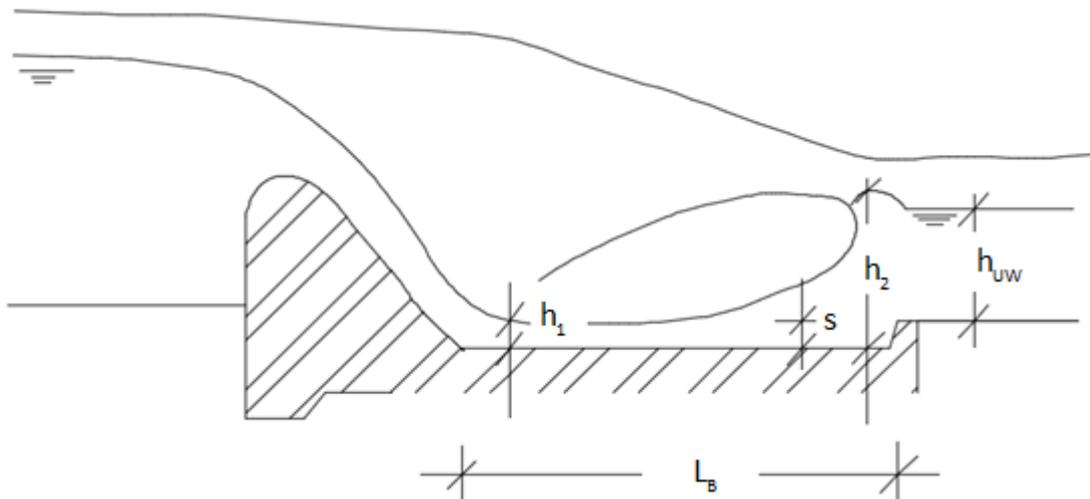


Abbildung 5.9 - Länge des Tosbeckens (aus Drobir 1994)

Eine häufig gebrauchte Gleichung zur Bestimmung der Tosbeckenlänge wird nun mit (Gleichung 3.8) angegeben. Es ist dabei jedoch zu beachten, dass der Beiwert α_B in der Literatur mit unterschiedlichen Werten angegeben wird.

So nimmt zum Beispiel Drobir (1994) einen Bereich von 4,5 bis 5,0 an. Elevatorsky (1959) definiert hingegen $\alpha_B=6,9$, schränkt jedoch ein, dass bei sehr erosionssicherem Felsuntergrund nach dem Tosbecken der Wert auf $\alpha_B=4,1$ reduziert werden kann. Garbrecht (1959) nimmt im Regelfall wieder $\alpha_B=4,5$ an, verlangt jedoch bei einer sehr niedrigen oder gar keiner Endstufe eine Vergrößerung auf $\alpha_B=8,5$.

$$L_B = \alpha_B \cdot (h_2 - h_1) \quad (5.8)$$

ist eine Beziehung, die auf anderen Parametern beruht. Wird nun in Formel 5.9 eingesetzt. Es gilt allerdings auch hier wieder zu beachten, dass der Beiwert nicht eindeutig feststeht. So gibt Naudascher (1992) $\alpha_B=5$ an, und Hager (Vischer/Hager 1995) setzt $\alpha_B=6$ fest.

$$L_B = \alpha_B \cdot (h_{UW} + s) \quad (5.9)$$

Als Letztes sei hier nun noch eine von Garbrecht (1959) angegebene Formel 5.10 angeführt, die erheblich mehr Parameter berücksichtigt als die zuvor genannten und streng genommen nur für Tosbecken nach Wehranlagen aufgestellt wurde. h_A gibt dabei die Höhe des Absturzes an.

$$L_B = 3,6 \cdot \sqrt[3]{\gamma \cdot q \cdot (h_A + s + h_{GR} - h_1)} \quad (5.10)$$

5.4 Tosbecken mit Endschwelle

Der Punkt „Tosbecken mit Endschwelle“ besteht aus: Allgemeines, Tosbecken mit Zahnschwellen und Tosbecken mit durchgehender Schwelle.

5.4.1 Allgemeines

Durch Anordnung einer Schwelle am Ende eines Tosbeckens kommt es neben der Stabilisierung des Fließwechsels auch zu einer Erhöhung der Effizienz und zu einer Reduktion der Länge des Beckens. Endschwellen können dabei durchgehend (und mit den verschiedensten Querschnittsgeometrien) oder jedoch als unterbrochene Zahnschwelle ausgeführt werden. Bei allen Typen von Endschwellen ist zu beachten, dass sich nach der Schwelle eine erosive Grundwalze ausbildet, welche prinzipiell die Tendenz aufweist, das erodierte Material zur Schwelle zu befördern und damit einen stabilen Kolk nach der Schwelle auszubilden. Bei zu hohen Schwellen besteht allerdings die Gefahr, dass die entstehende Walze des Sohlmaterials in das Tosbecken befördert und damit zu einer kontinuierlichen Eintiefung nach der Schwelle führt. Bezüglich dieser Kolkbildungstendenz weist eine Zahnschwelle erheblich bessere Eigenschaften als eine durchgehende Schwelle auf. Ein weiterer Punkt, der die Höhe einer Schwelle nach oben begrenzt, ist die Gefahr, dass sich durch die Schwelle ein erneuter Fließwechsel vom strömenden zum schießenden Abfluss ausbildet und die Schwelle damit als Wehr wirkt. Es ist also darauf zu achten, dass die Energielinie zumindest $1,5 \cdot h_{GR}$ über der Oberkante der Schwelle liegt bzw. dass die im Folgenden angegebene (Gleichung 5.11) nach Hager (Vischer/Hager 1995) eingehalten wird. Die Höhe der Schwelle wird dabei wieder durch s angegeben.

$$\frac{s}{h_1} < \frac{1}{6} \cdot Fr_1^{\frac{5}{3}} \quad (5.11)$$

Eine untere Grenze der Schwellenhöhe ist durch die Möglichkeit gegeben, dass der Schussstrahl über eine niedrige Schwelle hüpfen kann, ohne dass ein Fließwechsel vollzogen würde (Abbildung 5.10). Als optimale Höhe für eine Endschwelle gibt nun Hager (Vischer/Hager 1995) eine Gleichung (5.12) an, die für einen Bereich von $3 < Fr_1 < 10$ gültig ist. Eine Unterschreitung dieses Wertes sollte vermieden werden [6].

$$s_{opt} = h_1 + \frac{h_1}{200} \cdot Fr_1^{2,5} \quad (5.12)$$

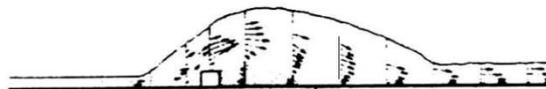


Abbildung 5.10 - Fließverhalten bei zu geringer Schwellenhöhe (aus Hager/Sinninger 1989)

Bezüglich der Wirkungsweise von Endschwellen ist anzumerken, dass diese auf demselben Prinzip wie die später beschriebenen Störkörper beruhen. Bei durchgehenden Schwellen kann der Wechsellprung dabei sowohl vor der Schwelle, als auch über die Schwellen hinausgehend auftreten. Bei Zahnschwellen liegt der Wechsellprung vollständig vor der Schwelle, da man im Falle eines über die Schwelle hinausreichenden Sprungs bereits von Störkörpern sprechen würde.

5.4.2 Tosbecken mit Zahnschwellen

Wir bereits erwähnt, sind Zahnschwellen in Bezug auf die Kolkbildung im Unterwasser die wirkungsvollere Endschwellenlösung. In Abbildung 5.11 ist nun ein Diagramm wiedergege-

ben, mit dessen Hilfe die konjugierten Tiefen für ein Tosbecken mit Endschwelle ermittelt werden können. Die zweite Tiefe h_2 liegt dabei immer unter der eines klassischen Wechselsprung nach Belanger. Es ist also möglich, dass auch hier wieder ein geringer Einstau vorhanden sein sollte, um ein Abwandern der Walze ins Unterwasser sicher zu verhindern [11].

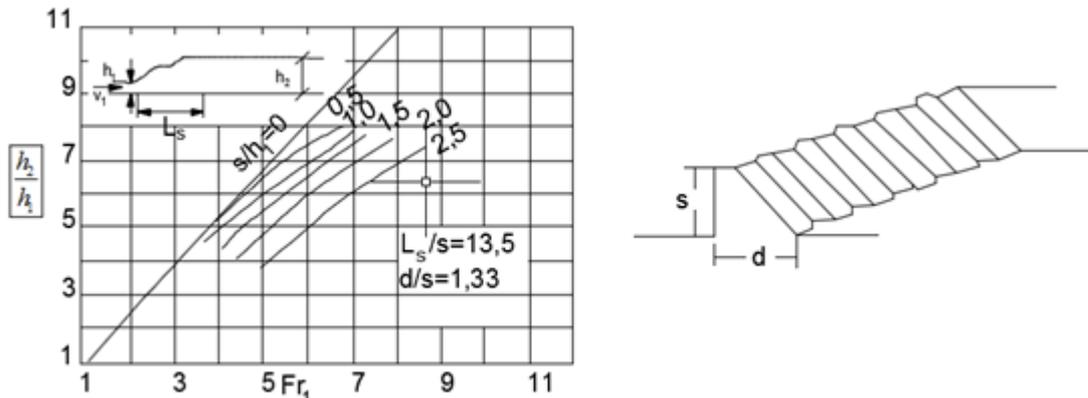


Abbildung 5.11 - Konjugierte Tiefen und Geometrie eines Tosbeckens mit Zahnschwelle (aus Nau-dascher 1992)



Abbildung 5.12

Eine spezielle Form des Tosbeckens mit Zahnschwelle gibt Peterka (1964) in (Abbildung 5.13) an. Das Becken besitzt zusätzlich zur Endschwelle eine Stufe am Beckenanfang und wird in der Literatur häufig als Tosbecken Typ II bezeichnet. Ein solches Becken ist besonders für Anströmgeschwindigkeiten von 15m/sec oder mehr bzw. für Froude-Zahlen von mindestens 4 geeignet. Abweichend von der in Abbildung 5.13 angegebenen Geometrie ist es bei Zu-laufneigungen über 45 Grad empfehlenswert, den Übergang am Beginn des Beckens mit einem Radius von h_1 , auszurunden. Die negative Zahnschwelle um Beckenanfang muss aber auch in diesem Fall angeordnet werden [12].

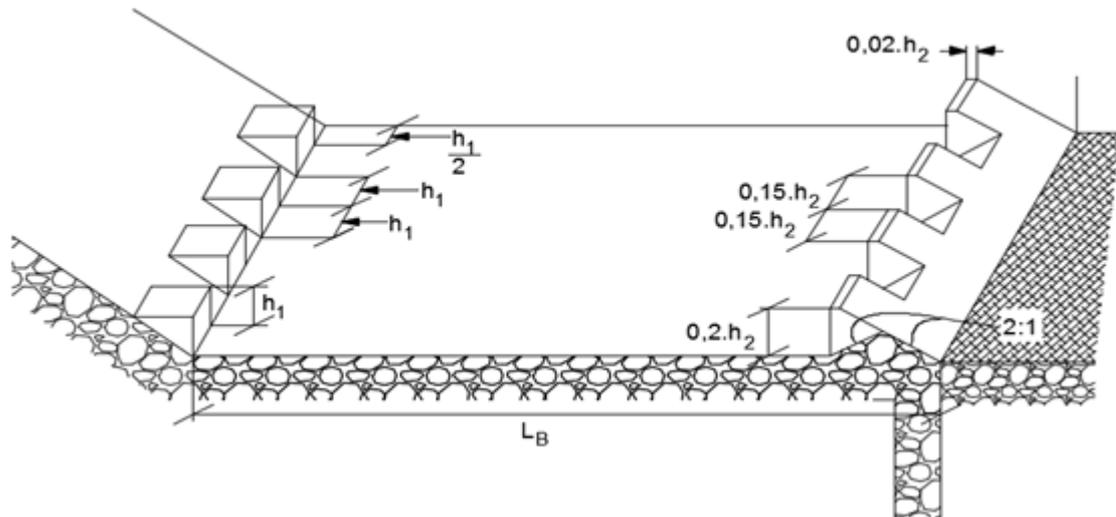


Abbildung 5.13 - Geometrie eines Tosbeckens (typ II) mit Zahnschwelle (aus Peterka 1964)

Als Kriterium, ob ein Wechselsprung in einem Tosbecken nach Abbildung 5.13 stabil bleibt wird von Peterka (1964) ein Diagramm angegeben, das den linearen Zusammenhang zwischen minimal erforderlicher Unterwassertiefe und Froude-Zahl wiedergibt. In Gleichung (5.13) ist nun dieser Zusammenhang in mathematischer Form dargestellt. Es besteht also eine prinzipielle Übereinstimmung mit den Überlegungen von Naudascher (Abbildung 5.11).

$$\frac{h_{UW,min}}{h_1} = -0,267 + 1,317 \cdot Fr_1 \quad (5.13)$$

5.4.3 Tosbecken mit durchgehender Schwelle

Bei Tosbecken mit durchgehender Endschwelle unterscheidet man wieder vier von der Froude-Zahl abhängige Abflusszustände, die in Abbildung 5.14 dargestellt sind. Bei Typ A liegt die Deckwalze vollständig vor der Schwelle. Dieser Typ führt zu einer relativ geringen Erosionsbeanspruchung der Gerinnesohle, weist allerdings eine verhältnismäßig große Länge auf. Bei Wechselsprüngen des Typs B reicht nun die Deckwalze über die Schwelle hinaus und die Wasseroberfläche weist im Bereich der Schwelle eine Erhebung auf. Bei einer weiteren Vergrößerung der „Froude-Zahl“ entsteht bei der Schwelle eine Art Überfall, wobei aber der Überfallstrahl nicht die Gerinnesohle erreicht (Typ C). Dieser Sprungtyp weist wieder eine geringere Länge auf, kann jedoch aufgrund der stark erosiven Wirkung nur bei sehr festem Untergrund (Fels) zum Einsatz kommen. Ohne praktische Bedeutung ist der Sprungtyp D, bei dem der soeben erwähnte Überfallstrahl die Sohle des Gerinnes erreicht und sich nach der Schwelle ein zweiter Wechselsprung ausbildet. Abbildung 5.15 enthält nun ein Diagramm, aus dem man die zur Verhinderung des Überspringens minimal erforderliche Unterwassertiefe ablesen kann. Das Diagramm gilt eigentlich nur für Schwellen mit einem Dreiecksquerschnitt, kann aber mit ausreichender Genauigkeit bei anderen Querschnittsformen angewandt werden [6], [11].



Abbildung 5.14 - Typen von Wechselsprüngen bei Tosbecken mit Schwellen (aus Hager/Sinniger 1989)

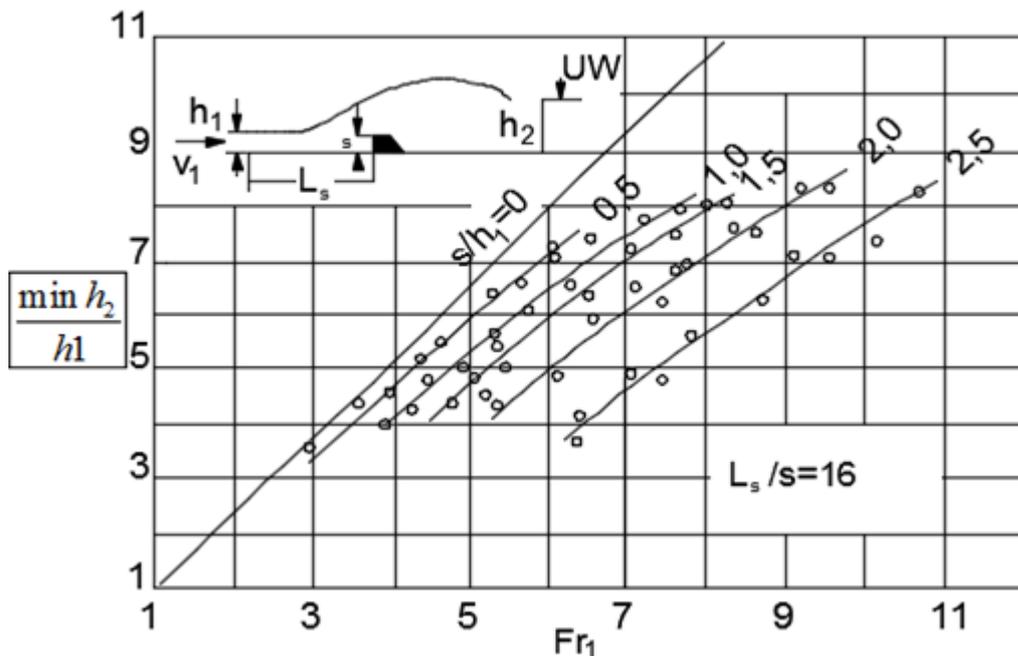


Abbildung 5.15 - Grenzbedingung für das Überspringen der Schwelle (aus Naudascher 1992)

Zur Ermittlung der konjugierten Tiefen bei den Sprungtypen A bis C wird von Hager und Sinniger (1989) die folgende Gleichung angegeben. Die darin enthaltenen empirischen Koeffizienten sind der Tabelle 1 zu entnehmen. Es ist jedoch zu beachten, dass die Versuche ausschließlich an Schwellen mit rechteckigem Querschnitt durchgeführt wurden und die Koeffizienten nur für den Bereich $4 < Fr_1 < 13$ gültig sind.

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{h_2^*}{h_1} - \alpha_T \cdot \left(\frac{s}{h_1}\right)^{\beta_T} \quad (5.14)$$

Es gilt hier, dass man mit h_2^* wieder die zweite konjugierte Tiefe des klassischen Wechselsprungs bezeichnet.

TYP	α_T	β_T	γ_T	δ_T	ϵ_T	μ_T
A	0,40	0,85	6,27	5,75	8,68	11,23
B	0,60	0,75	5,29	5,37	8,44	12,97
C	0,85	0,65	4,64	4,84	6,93	6,83

Tabelle 1 - Beiwerte zur Bestimmung der konjugierten Tiefen und von Längen bei Tosbecken mit Schwelle (aus Hager/Sinniger 1989)

Weiters gibt Hager (Vischer /Hager 1995) noch eine Beziehung an, die anstelle der Typenunterscheidung die Lage des Wechselsprungs berücksichtigt und daher stetige Ergebnisse liefert. Es ist L_s die Distanz vom Beginn des Wechselsprungs bis zur Vorderkante der Schwelle. L_r^* bezeichnet die Deckwalzenlänge des klassischen Wechselsprungs nach (Gleichung 5.15) [17].

$$\frac{L_r}{h_1} = -12 + 8 \cdot \alpha_r \cdot \tanh\left(\frac{Fr_1}{\alpha_r}\right) \quad (5.15)$$

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{h_2^*}{h_1} - 0,7 \cdot \left(\frac{s}{h_1}\right)^{0,7} - 3 \cdot \left(\frac{s}{h_1}\right) \cdot \left(1 - \frac{L_s}{L_r^*}\right)^2 \quad (5.16)$$

Soll auch die Querschnitts-Form der Schwelle in der Bemessung berücksichtigt werden, kann bei Wechselsprüngen des Typs A auf die in Abbildung 5.16 angegebenen Diagramme zurückgegriffen werden. Es sind dabei Ergebnisse für rechteckige, trapezförmige und dreieckige Schwellen angegeben.

Zum Vergleich der drei verschiedenen Berechnungsverfahren sind die Ergebnisse bei einem Wechselsprung des Typs A gegenübergestellt. Bei anderen Typen ist ein direkter Vergleich nicht möglich. Aufgrund der vielen Eingangswerte sind im Diagramm nur Ergebnisse für eine exemplarische Stufenhöhe $s/h_1=1,5$ angegeben. Man erkennt daraus, dass sich bei Anwendung der verschiedenen Verfahren Unterschiede in nicht vernachlässigbarer Höhe ergeben. So weichen z.B. selbst die Ergebnisse der beiden von Hager angegebenen Verfahren zwischen vier und neun Prozent voneinander ab. Beim Vergleich der Ergebnisse von Hager und Naudascher ergeben sich sogar Abweichungen von bis zu 21 Prozent. Besonders deutlich wird das Ausmaß der Abweichung, wenn man die Werte für das Tosbecken mit Schwelle mit jenen für den klassischen Wechselsprung vergleicht. So liegt bei einer Froude'sche-Zahl von 7 der Wert nach Hager (Gleichung 5.14) nur sechs Prozent unter jenem von Belanger. Das Ergebnis nach Naudascher weicht jedoch um 22 Prozent ab! Welches der Verfahren jene Werte liefert, die der Wirklichkeit am besten entsprechen, lässt sich anhand der vorhandenen Literatur nicht feststellen [11].

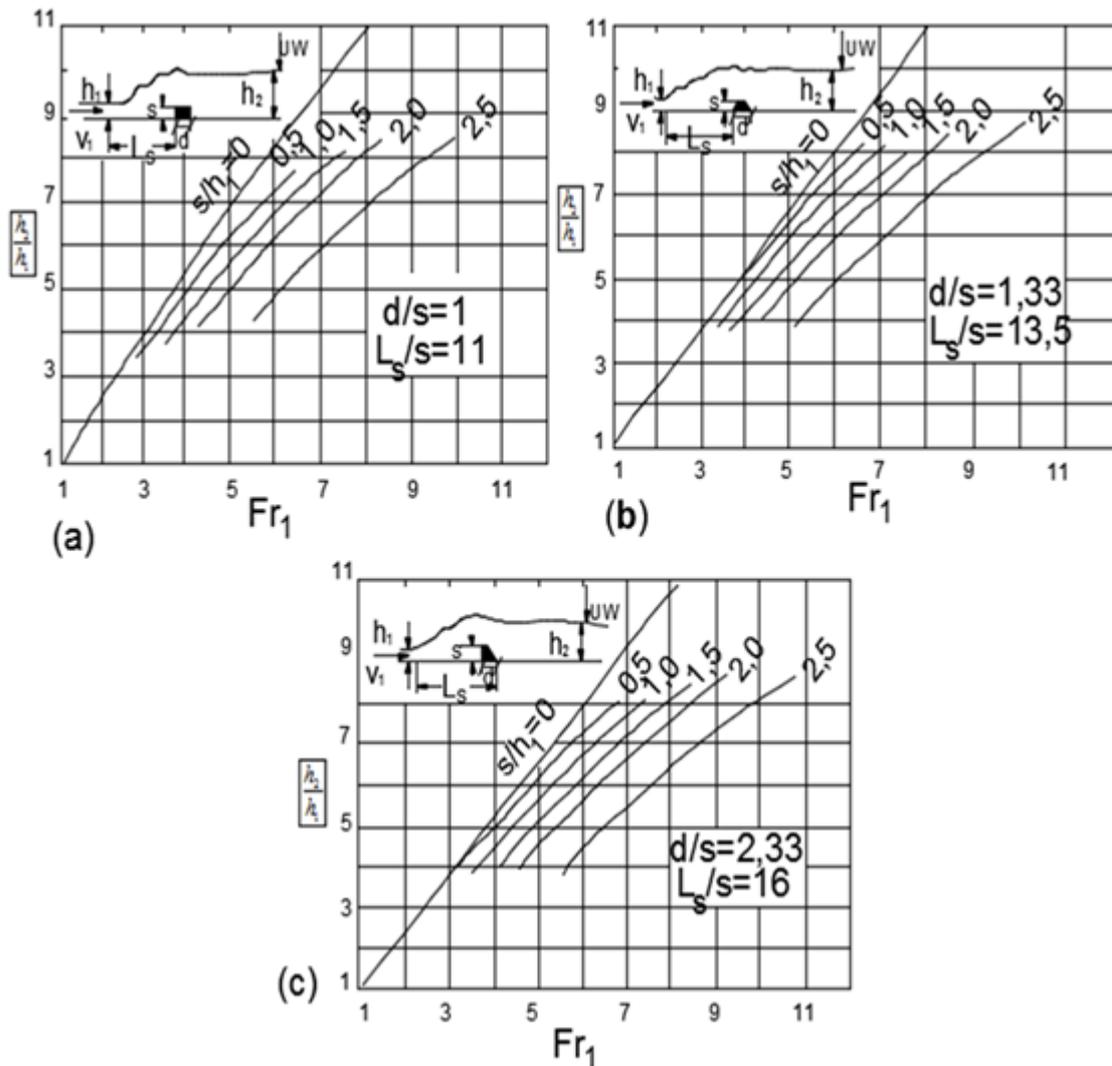


Abbildung 5.16 - Konjugierte Tiefen bei Tosbecken mit (a) Rechteschwelle, (b) Trapezschwelle, (c) Dreieckschwelle (aus Naudascher 1992)

Zur Ermittlung der Lage des Wechselsprungs L_s , welche z.B. zur Unterscheidung der Typen erforderlich ist, kann man auf die von Hager und Sinniger (1989) angegebene Gleichung (5.17) zurückgreifen. Die Koeffizienten können dabei wieder der Tabelle 1 entnommen werden.

$$L_s = h_1 \cdot (\gamma_T \cdot Fr_1 - \delta_T) \quad (5.17)$$

Weiters benötigt man diese Länge, um den Abstand von der Stufe - zu jener Stelle, an der der Wechselsprung beginnt, festzulegen. Die Länge des Tosbeckens lässt sich mit Hilfe der vom Wechselsprungtyp abhängigen Koeffizienten (Tabelle 1) ermitteln. Es gilt dabei, dass L_B vom soeben angegebenen Wechselsprungbeginn aus gemessen wird und über die Schwelle hinausreicht.

$$L_B = h_1 \cdot (\epsilon_T \cdot Fr_1 - \mu_T) \quad (5.18)$$

Mit Hilfe der von Hager (Vischer/Hager 1995) im Folgenden angegebenen Diagramme kann ebenfalls die Tosbeckenlänge ermittelt werden. Es ist dabei jedoch zu beachten, dass in die Länge der Wechselsprungtyp und die Schwellenhöhe nicht eingehen, sondern nur die Froude-Zahl Berücksichtigung findet.

5.5 Tosbecken mit Störkörper

Der Punkt „Tosbecken mit Störkörper“ besteht aus: Allgemeines, Geometrie der Störkörper und Längen des Tosbeckens.

5.5.1 Allgemeines

Störkörper werden eingesetzt, um den Wechselsprung zu stabilisieren, den Wirkungsgrad der Energieumwandlung zu erhöhen und die Länge des Tosbeckens zu reduzieren. Insbesondere bei hohen Fließgeschwindigkeiten ist auch mit einer starken Kavitationsbeanspruchung der Störkörper zu rechnen. Es ist deshalb allgemein üblich, bei Anströmgeschwindigkeiten von über 15 m/sec keine Störkörper anzuordnen und die größere Länge und den schlechteren Wirkungsgrad des Tosbeckens in Kauf zu nehmen. Ebenso ist es üblich, dass bei Durchflüssen von mehr als 16,5 m³/sec je Meter Beckenbreite auf den Einsatz von Störkörpern verzichtet wird. Bei ausreichend erosionssicherer Ausbildung der Störkörper kann evtl. auch eine Fließgeschwindigkeit von 18 m/sec zugelassen werden. Als geeignete Maßnahme kann hier eine Stahlpanzerung angebracht oder auf einen sehr hochwertigen Beton zurückgegriffen werden. Eine Reduzierung der Kavitation würde die Ausrundung der Ecken der Störkörper ergeben. Diese Maßnahme sollte jedoch vermieden werden, da sie zu einer signifikanten Reduzierung der Wirkung des Störkörpers führt. Eine Abfassung der Ecken führt hingegen auch zu einer, wenn auch geringeren Reduktion der Kavitationsbeanspruchung, die Wirksamkeit des Störkörpers wird dadurch jedoch kaum beeinflusst.

5.5.2 Geometrie der Störkörper

Die wesentlichsten Einflussfaktoren auf die Effektivität der Störkörper stellen die Form und die Höhe der Einbauten, deren Lage sowie das Verbauungsverhältnis des Querschnitts dar. Als beste Form hat sich aufgrund umfangreicher Untersuchungen (z.B. Peterka 1964) ein dreieckiger Störkörper ergeben, dessen senkrechte Front im rechten Winkel zur Strömung steht und dessen Rückseite in einem Winkel von 45 Grad abfällt. Ein Störkörper mit rechteckigem Querschnitt besitzt im Prinzip dieselben Eigenschaften, wird jedoch aufgrund seines größeren Volumens in der Praxis kaum verwendet. Als Verbauungsverhältnis werden im Allgemeinen 50 Prozent angegeben. Das wird am besten dadurch erreicht, dass die Breite gleich dem Abstand der Störkörper gewählt wird. Üblicherweise wird nur eine Reihe von Störkörpern angeordnet, da jede weitere, auch wenn man sie versetzt anordnet, nur noch eine geringfügige Verbesserung der Energieumwandlung herbeiführt.

Zur Ermittlung der Höhe sowie der Lage der Störkörper hat Hager (Vischer/Hager 1995) die folgende Gleichung entwickelt. Es ist dabei s die Höhe der Störkörper und L_s der Abstand vom Beginn des Wechselsprungs (Tosbecken) bis zur Vorderkante des Störkörpers. h_2^* steht wieder für die zweite konjugierte Tiefe des klassischen Wechselsprungs.

$$S_{\text{OPT}} = h_1 + \frac{h_1}{40} (Fr_1 - 2)^2 \quad (5.19)$$

$$(L_s)_{\text{OPT}} = h_2^* \cdot \left(1,6 + \frac{7,5}{Fr_1}\right) \quad (5.20)$$

Hager unterscheidet allerdings wieder vier verschiedene, von der Froude-Zahl abhängige Typen von Wechselsprüngen, von denen jedoch nur die Typen B und C von Bedeutung sind. Die beiden Gleichungen gelten somit nur für diese beiden Typen. Bei Wechselsprüngen des Typs A liegt die komplette Deckwalze vor den Störkörpern, welche demnach eigentlich als Endschwelle wirken. Bei den Typen B und C bildet sich der Wechselsprung über den Störkörpern.

pern aus und der Wasserspiegel wird in diesem Bereich über den Unterwasserspiegel angehoben. Diese beiden Typen unterscheiden sich nur dadurch, dass bei Typ C der "Überfallstrahl" über die Störkörper auf die Gerinnesohle trifft, während das bei Typ B nicht der Fall ist. Bei Typ D liegt der Beginn des Wechselsprungs unmittelbar vor den Störkörpern, weshalb der größte Teil der Strömung zwischen den Blöcken hindurchgeht und die Energieumwandlung praktisch unbeeinflusst stattfindet. Bei einer weiteren Erhöhung der Froude-Zahl kommt es dann überhaupt nicht mehr zum Fließwechsel.

Eine alternative Methode zur Festlegung der Höhe und Lage der Störkörper gibt Peterka (1964) mit den Abbildungen 5.17 und 5.18 an. Zusätzlich zu den Störkörpern enthält das Tosbecken (Typ III) dabei noch eine zahnartige Negativstufe zur Stabilisierung des Wechselsprungs sowie eine Endschwelle, die jedoch nur zur Verringerung der Auskolkung im Unterwasser dient. Bei Neigungen des Zulaufgerinnes von mehr als 45 Grad ist es wieder empfehlenswert, den Beginn des Beckens mit einem Radius von $4 \cdot h_1$ auszurunden [11],[12].

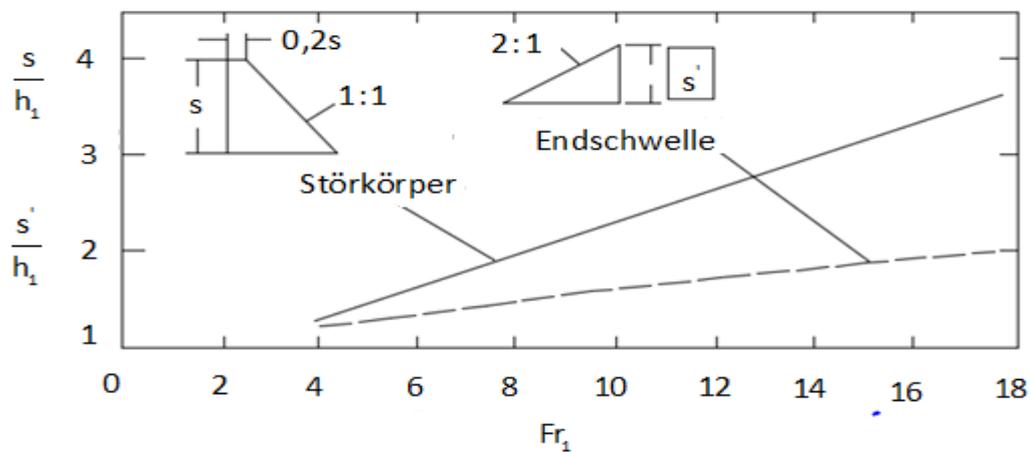


Abbildung 5.17 - Höhe der Störkörper und der Endschwelle für Tosbecken Typ III (aus Naudascher 1992)

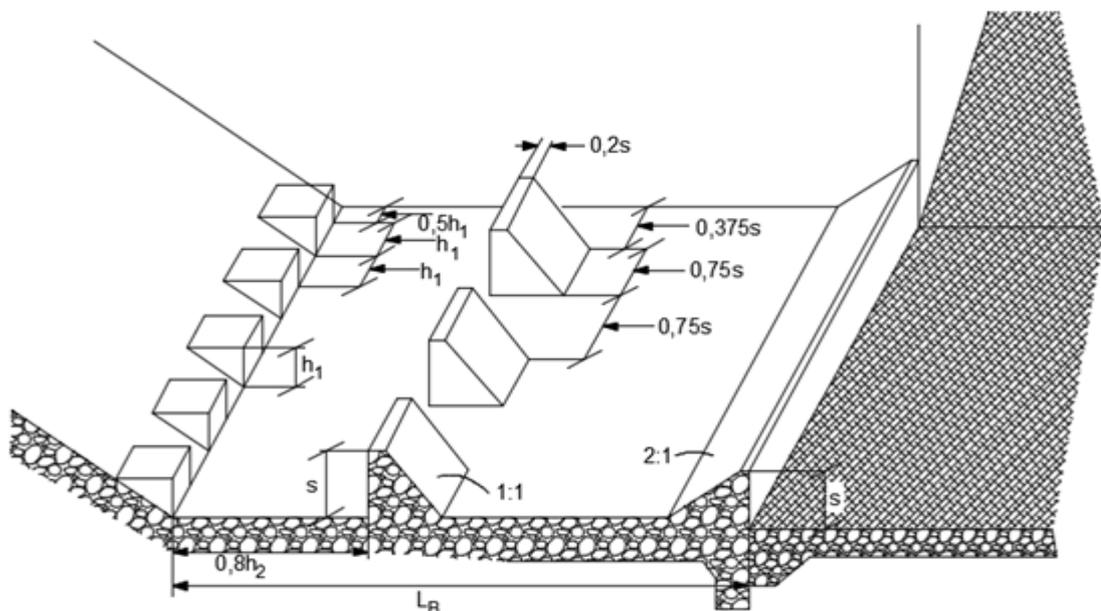


Abbildung 5.18 - Geometrie eines Tosbeckens mit Störkörper (Typ III) (aus Peterka 1964)

Elevatorsky (1959) schlägt eine der Abbildung 3.31 sehr ähnliche Geometrie vor, berücksichtigt jedoch nicht die Abhängigkeit der Störkörperhöhe von der Froude-Zahl. Er setzt dabei s

gleich der 2,5-fachen Oberwassertiefe h_1 und s' gleich einem Fünftel der zweiten konjugierten Tiefe h_2^* , außerdem setzt er die Störkörper mit $0,9 \cdot h_2^*$ etwas weiter ins Unterwasser.

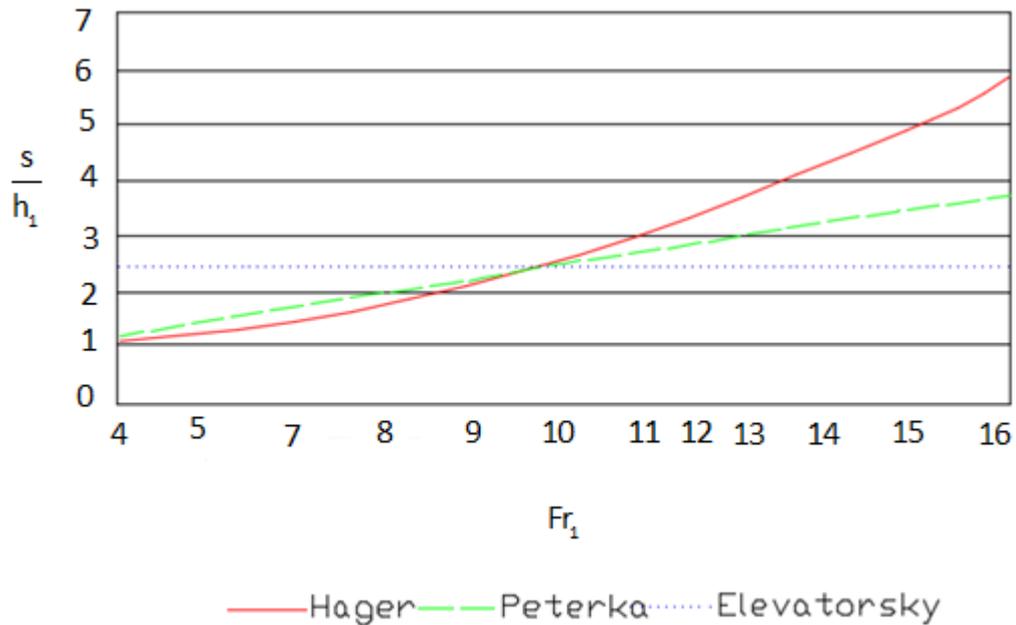


Abbildung 5.19 - Vergleich der optimalen Störkörperhöhe

In Abbildung 5.19 wird nun ein Vergleich der optimalen Störkörperhöhe nach den drei eben angeführten Quellen angestellt. Man erkennt daraus, dass nur in einem Froude-Zahlenbereich von 9 bis 10 eine grundsätzliche Übereinstimmung aller drei Ansätze besteht. Bei geringeren Froude-Zahlen liefern Hager und Paterka einigermaßen gleiche Werte während Elevatorsky deutlich darüber liegt. Ab der Froude-Zahl 10 vergrößert sich die Abweichung, wobei sich nach Hager die größten und nach Elevatorsky die kleinsten Störkörper ergeben. Aufgrund der großen Unterschiede sollte man also die Ergebnisse der Bemessung immer auf ihre Plausibilität prüfen und evtl. auf Modellversuche zurückgreifen. Ähnliches gilt auch für die Lage der Störkörper, worüber ein Vergleich in Abbildung 5.20 dargestellt wird. Dabei ist eine weitgehende Übereinstimmung der Lage nach Peterka und Elevatorsky festzustellen. Hager setzt die Störkörper jedoch deutlich weiter ins Unterwasser, was unter Berücksichtigung der großen Störkörper nach Gleichung (5.19) auch sinnvoll erscheint.

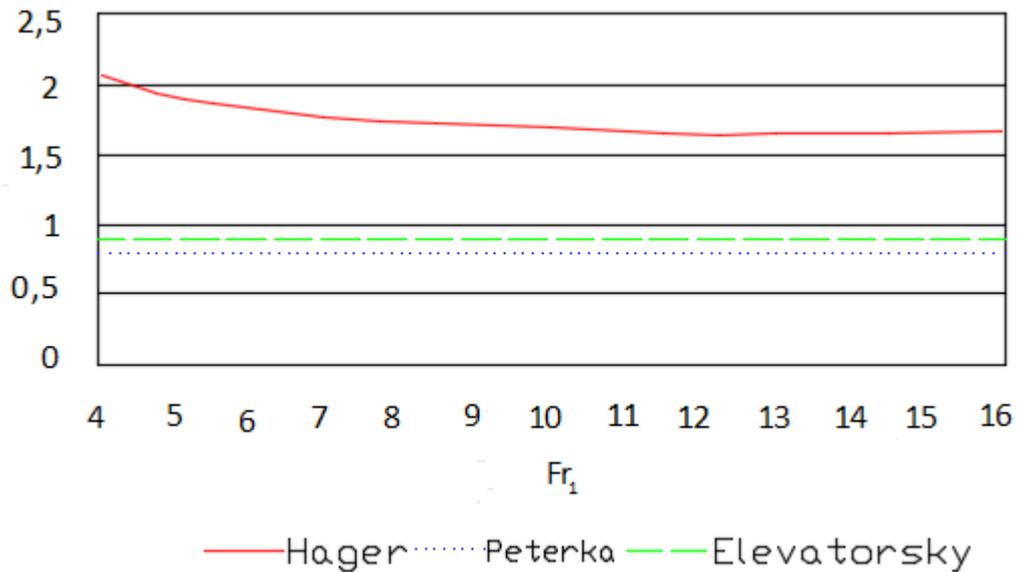


Abbildung 5.20 - Vergleich der Störkörperpositionen

5.5.3 Längen des Tosbeckens

Die Länge des Tosbeckens L_B wird wieder vom Beginn des Wechselsprungs aus gemessen und reicht bis an das Ende der gesicherten (betonierten) Sohle oder einer allfälligen Endschwelle (Abbildung 5.18). Den einfachsten Ansatz zur Bestimmung der Länge liefert Elevatorsky (1959) mit Gleichung (5.21).

$$L_B = 4,5 \cdot (h_2^* - h_1) \quad (5.21)$$

Einen weiteren Ansatz liefert Peterka (1964) mit dem in Abbildung 5.21 angegebenen Diagramm. Es ist dabei zum Vergleich wieder die Länge des klassischen Wechselsprungs eingetragen, welche deutlich unterschritten werden kann. Zusätzlich sei hier noch angeführt, dass Garbrecht (1959) die Länge eines Tosbeckens mit Störkörper mit $2,70 h_2^*$ angibt. Dieser Wert entspricht dem Maximalwert des Diagramms in Abbildung 5.21 und legt ebenfalls die Tosbeckengeometrie nach Peterka (Abbildung 5.18) zugrunde [12].

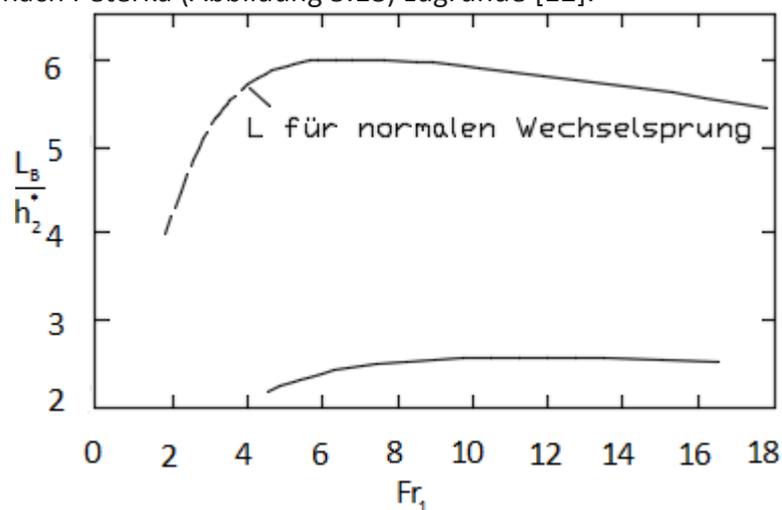


Abbildung 5.21 - Länge des Tosbeckens mit Störkörper (aus Peterka 1964)

Hager liefert für die von ihm vorgeschlagene Störkörpergeometrie und Störkörperhöhe keine Angabe über die Beckenlänge. Es ist deshalb notwendig, auf einen der anderen Ansätze zu-

rückzugreifen. Man muss jedoch beachten, dass dieses eine im Verhältnis zur Störkörperposition zu geringe Länge ergeben kann. In einem solchen Fall muss die Länge entsprechend vergrößert werden oder man führt entsprechende Modelluntersuchungen durch.

6. Die Sprungschancen

In diesem Kapitel wurde folgendes untersucht: Schusssrinne und Abwurf, Schussstrahlzerstäubung und Wurfbahn sowie Aufprall und Auskolkung.

6.1 Allgemeines

Bei sehr großen Abflussmengen, wie sie häufig bei Hochwasserentlastungen von Staudämmen und Staumauern auftreten, ist die Anordnung eines Tosbeckens oftmals problematisch, da sich große Beckenlängen ergeben würden und eine sehr große Unterwassertiefe zur Stabilisierung des Sprungs erforderlich wäre. Als Alternative kann man eine Sprungschanze einsetzen, welche auf zwei Umwandlungsprinzipien beruht. Zunächst kommt es auf der Wurfstrecke zu einer Zerstäubung des Wasserstrahls, wodurch die einzelnen Wassertropfen dem Luftwiderstand ausgesetzt und abgebremst werden. Es bildet sich dadurch ein Kolk, der erhebliche Tiefen erreichen kann. Die Anordnung einer Sprungschanze kann daher ausschließlich in Bereichen erfolgen, in denen ein fester Felsboden vorhanden ist. Trotzdem ist es notwendig, dass man eine ausreichend große Wurfweite der Sprungschanze sicherstellt, da der Kolk ansonsten die Standsicherheit des Dammes gefährden könnte.

Abbildung 6.1 zeigt einen Längsschnitt durch eine klassische Sprungschanze und gibt zugleich die Aufteilung in die wichtigsten Zonen an. Der erste Bereich - die Schusssrinne, ist eigentlich noch nicht Teil der Energieumwandlungsanlage, sondern vielmehr jene Zone, in der es zur Umwandlung von potenzieller in kinetische Energie kommt. Aufgrund der Sohlreibung kann sich jedoch die theoretisch mögliche Fließenergie nicht aufbauen, sodass man auch schon von einem Energieabbau in diesem Bereich sprechen kann. So wurde bei einer Untersuchung der Aufteilung des Energieabbaus am Elmali-Damm in der Türkei festgestellt, dass es im Bereich der Schusssrinne zu einem Abbau von 11,5% der gesamten umgewandelten Energie kommt [17].

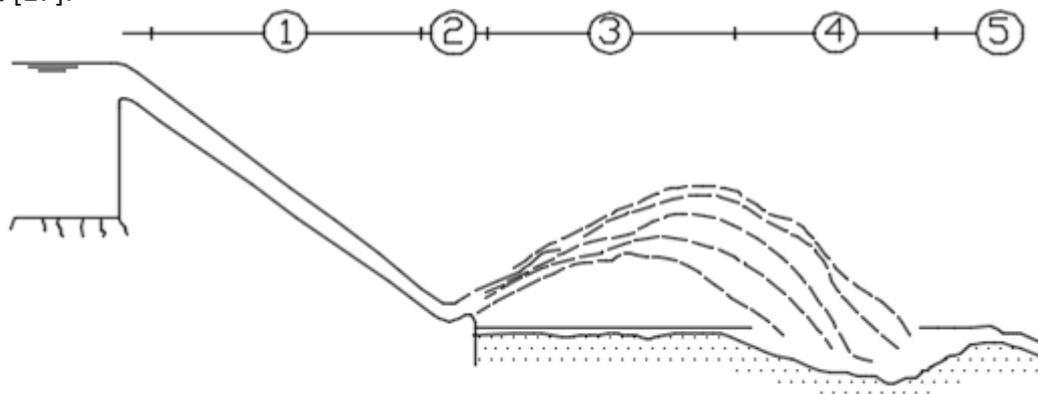


Abbildung 6.1 - Klassische Sprungschanze mit Einteilung in Zonen (aus Vischer/Hager 1995)

Diese Zone ist für die Bemessung der Energieumwandlung von wesentlicher Bedeutung, da durch sie die Wurfweite des Strahls sowie das Ausmaß der Zerstreung bestimmt wird. Aufgrund der relativ kurzen Distanz, auf der die Umlenkung des Wasserstrahls erfolgt, treten in diesem Bereich allerdings große Drücke auf. Sie machen eine sorgfältige Bemessung und Ausführung der Anlage erforderlich. Außerdem kommt es auch in diesem Bereich zu einem Energieabbau, welcher bei dem zuvor genannten Beispiel 7,5% des Gesamtabbaus ausmachte.

In drei Zonen finden dann die Zerstreung des Wasserstrahls sowie die Abbremsung der Flüssigkeitsteilchen in der Luft statt. Dies kann im Extremfall dazu führen, dass der Wasser-

strahl vollständig zerstäubt wird und die einzelnen Tröpfchen senkrecht zu Boden fallen. In der Praxis wird dieser Fall jedoch nie auftreten und die Auflösung des Wasserstrahls erfolgt nur teilweise. Beim türkischen Elmali-Damm werden z.B. nur 15% der Energie durch den Luftwiderstand umgewandelt. Es ist deshalb zu beachten, dass sich in dem durch diese Tröpfchen beeinträchtigten Bereich keine Einrichtungen befinden, die dadurch in ihrem Betrieb gestört werden. Als Beispiel seien hier elektrische Schaltanlagen oder auch Straßen genannt. Letztere sind besonders bei Anlagen gefährdet, bei denen Hochwasserabflüsse auch bei Temperaturen unter 0°C zu erwarten sind.

Sprungschancen können jedoch nicht nur in der zuvor gezeigten klassischen Form ausgebildet werden.

In den folgenden Kapiteln wird nun ein Überblick über Konstruktion und Bemessung von Sprungschancen gegeben, sowie auf deren physikalische Grundlagen eingegangen. Es ist dabei zu beachten, dass gerade im Bereich der Sprungschancen die Durchführung von Modellversuchen sehr wichtig ist.

6.2 Schussrinne und Abwurf

Der Punkt „Schussrinne und Abwurf“ besteht aus: Schussrinnengestaltung und Abwurfgeometrie und Druckverteilung im Abwurfbereich

6.2.1 Schussrinnengestaltung und Abwurfgeometrie

Wie bereits weiter oben erwähnt, übt die Gestaltung des Abwurfs einen wesentlichen Einfluss auf die Flugbahn und Versprühung des Wasserstrahls aus. Aber auch durch die Gestaltung der Schussrinne kann die Auflösung des Strahls günstig beeinflusst werden. So wurde zum Beispiel von Gong et al. eine Bauart vorgeschlagen, bei der man in der Schussrinne Pfeiler einbaut, deren Zwischenraum sich nach unten verjüngt (Abbildung 6.2). Es kommt dadurch im Schussstrahl zur Bildung von "Löchern" und damit zu einer Durchmischung des Wassers mit Luftblasen. Durch diese Vorzerstäubung wird nun der Wasserstrahl früher und stärker dem Luftwiderstand ausgesetzt, und die Energieumwandlung im Bereich der Wurfbahn wird verstärkt [17].

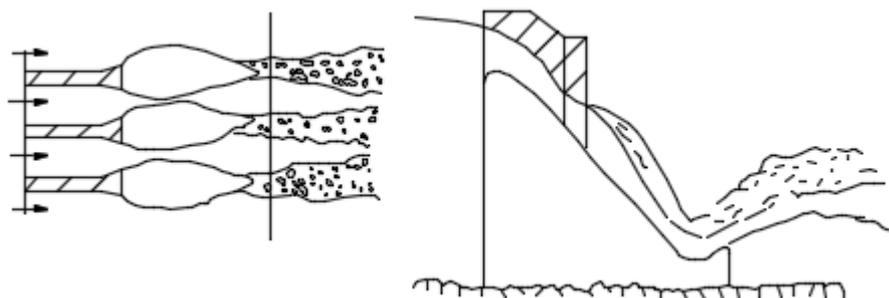


Abbildung 6.2- Schussstrahlvorzerstreuung mittels Pfeiler (aus Vischer/Hager 1995)

Im Anschluss an die Schussrinne, welche maximal 1:4 geneigt sein sollte, befindet sich die eigentliche Abwurfstelle. Die Höhenlage der Abwurfstelle ist nun ein wesentlicher Einflussfaktor auf die Wurfweite der Sprungschance und muss daher bei jedem Projekt sorgfältig festgelegt werden. Es lässt sich aber anhand von bestehenden Anlagen und Modellstudien sagen, dass sich eine Abwurfhöhe von 40 bis 50 Prozent der Dammhöhe bewährt hat. Auf jeden Fall muss aber sichergestellt werden, dass ein Einstau der Sprungschance bei keinem Abflusszustand möglich ist, und der Wurfstrahl sich somit ungehindert ausbilden kann. Bei einer klassischen Sprungschance wird nun der Wasserstrahl in gerader Verlängerung der Schussrinne umgelenkt. Üblicherweise wird dafür ein Kreisbogen angesetzt, dessen Durch-

messer in der Regel zwischen 20 und 40 Meter liegt. Kleine Radien würden zu einer starken Druckbelastung der Konstruktion sowie zu einer sehr turbulenten Strömung führen und müssen daher vermieden werden. Grundsätzlich gilt, dass ein größerer Radius auch zu einer besseren Umlenkung führt. Aus Gründen der Wirtschaftlichkeit wird man allerdings immer versuchen, die Umlenkstrecke möglichst kurz zu halten. Hager (Vischer/Hager 1995) gibt nun für den optimalen Radius eine Reihe von empirischen Gleichungen an [17].

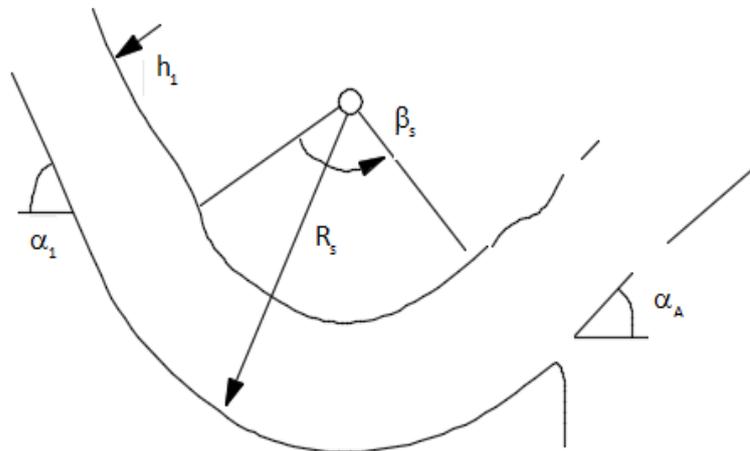


Abbildung 6.3 - Bezeichnungen für einen klassischen Abwurf (aus Hager/Vischer 1995)

$$R_s = 17 \cdot (\sqrt{Fr_1 - 2}) \cdot h_1 \quad (6.1)$$

In dieser 1970 von Bajaj angegebenen Gleichung bezeichnen Fr_1 die Froude-Zahl am Beginn der Umlenkung und h_1 die Wassertiefe an derselben Stelle. Eine weitere Beziehung (6.2) wurde 1987 vom USBR aufgestellt und erlaubt die Berücksichtigung einer zulässigen Druckkraft (Druckhöhe h_p) auf die Sohle der Umlenkung. q steht dabei wieder für den Durchfluss pro Meter Breite und V_1 für die gemittelte Geschwindigkeit im Zulaufquerschnitt.

$$R_s = 2 \frac{q \cdot V_1}{h_{p.zul}} \quad (6.2)$$

Bei allen drei Gleichungen ist allerdings zu beachten, dass sie nur einen Richtwert für den Radius darstellen. Zur endgültigen Festlegung müsste man genauere Untersuchungen über die auftretenden Kräfte durchführen, welche entweder auf Berechnungen oder auf Modellversuchen basieren können.

Der Abwurfwinkel α_A liegt in der Regel im Bereich von 20 bis 40 Grad. Bei steileren Abwürfen würde der Wasserstrahl zwar über eine weitere Strecke geworfen werden, was natürlich zu einer besseren Zerstäubung und damit auch zu einer verstärkten Energieumwandlung führen würde, die Gesamtlänge der Anlage, sowie die Kosten der Errichtung würden jedoch unverhältnismäßig stark steigen. Kleinere Winkel kommen hingegen aus Sicherheitsgründen nicht in Betracht, da eine kürzere Flugbahn zu einer geringeren Auffächerung und damit auch zu tieferen Kolken im Auftreffpunkt führen würde. Außerdem könnte der Kolk aufgrund der kleinen Wurfweite zu nahe an der Staumauer liegen. Es gilt allerdings natürlich auch bezüglich des Abwurfwinkels, dass eine genaue Kontrolle der Wurfweite für alle Abflusszustände erforderlich ist.

Abweichend von der herkömmlichen Ausbildung ist es auch möglich, den Wasserstrahl im Bereich des Abwurfes horizontal abzulenken. Dies ist vor allem dann zweckmäßig, wenn in der Verlängerung der Schussrinne kein ausreichender Freiraum für die Ausbildung einer ungestörten Flugbahn vorhanden ist. Außerdem kann es erforderlich sein, dass der Auftreffpunkt des Wasserstrahls aus einem Bereich mit unzureichenden Bodenfestigkeiten abgelenkt wird. In Abbildung 6.3 ist der Grundriss sowie ein Schnitt eines solchen Abwurfs dargestellt.

Abbildung 6.4 zeigt eine besondere Konstruktion, welche bei kleinen Abflüssen die Strömung um 90 Grad umlenkt und über eine eigene Schussrinne ableitet. Am Ende dieser Schussrinne kann sich ein Tosbecken befinden. Bei größeren Durchflüssen wirkt die Anlage jedoch als herkömmliche Sprungschanze und nur ein kleiner Teil der Strömung wird seitlich abgeleitet.

Ein weiterer Effekt, der sich durch die Gestaltung des Abwurfbereichs erreichen lässt, ist die Verbesserung der Zerstäubung des geworfenen Wasserstrahls. Bei herkömmlichen Sprungschanzen ist der Abwurfwinkel der oberen und der unteren Strahlbegrenzung nahezu gleich. Ordnet man im Bereich der Abwurf eine Verjüngung der Schussrinne an, so weichen die Winkel voneinander ab. Die oberen Winkel können dabei bis zu 45° über jenen der klassischen Sprungschanze liegen, während die unteren noch bis zu 10° nach unten abweichen können. Es kommt also bereits im Bereich des Abwurfs zu einer Zerstreung des Wasserstrahls, und außerdem führt das vergrößerte Volumen zu einer verstärkten Strahlauflösung. Die Energieumwandlung im Bereich der Wurfbahn wird dadurch stark zunehmen, während sich die Kolkbildung im Bereich des Aufpralls reduziert. Zusätzlich wirkt sich natürlich auch noch die vergrößerte Aufprallfläche günstig auf die Tiefe des zu erwartenden Kolks aus [17].

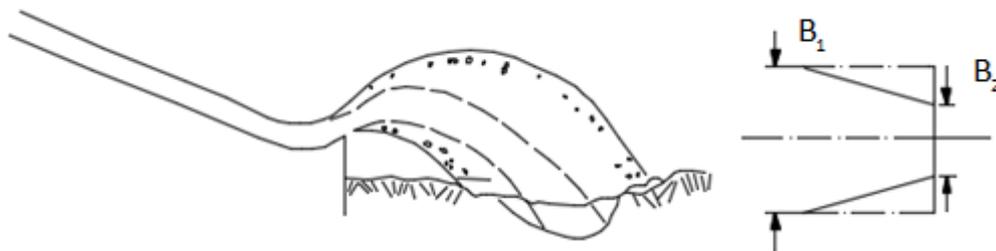


Abbildung 6.4 – Verbesserung der Zerstreung durch Verjüngung im Bereich des Abwurfs (aus Vischer/Hager 1995)

Die Verjüngung sollte dabei lt. Hager (Vischer/Hager 1995) für $4 < Fr_1 < 10$ im Bereich von $4 \cdot B_2 < B_1 < 6 \cdot B_2$ liegen. In Abhängigkeit dieses Verhältnisses, sowie der Froude-Zahl und des Verjüngungswinkels, können sich nämlich vier verschiedene Fließzustände ausbilden. Diese sind in Abbildung 6.5 dargestellt. Im ersten Fall (Abbildung a) bildet sich infolge der starken Verjüngung ein vollständiger Wechselsprung aus. Der abgeworfene Wasserstrahl befindet sich daher in einem strömenden Zustand und die Wurfweite fällt zu gering aus. Bei geringerer Verjüngung des Abwurfs bleibt die Strömung hingegen schießend. Abbildung b) zeigt einen Grenzfall, bei dem sich zwar kein Wechselsprung ausbildet, wo es aber zu einer sehr instabilen Strömung kommt, welche große dynamischen Druckbeanspruchungen auf die Konstruktion ausübt. Der in Abbildung c) dargestellte Fließzustand ist bei der praktischen Anwendung anzustreben. Es kommt zu einer starken Aufweitung des Schussstrahls, die Strömung bleibt jedoch verhältnismäßig ruhig. Der letzte Fall (Abbildung d) ist prinzipiell identisch, die Strahlaufweitung fällt jedoch nur gering aus, sodass sich kaum positive Effekte ergeben [17].

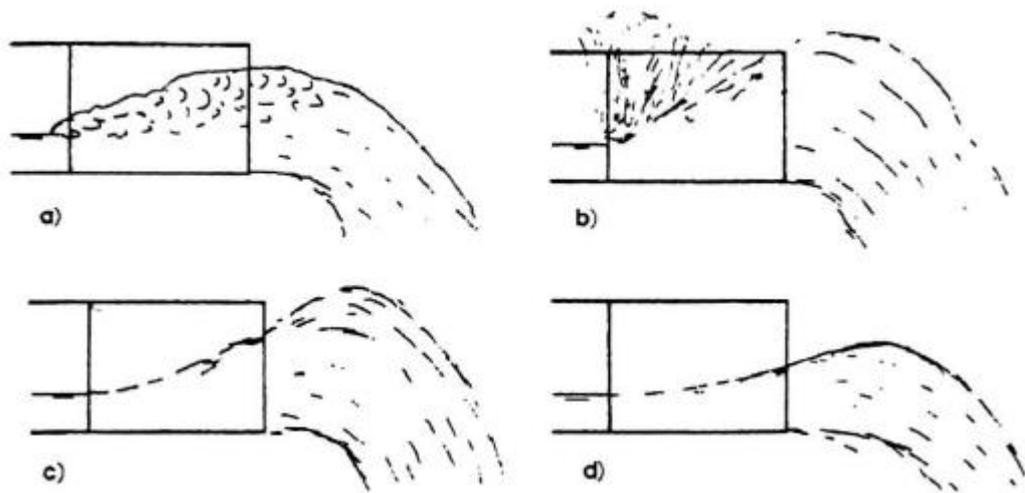


Abbildung 6.5 - Fließzustände bei verjüngtem Abwurf (aus Vischer/Hager 1995)

Abschließend muss noch darauf hingewiesen werden, dass man alle Sprungschancen selbst drainierend ausbilden sollte. Zu diesem Zweck kann am tiefsten Punkt der Mulde ein Rohr angeordnet werden, welches nach dem Betrieb der Anlage das verbleibende Wasser ableiten kann. Der Einlauf in das Rohr ist dabei jedoch äußerst sorgfältig auszubilden, da bei den hohen Fließgeschwindigkeiten die Gefahr von Kavitation besteht.

6.2.2 Druckverteilung im Abwurfbereich

Wie bereits erwähnt treten im Bereich des Abwurfs sehr hohe Druckbeanspruchungen auf, die auf die Umlenkung der sehr schnellen Strömung zurückzuführen sind. Für die statische Bemessung der Sprungschanze ist es nun erforderlich, die genaue Druckbeanspruchung auf Sohle und Wände der Sprungschanze zu ermitteln.

Für die seitliche Begrenzungslinie gibt Peterka (1964) ein empirisch entwickeltes Diagramm an (Abbildung 6.5), mit dessen Hilfe die Druckkräfte im Verhältnis zum hydrostatischen Druck abgeschätzt werden können. So werden nur Sprungschancen mit Abwurfwinkeln $\alpha_A = 15$ und $\alpha_A = 35$ betrachtet, und die Bemessungskurven gelten nur für bestimmte Querschnitte entlang der Sprungschanze. Das Diagramm lässt sich aber trotzdem für eine erste Abschätzung anwenden. Für eine endgültige Bemessung sind jedoch zusätzliche Untersuchungen erforderlich. Besonders bemerkenswert ist, dass die Drücke in dem Diagramm bis auf das 11-fache des hydrostatischen anwachsen. Eine Bemessung der Wände unter Ansatz der hydrostatischen Kräfte würde daher zu einer groben Unterdimensionierung führen [12], [17].

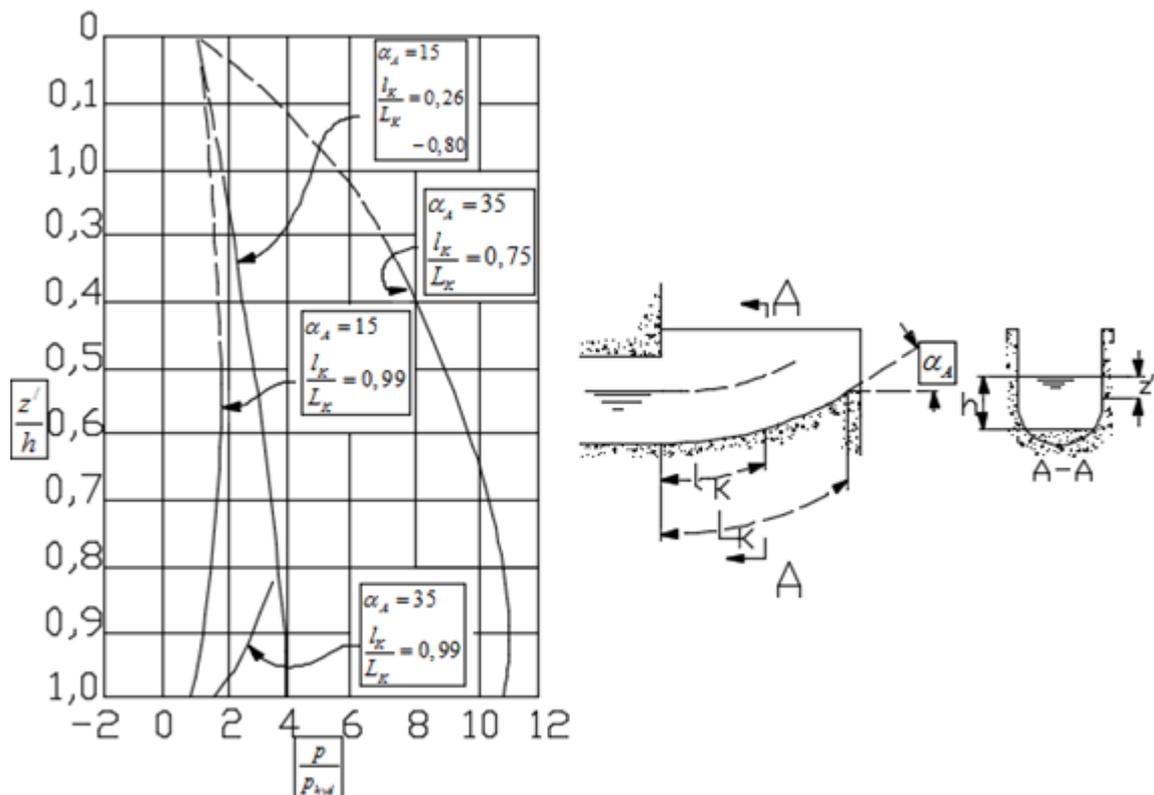


Abbildung 6.6 - Druckverteilung auf die Wände einer Sprungschanze (aus Peterka 1964)

Zur Ermittlung der Druckverteilung an der Sohle gibt es nun verschiedenste Ansätze, die eine erheblich detailliertere Erfassung der Verhältnisse ermöglichen. So gibt z.B. Hager (Vischer /Hager 1995) eine vom Abwurfwinkel unabhängige Gleichung zur Ermittlung der maximal auftretenden Drücke an.
$$p_{\max} = h_1 \cdot \rho \cdot g + 1,03 \cdot \frac{h_1}{R_s} \cdot Fr_1 \cdot \rho \cdot g \cdot h_1 \quad (6.3)$$

Für die Ermittlung der Druckverteilung entlang der Sprungschanze verweist Hager auf ein 1965 von Chen und Yu ermitteltes Verfahren, das auf der Kombination von Gleichung und Diagramm beruht. Der Druck ergibt sich dabei nach (Gleichung 6.4), wobei V_1 die Anströmgeschwindigkeit darstellt, und C_p aus Abbildung 6.7 entnommen werden kann. Der Beiwert ist dabei senkrecht auf die Gerinnesohle zu messen. Außerdem ist zu beachten, dass das Diagramm eigentlich nur für den Abwurfwinkel $\alpha_A = 20^\circ$ und $\alpha_A = 40^\circ$ gilt [17].

$$p = c_p \cdot \frac{V_1^2}{2} \cdot \rho \quad (6.4)$$

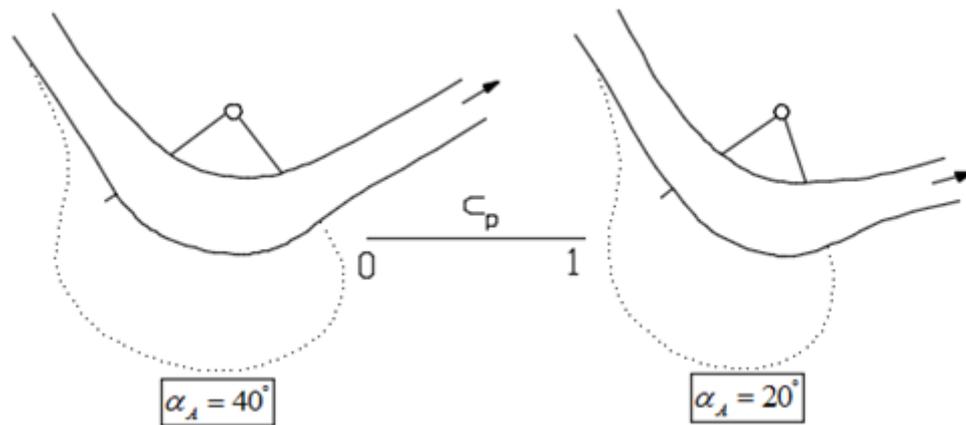


Abbildung 6.7 - Beiwert zur Ermittlung der Sohldruckspannungsverteilung (aus Vischer/Hager 1995)

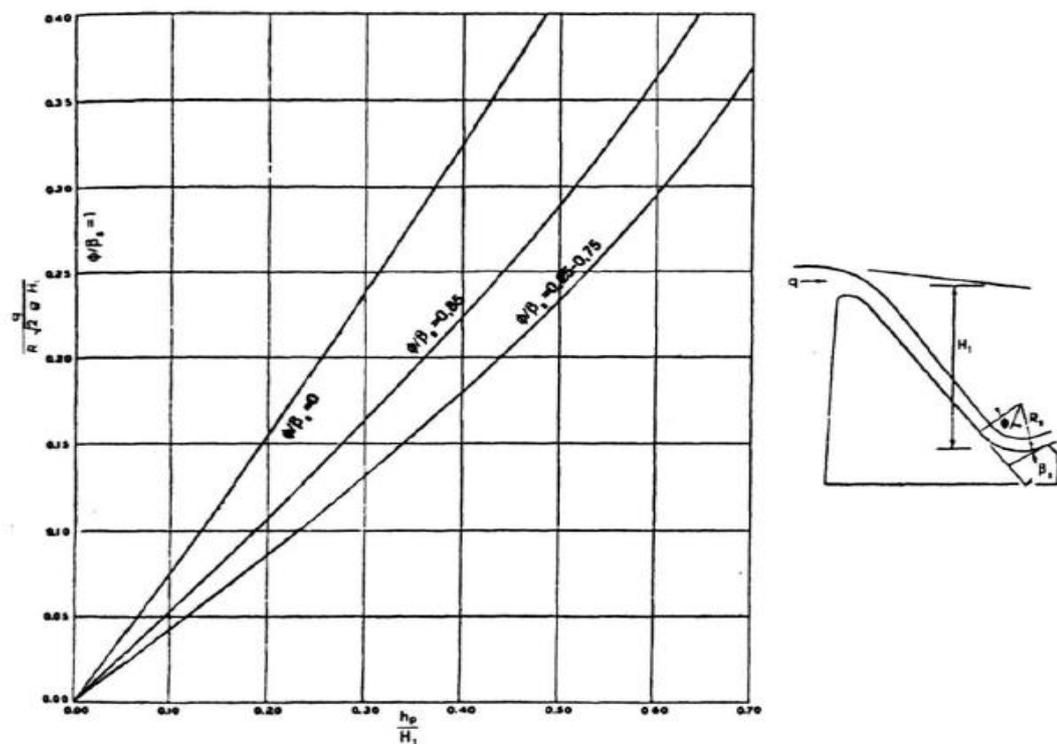


Abbildung 6.8-Ermittlung der Sohldruckspannungen nach USBR (aus Hydraulik Design Kriterium 1968)

Abbildung 6.8 enthält ein weiteres, vom US Bureau of Reclamation angegebenes Verfahren zur Ermittlung der Druckverteilung am Abwurf einer Sprungschanze. Als Eingangsgrößen ist hier der Durchfluss pro Meter Breite, der Radius der Umlenkung sowie die Energiehöhe im Bereich des Abwurfs einzusetzen. Als Ausgangsgröße erhält man die Druckhöhe an der Sohle der Sprungschanze im Verhältnis zur Energiehöhe. Die erste Kurve gibt den Druck am Beginn der Krümmung an, die zweite jenen bei 85 Prozent der Bogenlänge. Im Bereich von 25 bis 75 Prozent des Abwurfs wird die Druckhöhe als konstant angenommen und kann mit Hilfe der dritten Kurve ermittelt werden. Zusätzlich enthält das Diagramm noch einen Hinweis, dass der Druck am Ende der Umlenkung ($\phi/\beta_s = 1$) gleich dem atmosphärischen Druck, also gleich Null, sein muss.

Abweichend davon hat Peterka (1964) in Versuchen festgestellt, dass der Druck am Ende der Krümmung von Null abweichen kann. Nun sind diese Versuchsergebnisse in Abhängigkeit

des Abfassungswinkels β_A dargestellt. Man kann dabei erkennen, dass in einem weiten Bereich mit negativen Drücken zu rechnen ist, und damit die Gefahr von Kavitationschäden besteht. Wenn keine Abfassung erfolgt, stellt sich jedoch der atmosphärische Druck ein. Die Drücke in der Abbildung sind dabei auf einen ebenfalls von Peterka angegebenen theoretischen Druck bezogen worden, welcher aus der nicht dimensionsreinen Gleichung (6.5) ermittelt werden kann. Die Eingangsgrößen sind dabei in m bzw. m/sec einzuführen, der Druck ergibt sich in kN/m^2 [12].

$$p_{\text{thbo}} = \left[1,02 \cdot \left(\frac{V_1}{R_s} \right) R_s + 10 \right] h_1 \quad (6.5)$$

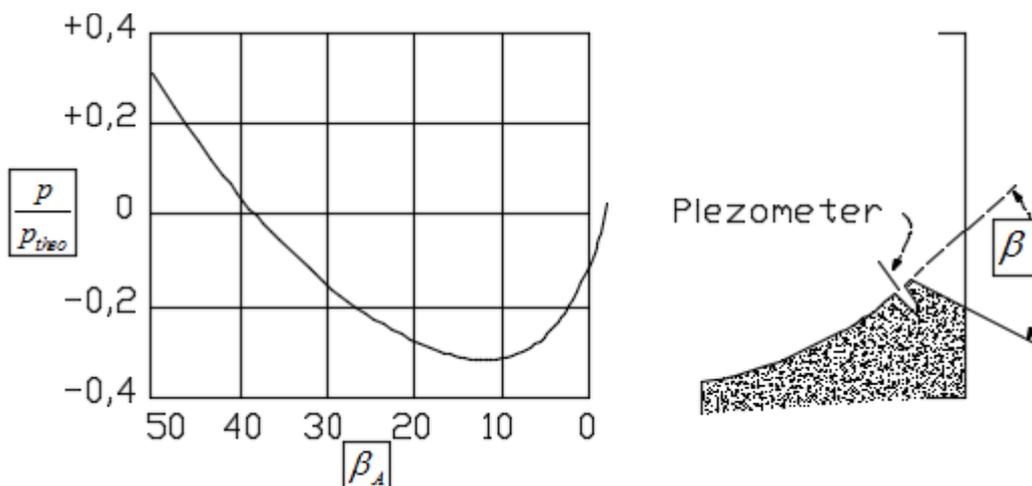


Abbildung 6.9- Druckspannung am Ende der Sprungschanze (aus Peterka 1964)

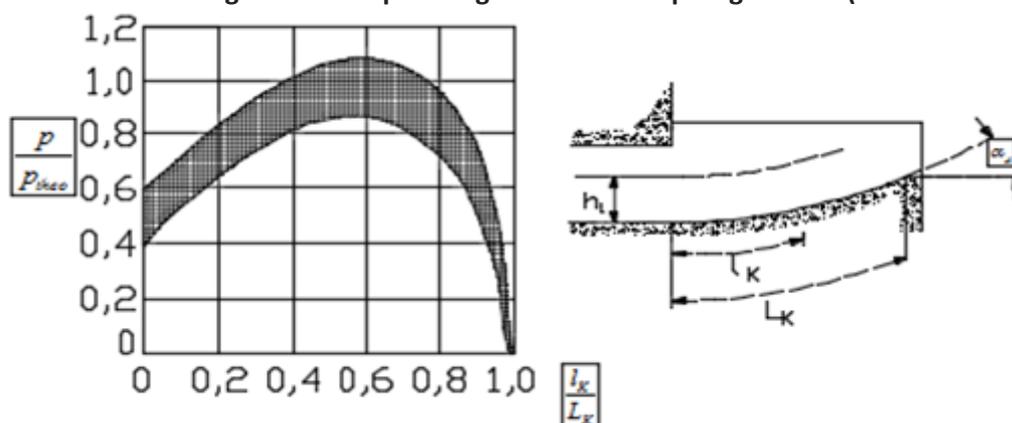


Abbildung 6.10 - Diagramm zur Ermittlung der Sohldruckspannungen (aus Peterka 1964)

Zusätzlich hat Peterka (1964) noch ein Diagramm (Abbildung 6.10) zur Ermittlung der Druckverteilung entlang der Sprungschanze angegeben. Er bezieht den Druck dabei wieder auf den in Gleichung (6.5) angegebenen theoretischen Druck, gibt jedoch keine exakten Werte an, sondern nur einen Bereich möglicher Drücke [12].

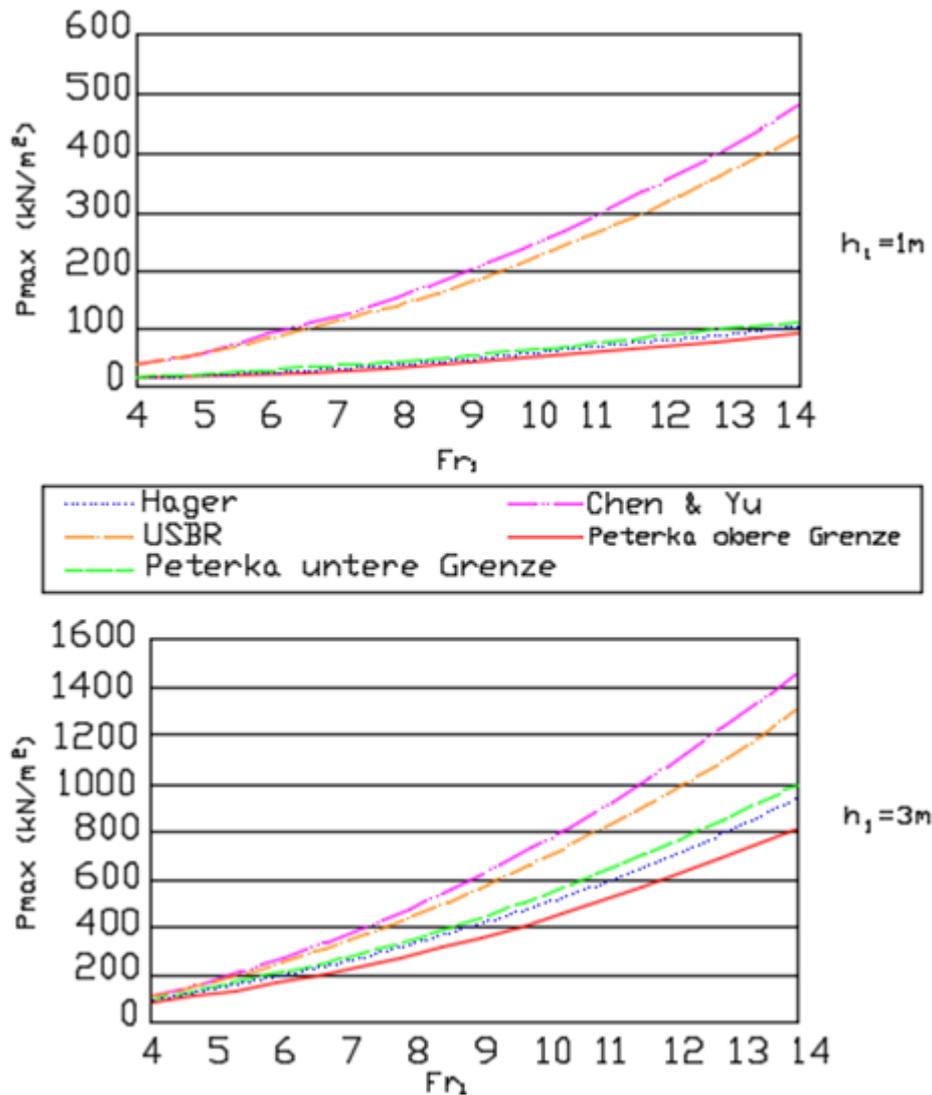


Abbildung 6.11 - Vergleich der verschiedenen Verfahren

In Abbildung (6.11) sind nun die vier beschriebenen Verfahren zur Sohldruckermittlung gegenübergestellt, wobei die jeweils maximalen Drücke gezeigt werden. Bei allen Verfahren wurde ein Umlenkradius von 20 Meter und ein Abwurfwinkel von 20° angesetzt. Für die Wassertiefe des Zuflusses werden zwei Fälle untersucht und der Druck wird jeweils in Abhängigkeit der Froude-Zahl angegeben. Die für die Verfahren von Chen & Yu oder Peterka erforderliche Zuflussgeschwindigkeit V_1 sowie die bei der Berechnung nach USBR notwendige Energiehöhe H_1 lassen sich aus der Froude-Zahl ermitteln.

Das erste Diagramm ($h_1 = 1$) zeigt, dass die Verfahren von Peterka und Hager in etwa gleiche Ergebnisse liefern. Die Kurve nach Hager liegt dabei immer zwischen der unteren und der oberen Grenze nach Peterka. Die Drücke nach dem USBR-Diagramm sind bis zu 4,5- mal so groß und jene nach Chen & Yu sogar bis zu 5 -mal. Im zweiten Fall ($h_1 = 3$) ist prinzipiell dieselbe Tendenz festzustellen, die Unterschiede sind jedoch nicht so ausgeprägt. So weicht die Kurve nach dem USBR-Diagramm hier nunmehr um maximal 40 Prozent ab und jene nach Chen & Yu um höchstens 55 Prozent. Im Rahmen dieser Arbeit ist es nun unmöglich zu entscheiden, welches der Verfahren am besten der Realität entspricht. Es wird also in der Praxis immer zweckmäßig sein, die Berechnung der Drücke nach mehreren Methoden durchzuführen und im Falle nicht zu großer Unterschiede auf den Maximalwert zurückzugreifen. Ergibt

die Berechnung jedoch große Streuungen, wird es notwendig sein, die Ergebnisse im Modellversuch zu überprüfen.

6.3 Schussstrahlzerstäubung und Wurfbahn

Der Punkt „Schussstrahlzerstäubung und Wurfbahn“ besteht aus: Auflösung des Wasserstrahls, Flugbahn und Wurfweite und Seitliche Ausdehnung des Wasserstrahls

6.3.1 Auflösung des Wasserstrahls

Um eine möglichst große Energieumwandlung im Bereich des Wurfstrahls erreichen zu können, ist es erforderlich, eine möglichst umfangreiche Zerstäubung des Wasserstrahls herbeizuführen. Man kann dabei auf verschiedenste Untersuchungen zurückgreifen, die sich eigentlich mit der Auflösung von Wasserstrahlen aus Feuerwehrspritzen beschäftigt haben. Das Anliegen dabei war also nicht die Erreichung einer Strahlauflösung, sondern im Gegensatz dazu das Erzielen eines möglichst langen, unzerstreuten Wasserstrahls. Es ist jedoch möglich, aus diesen Untersuchungen Rückschlüsse auf die Strahlauflösung bei Sprungschanzen zu ziehen.

So wurde bei den Feuerwehrspritzen zum Beispiel erkannt, dass ein kreisförmiger Austrittsquerschnitt einen sehr langen, un aufgelösten Strahl ergibt. In der Energieumwandlung wird man also vom Kreis möglichst weit abweichende Querschnitte bevorzugen. Als besonders günstig kann dabei ein Rechteckquerschnitt angesehen werden, wie man ihn bei Sprungschanzen eigentlich immer erwarten kann.

Außerdem war festzustellen, dass eine turbulente Strömung im Abwurfquerschnitt zu einer raschen Auflösung des Wasserstrahls führt und dass das Ende der Rinne möglichst abrupt ausgeführt werden sollte. Ersteres kann durch eine raue Ausbildung des Abwurfbereichs oder durch die Anordnung von Zähnen am Ende des Abwurfs erreicht werden (Abbildung 6.11). Es ist jedoch bei dieser Maßnahme sowie bei der Anordnung eines abrupten Abwurfendes immer mit Kavitationsbeanspruchungen zu rechnen, weshalb eine sorgfältige Ausbildung oder auch der Einbau von Stahlpanzerungen erforderlich sein kann [17].



Abbildung 6.12 - Sprungschanze mit Zähnen (aus Vische/Hager 1995)

Die Auflösung des Wasserstrahls beginnt nun von außen und setzt sich gleichmäßig nach innen fort. Im Inneren des Strahls existiert über eine längere Strecke eine unzerstreute Kernströmung. Mit Hilfe von Gleichung (6.7) lässt sich nun jene Distanz ermitteln, nach der sich ein durch die Luft geworfener Wasserstrahl vollständig auflöst und der Kern verschwindet. Die 1964 von Chen & Davis aufgestellte Gleichung gilt dabei eigentlich nur für Wasserstrahlen mit kreisförmigem Querschnitt, kann aber auch auf andere Fälle angewandt werden, da dort die Auflösung ja früher einsetzen müsste. Es ist dabei h_1 der Durchmesser bzw. die

Tiefe des Abwurfquerschnitts und W_1 die Weber-Zahl im selben Punkt. Die Weber-Zahl kann nach Formel (6.6) ermittelt werden, wobei σ die Oberflächenspannung bezeichnet, die zwischen Wasser und Luft mit 0,073 N/m einzusetzen wäre.

$$W_1 = \frac{V_1}{\sqrt{\frac{\sigma}{\rho \cdot h_1}}} \quad (6.6)$$

$$L_z = (30 + 1,15 \cdot W_1) \cdot h_1 \quad (6.7)$$

Aber auch die Strömung der Luft im Bereich des Wasserstrahls übt einen wesentlichen Einfluß auf die Auflösung des Wasserstrahls aus. So kann ein gegen die Wurfriechtung gerichteter Wind die Auflösung des Strahls stark begünstigen und die Strecke bis zur Auflösung des Wasserstrahls verkürzen. Im Gegensatz dazu kann eine gleichgerichtete Luftströmung den Wasserstrahl stabilisieren und die Länge des nicht zerstreuten Bereichs vergrößern. Die Energieumwandlung durch Luftwiderstand wird also geringer ausfallen, und die Tiefe des Kolks wird sich vergrößern. Diese Tatsache sollte bei der Planung von Sprungschanzen, die sich in einem Gebiet mit häufig auftretenden hohen Windgeschwindigkeiten befinden, berücksichtigt werden.

6.3.2 Flugbahn und Wurfweite

Die Kenntnis der Wurfweite des Wasserstrahls ist wesentlich, um einen ausreichenden Abstand zwischen Staumauer und Kolk sicherzustellen. Um nun die Wurfweite ermitteln zu können, muss man sich zunächst einen Ansatz für die Flugbahn des Wassers überlegen. Eine einfache Annahme, welche sich in der Praxis gut bewährt hat, ist die klassische Wurfparabel. Es muss jedoch berücksichtigt werden, dass die Wurfparabel auf idealisierten Annahmen beruht und den Luftwiderstand und die Auflösung des Wasserstrahls nicht berücksichtigt. Die tatsächliche Wurfweite wird also unter der theoretischen liegen, weshalb immer ein ausreichender Sicherheitsabstand vorgesehen werden sollte. In Gleichung (6.8) ist nun die allgemeine Beziehung für die Wurfparabel angegeben, wobei die Bezeichnungen aus Abbildung 6.12 zu entnehmen sind.

$$z_w = \tan \alpha_A \cdot x_w - \frac{g \cdot x_w^2}{2 \cdot V_1 \cdot \cos^2 \alpha_A} \quad (6.8)$$

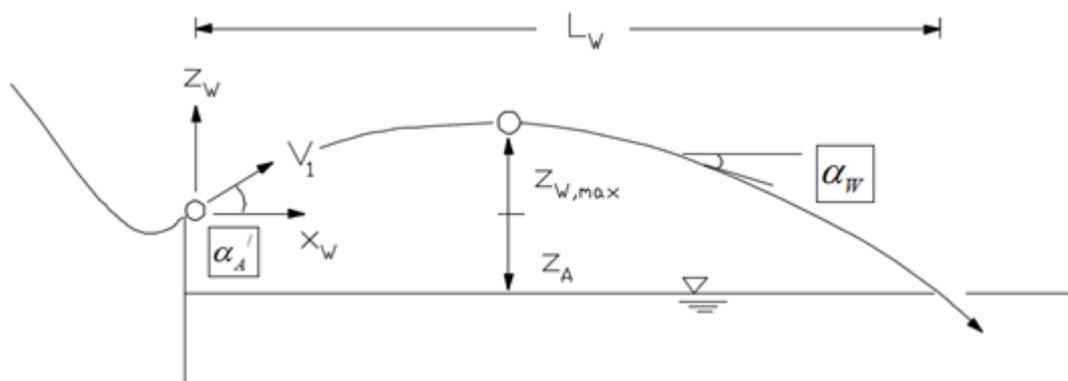


Abbildung 6.13 - Geometrie der Wurfparabel (aus Vischer/Hager 1995)

Man führt das darauf zurück, dass die Strömung bei geringen Fließgeschwindigkeiten nicht hundertprozentig der Krümmung des Abwurfs folgt und die Schanze in einem flacheren Winkel verläßt. Bei großen Fließgeschwindigkeiten werden die beiden Winkel jedoch nahezu

gleich sein. Als Ausgangsgröße erhält man dabei jedoch noch nicht den korrigierten Abwurfwinkel, sondern einen berichtigten Wert für die Umlenkung, aus dem allerdings der Abwurfwinkel leicht zu ermitteln ist.

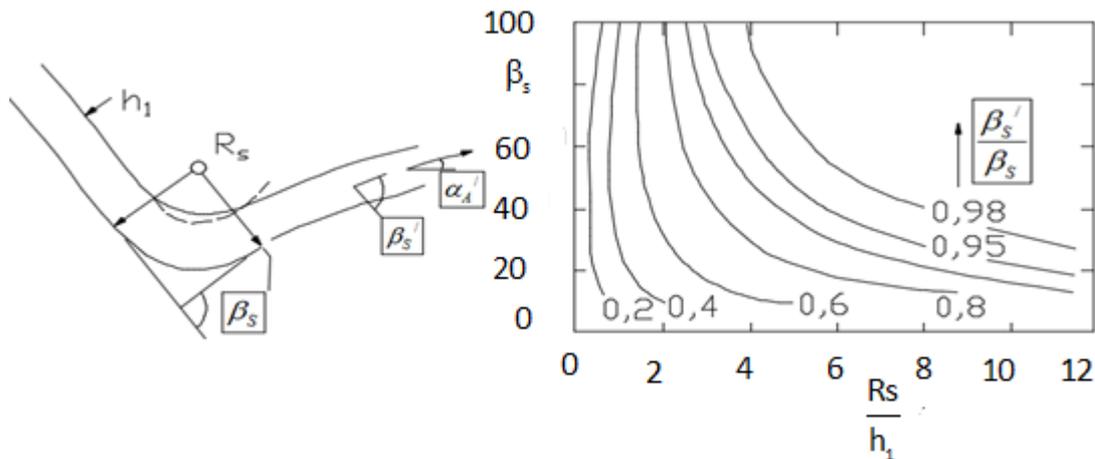


Abbildung 6.14 - Ermittlung des berichtigten Abwurfwinkels (aus Vischer/Hager 1995)

Aus der Gleichung für die Wurfparabel lässt sich nun durch einfache Umformungen die Wurfweite der Sprungschanze berechnen. Die Ergebnisgleichung kann dabei verschiedene Formen annehmen, die natürlich prinzipiell identisch sind und sich ineinander überführen lassen. Ein Beispiel ist die vom USBR (1968) angegebene Gleichung (6.9), wo man anstelle der Fließgeschwindigkeit die Geschwindigkeitshöhe $h_{v,1} = V_1^2 / 2g$ m Abwurfquerschnitt berücksichtigt [17].

$$\frac{L_W}{h_{v,1}} = \sin 2\alpha_A + 2 \cdot \cos \alpha_A \cdot \sqrt{\sin^2 \alpha_A + \frac{z_A}{h_{v,1}}} \quad (6.9)$$

Für den Fall, dass der Unterwasserspiegel nur unwesentlich unter der Abwurfhöhe liegt, kann auf die von Peterka (1964) angegebene Gleichung (6.10) zurückgegriffen werden. Sie gilt dabei eigentlich nur für den Fall, dass Abwurf und Wasserspiegel auf derselben Höhe liegen. Bei nicht allzu großen Höhenunterschieden wird die Anwendung dieser erheblich einfacheren Gleichung jedoch zulässig sein, da die Wurfweiten immer auf der sicheren Seite liegen.

$$L_W = V_1^2 \cdot \frac{\sin 2\alpha_A}{g} \quad (6.10)$$

Eine weitere interessante Größe, die sich aus der Wurfparabel ableiten lässt, ist die Lage und die Höhe des höchsten Punktes der Flugbahn. Die horizontale Koordinate kann dabei nach Gleichung (6.11) und die vertikale nach Gleichung (6.12) bestimmt werden.

$$x_{W,max} = 2 \cdot h_{v,1} \cdot \sin \alpha_A \cdot \cos \alpha_A \quad (6.11)$$

$$x_{W,max} = h_{v,1} \cdot \sin^2 \alpha_A \quad (6.12)$$

Einen wesentlichen Einfluss auf die Ausbildung des Kolks an der Aufprallstelle hat nun der Auftreffwinkel der Wurfparabel. Ein steiler Winkel bedingt nämlich einen hohen Anteil an vertikaler Geschwindigkeit und führt dadurch zu sehr tiefen Kolken, deren Tiefe natürlich von der Beschaffenheit des Untergrunds abhängt. Im Gegensatz dazu ist bei flachen Winkeln die horizontale Auftreffgeschwindigkeit sehr groß. Im Falle eines erosionsfesten Untergrunds kommt es also zu hohen Fließgeschwindigkeiten im Unterwasser. Ist die Widerstandsfähigkeit des Bodens jedoch geringer, bildet sich unterhalb des Aufpralls ein Becken aus, welches als Tosbecken dem weiteren Energieabbau dient. Die Wahl eines geeigneten Aufprallwinkels

hängt also wesentlich von der Beschaffenheit des Untergrunds ab. Der Aufprallwinkel lässt sich nun mittels folgender Beziehung ermitteln, die eigentlich an jeder Stelle der Wurfbahn gültig ist. Setzt man jedoch die nach Gleichung (6.9 oder 6.10) ermittelte Wurfweite ein, so erhält man den Aufprallwinkel.

$$\tan \alpha_w = \tan \alpha_A - \frac{x_w}{h_{v,1}} \cdot \frac{1}{2 \cdot \cos^2 \alpha_A} \quad (6.13)$$

Wie bereits früher erwähnt wurde, liegt die tatsächliche Wurfweite L_w der Sprungschanze unter der theoretisch ermittelten. Diese Verkürzung kann mit Hilfe der von Hager (Vischer/Hager 1995) angegebenen, empirischen Gleichung (6.14) bestimmt werden. Fr_1 ist darin die Froude-Zahl im Abwurf und Fr ein Korrekturwert. Für diesen Korrekturwert existieren jedoch zwei unterschiedliche Werte, welche durch Versuche ermittelt wurden. So gilt nach Gunko et. al. $Fr = 5,5$ und Taraimovich setzt $Fr = 7,0$. Welcher der beiden Werte nun besser der Realität entspricht, kann hier nicht entschieden werden. Es ist allerdings zu beachten, dass der Gültigkeitsbereich der Gleichung mit $Fr_1 > Fr$ angegeben wird und daher von der Wahl des Korrekturwerts abhängt.

$$\frac{L_w'}{L_w} = \theta^{-0,12(Fr_1 - Fr)} \quad (6.14)$$

Hager gibt aber noch eine weitere Gleichung an, welche ebenfalls auf Untersuchungen von Gunko et. al. beruht. Die Beziehung wird in Gleichung (6.15) wiedergegeben und gilt für $\alpha_A \leq 30^\circ$.

$$\frac{L_w'}{L_w} = e^{-0,12 \cdot Fr_1} \quad (6.15)$$

Abbildung 6.14 zeigt nun in Abhängigkeit der Froude-Zahl das Verhältnis zwischen theoretischer und berichtiger Wurfweite. Es werden die Gleichungen (6.14 und 6.15) verglichen, wobei bei letzterer beide Werte des Korrekturbeiwertes dargestellt sind. Aus den Kurven nach Gleichung (6.15) kann man dabei erkennen, dass in beiden Fällen am Beginn des Definitionsbereichs der theoretische Wert mit dem berichtigten übereinstimmt. Mit zunehmender Fließgeschwindigkeit (bzw. Froude-Zahl) sinkt die korrigierte Länge jedoch stark ab, sodass sie bei einer Froude-Zahl von 15 nunmehr rund ein Drittel des theoretischen Wertes ausmacht. Weiters kann man erkennen, dass die Wahl des Korrekturbeiwerts nur einen relativ geringen Einfluss auf die Reduktion der Länge hat. Vor allem bei größeren Froude-Zahlen wird der Unterschied vernachlässigbar. Im Gegensatz dazu stehen die Ergebnisse aus Gleichung (6.1). Sie weisen bei geringen Froude-Zahlen eine gute Übereinstimmung mit den beiden zuvor genannten Kurven auf, bei größeren Fließgeschwindigkeiten weichen sie jedoch stark ab. So beträgt bei einer Froude-Zahl von 15 die reduzierte Länge nunmehr ein Zehntel der Länge der Wurfparabel. Die Durchführung von Modellversuchen wird also besonders bei hohen Froude-Zahlen zu empfehlen sein. Es ist dabei jedoch zu beachten, dass die in Modellversuchen erhaltenen Wurfweiten auch über den tatsächlichen liegen können, was sich auf Maßstabeffekte zurückführen lässt. Insbesondere der Luftwiderstand kann in einem Modell nicht exakt erfasst werden und führt zu verfälschten Ergebnissen [17].

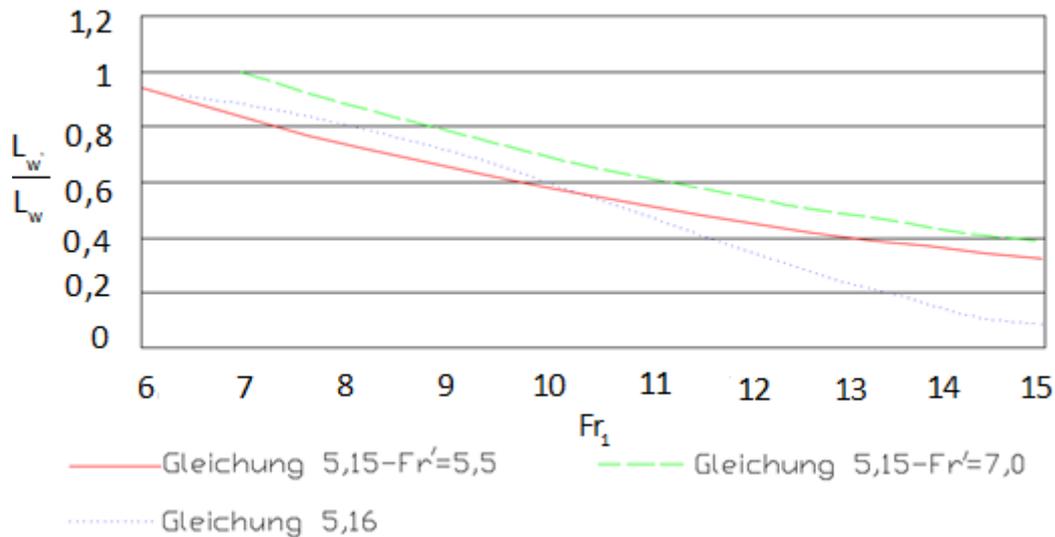


Abbildung 6.15 - Vergleich der verschiedenen Ansätze für die berichtigte Wurfweite

6.3.3 Seitliche Ausdehnung des Wasserstrahls

Die seitliche Ausdehnung des Wasserstrahls übt einen wesentlichen Einfluss auf die Verhältnisse im Unterwasser aus. Im Idealfall sollte die Breite des Wasserstrahls im Auftreffpunkt gleich der Breite des Unterwassergerinnes sein. Eine größere Breite könnte zur Beschädigung und Erosionen außerhalb des dafür vorgesehenen Bereiches führen. Ein schmalerer Wasserstrahl ergibt andererseits in den Randzonen Rückströmungen, was sich ungünstig auf das Abströmverhalten auswirkt. Der Winkel, mit dem eine Seite des Wasserstrahls von der Verlängerung der Schusrrinnenbegrenzung wegstrebt, wird mit β_q bezeichnet (siehe Abbildung 6.15). Abbildung 6.16 zeigt ein von Peterka angegebenes Diagramm, dass die Ermittlung des Aufweitungswinkels ermöglicht.

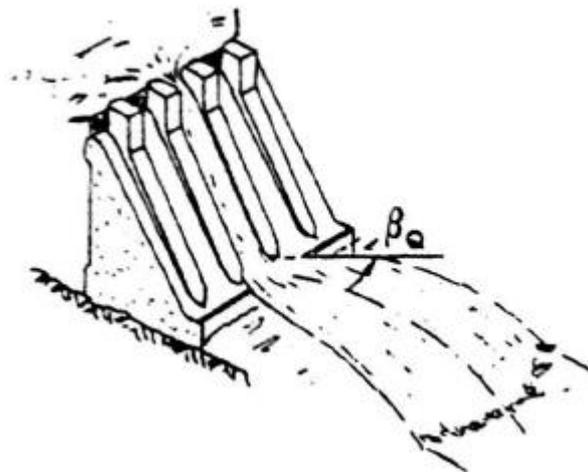


Abbildung 6.16 - Seitliche Aufweitung des Wasserstrahls (aus Hager/Vischer 1995)

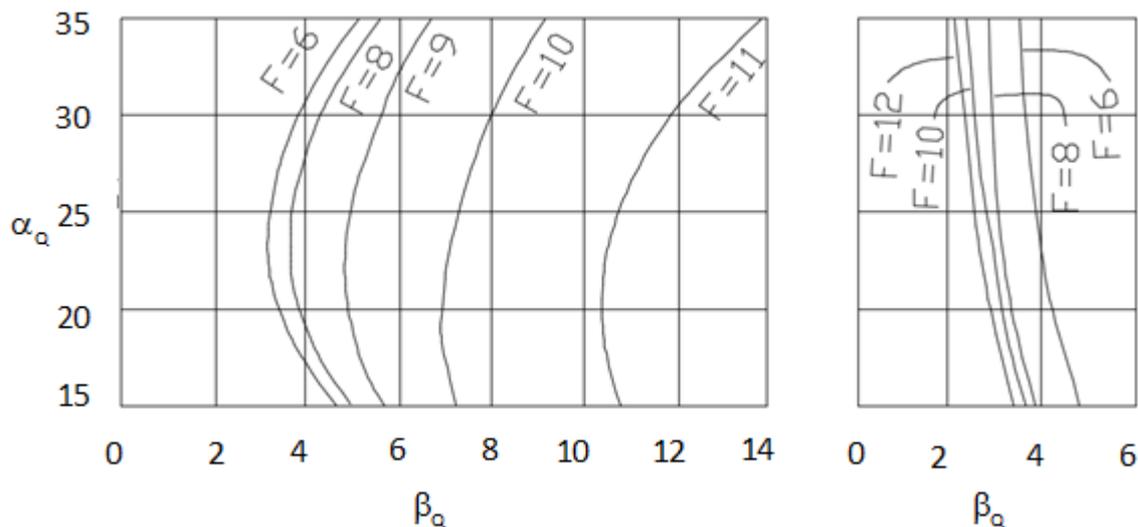


Abbildung 6.17 - Seitliche Aufweitung des Wasserstrahls für Sprungschanzen nach Stollen (aus Peterka 1964)

Für Sprungschanzen der herkömmlichen Bauart kann man auf Gleichung (6.16) zurückgreifen, welche von Gunko et. al. angegeben wurde. Die seitliche Aufweitung wird dabei als Verhältnis der Quergeschwindigkeitskomponente V_Q und der Geschwindigkeit in Längsrichtung V_L angegeben. Weiters ist h_1 die Tiefe des Wassers im Bereich des Abwurfs, H_0 der vertikale Abstand zwischen Abwurf und Überfallkrone der Schussrinne sowie R_s der Radius der Umlenkung. Der Geschwindigkeitsbeiwert ϕ_s lässt sich aus Gleichung (6.17) ermitteln, wobei q für den Durchfluss pro Breitereinheit und L_{SR} für die Länge der Schussrinne steht. Die Gleichung berücksichtigt also bereits den Reibungsverlust im Bereich der Schussrinne und ist daher nur für Schussrinnen mit Betonoberflächen gültig. Ein anderer Fall ist aber in der Praxis auch nicht zu erwarten [12], [17].

$$\tan\beta_Q = \frac{V_Q}{V_L} = \frac{1}{\phi_s} \sqrt{\frac{h_1}{H_0} \left(1 + \frac{2 \cdot \phi_s^2 \cdot h_1}{R_s} \right)} \quad (6.16)$$

$$\phi_s = \tanh \left[6.3 \sqrt{\frac{q}{\sqrt{g \cdot L_{SR}^3}}} \right] \quad (6.17)$$

6.4 Aufprall und Auskolkung

Der Punkt „Aufprall und Auskolkung“ besteht aus: Absenkung des Unterwasserspiegels infolge des Aufpralls und Mechanismen zur Kolkbildung

6.4.1 Absenkung des Unterwasserspiegels infolge des Aufpralls

Oberhalb des Punktes, an dem der Wasserstrahl auf das Unterwasser auftrifft, kommt es im Allgemeinen zu einer Absenkung des Unterwasserspiegels. Dies ist darauf zurückzuführen, dass der ins Unterwasser umgelenkte Wasserstrahl eine Sogwirkung ausübt und damit Wasser aus dem Bereich zwischen Aufprallpunkt und Sprungschanze weg befördert. In manchen Fällen wird es nun nützlich sein, das Ausmaß dieser Absenkung abzuschätzen. So besteht zum Beispiel bei Talsperrenkraftwerken, wo das Krafthaus am Fuß der Mauer liegt die Gefahr, dass das Saugrohr infolge der Absenkung nicht mehr eingestaut wird.

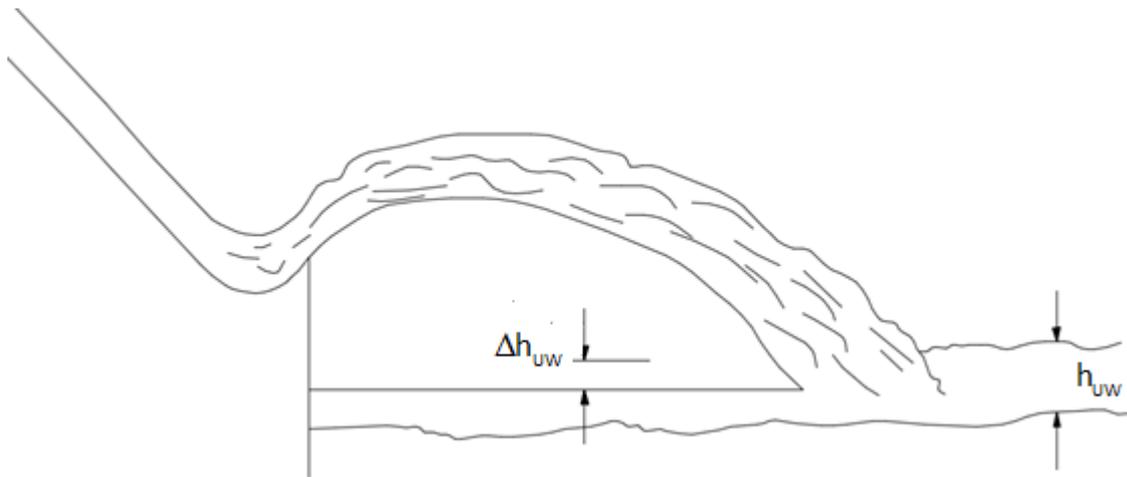


Abbildung 6.18- Unterwasserabsenkung infolge Aufprall des Wasserstrahls(aus Peterka 1964)

Die Ermittlung der Absenkung kann mithilfe eines von Peterka (1964) aufgestellten Diagramms (siehe Abbildung 6.19) erfolgen. Es ist dabei allerdings zu beachten, dass dem Diagramm nur die Daten von einigen Anlagen zugrunde liegen, und es daher nicht als allgemeingültig anzusehen ist [12].

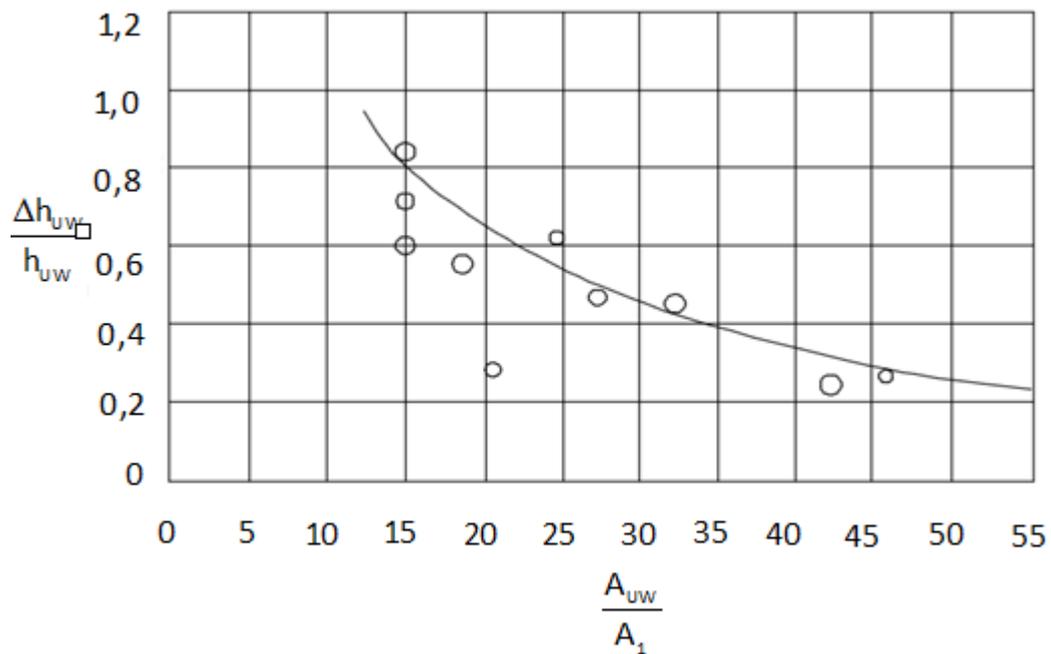


Abbildung 6.19 - Diagramm zur Ermittlung der Unterwasserabsenkung(aus Peterka 1964)

In dem Diagramm bedeuten dabei A_{UW} die Querschnittsfläche unterhalb des Aufprallpunktes und A_1 jene im Abwurfquerschnitt der Sprungschanze. Bei der Ermittlung der Fläche A_{UW} ist jedoch nur jener Anteil zu berücksichtigen, der auf den Abfluss über die Sprungschanze zurückzuführen ist. Sollte also gleichzeitig auch ein Durchfluss durch einen Grundablass oder Ähnliches erfolgen, so ist dieser Anteil wegzulassen. Ähnliches gilt prinzipiell auch für die Unterwassertiefe h_{UW} , die von einem theoretischen Wasserspiegel aus gemessen wird, der sich ohne Berücksichtigung des Sprungschanzenabflusses ergeben würde. Als Ausgangsgröße des Diagramms erhält man dann die Reduktion der Wassertiefe, wobei besonders bemerkenswert ist, dass der Wasserspiegel bis annähernd auf die Gerinnesohle absinken kann.

6.4.2 Mechanismen zur Kolkbildung

Die Energieumwandlung infolge Luftwiderstand wird im Allgemeinen nicht vollständig sein, und der Wasserstrahl wird mit hoher kinetischer Energie auf der Gerinnesohle auftreffen. An der Aufprallstelle kommt es dann zu einer Umlenkung des Wasserstrahls ins Unterwasser und zu massiven Auskolkungen. Der Bereich der Auskolkung kann dabei in zwei Zonen unterteilt werden (Abbildung 6.20). Zum einen bildet sich ein primärer Kolk aus, welcher unmittelbar auf den Aufprall des Wassers zurückzuführen ist. Zum anderen führt aber die umgelenkte Strömung sowie die Ausbildung von Rückströmungen und Verwirbelungen zu einer Erosion im Umkreis der Aufprallstelle. Die Form eines solchen Kolks kann dabei durch einen Kegel angenähert werden, dessen Erzeugende eine Steigung von 1:1 aufweist [17].

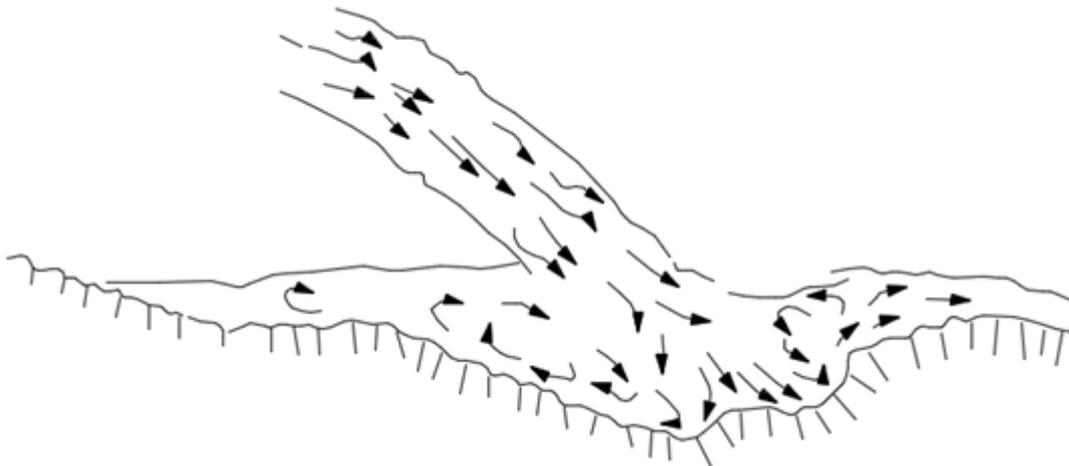


Abbildung 6.20 - Auskolkung infolge Sprungschanze (aus Vischer/Hager 1995)

Um nun eine Vorstellung über das Ausmaß der Auskolkung zu bekommen, ist es am besten, auf bestehende Projekte zurückzugreifen. So konnte am Kariba-Damm in Zentralafrika nach einem zehnjährigen Betrieb ein Kolk von 85 Meter Tiefe festgestellt werden. Es ist in diesem Zeitraum 300.000 m² Felsmaterial abtransportiert worden, obwohl der Untergrund bei der Projektierung als widerstandsfähig klassifiziert wurde. Und obwohl die Tiefe des "Wasserpollsters", den der Wasserstrahl bis zum Auftreffen auf den Untergrund zur Verfügung hat, in den zehn Jahren von 20 Metern auf über hundert Meter anwuchs, ist noch kein Gleichgewichtszustand erreicht worden.

Die Voraussage der Untergrundqualität ist überhaupt eines der wesentlichsten Probleme bei der Projektierung von Staudämmen mit Sprungschanze. Oftmals ist die tatsächliche Widerstandsfähigkeit von Felsgestein geringer als angenommen und Inhomogenitäten im Bereich der Auskolkung sind nur sehr schwer vorherzusagen. Gerade solche Schwankungen in der Festigkeit des Bodens begünstigen aber die Ausbildung von sehr tiefen Kolken. Erreicht der Kolk nun aber große Tiefen, kann er die Stabilität des Dammes gefährden, auch wenn die Wurfweite in der Projektierung als ausreichend angesehen wurde. Weiters kann die Auskolkung auch Einflüsse auf die Standsicherheit der Talhänge ausüben und Rutschungen unterhalb der Talsperre auslösen. Bei Bogenstaumauern besteht dann die Möglichkeit, dass Rutschungen zufolge die Funktion des seitlichen Widerlagers gestört und damit die Standsicherheit der Mauer gefährdet wird.

Ein weiteres Problem, das bei Auskolkungen auftritt, bildet das erodierte Felsmaterial, das unterhalb der Auskolkung zur Ablagerung kommt. Es handelt sich dabei oft um große Stücke, welche vom Unterwasser nur sehr schwer abtransportiert werden können und daher zu ei-

ner Einengung des Abflussquerschnittes und zu einer Verringerung des Abfuhrvermögens führen.

Die Kolkbildung erfolgt nun prinzipiell in zwei Phasen. In der ersten kommt es zur Zerstörung des Felsmaterials und in der zweiten zum Abtransport. Die Zerstörung des massiven Felsmaterials kann nun wie folgt beschrieben werden. Zunächst dringt das Wasser in bestehende Spalten und Klüfte ein. Wird die Sprungschanze nun in Betrieb genommen, steigt der Druck in den Spalten an, und es kommt zusätzlich zu starken dynamischen Druckschwankungen. Infolge dieser Beanspruchung werden die bestehenden Klüfte aufgeweitet und verlängert.

Bei allen Untersuchungen über den Kolkbildungsmechanismus besteht allerdings das Problem, dass die Aufprallzone während des Hochwasserereignisses nicht zugänglich ist. Es muss daher immer auf Modellversuche zurückgegriffen werden, wo man die Eigenschaften eines natürlichen Felsen nicht simulieren kann. In der Praxis wird deshalb oftmals loses Bodenmaterial eingesetzt und daher eigentlich nur die zweite Phase der Auskolkung untersucht. Die so entstehenden Kolke sind jedoch tiefer, größer und entstehen schneller, als bei realen Anlagen zu erwarten wäre. Rückschlüsse von solchen Modellversuchen auf neue Projekte sind also nur sehr schwer zu ziehen. Eine gewisse Verbesserung der Versuchsergebnisse kann erzielt werden, wenn die losen Bodenkörner mittels eines Mörtels gebunden werden. Eine tatsächliche Nachbildung der Realität ist jedoch auch so nicht erreichbar. Des weiteren existiert noch eine Reihe empirischer Formeln zur Ermittlung der Kolktiefe, welche aber größtenteils die Beschaffenheit des Untergrunds nicht berücksichtigen und stark unterschiedliche Ergebnisse liefern [17].

Zusammenfassung

Die vorliegende Diplomarbeit setzt sich zum Ziel, die vorhandene Literatur im Bereich der Energieumwandlung aufzuarbeiten und zu systematisieren. Die vorliegende Arbeit betrachtet ein sehr wichtiges Problem, verbunden mit der Umwandlung der überschüssigen kinetischen Energie von Strömungen. Sie umfasst die wichtigsten Punkte, die mit der Energieumsetzung in einem Wechselsprung verbunden sind. Eine ausführliche Beschreibung dieses Phänomens, als eine grundlegende Erscheinung bei der Energieumwandlung, wurde gemacht. Eine Reihe von empirischen Zusammenhängen, die die hydraulischen Grundlagen des Wechselsprungs festlegen, sind betrachtet worden.

Dabei liegt der Fokus auf den Energieumwandlungsanlagen. Diese werden im Laufe der Arbeit vom Wechselsprung bis hin zur Sprungschanze sowie den Tosbecken behandelt. Dabei wird versucht auf die, für die Konstruktion sowie die Dauerhaftigkeit der verschiedenen Bauteile wesentlichen Einflussfaktoren näher einzugehen.

Zur Erreichung des heutigen Wissensstandes hinsichtlich Energieumwandlung waren, wie auch in jedem anderen Bereich der Wissenschaft, umfangreiche, sich über längere Zeiträume erstreckende Untersuchungen erforderlich. So wurden die ersten Überlegungen über den Wechselsprung bereits im 16. Jahrhundert von Leonardo da Vinci angestellt. Er lieferte jedoch nur eine einfache Beschreibung des Phänomens, ohne auf die physikalischen Hintergründe einzugehen. Zusätzlich beinhaltet diese Arbeit einen historischen Überblick über die Entwicklung der Energieableitung, einschl. der Errungenschaften von Leonardo da Vinci ab dem 16. Jahrhundert und entsprechenden Papieren im 19. und 20. Jahrhundert. In dieser Arbeit liefert nun einen chronologischen Überblick über die wichtigsten Arbeiten des 19. und 20. Jahrhunderts, und es werden zusätzlich Modellversuche beschrieben, welche in Ergänzung zu den theoretischen Untersuchungen durchgeführt wurden. Es wird dabei auf alle Methoden der Energieumwandlung eingegangen, das Hauptaugenmerk liegt jedoch auf der wichtigsten Umwandlungsmethode, dem Wechselsprung.

In dieser Arbeit wird anhand vorhandener Literatur ein Überblick über Möglichkeiten der Energieumwandlung, deren physikalische Grundlagen sowie deren praktische Berechnung gegeben, ohne einen Anspruch auf Vollständigkeit zu erheben. Des Weiteren wird auch gezeigt, dass Energieumwandlungsbauten, neben ihrer primären Funktion, auch noch andere Aufgaben erfüllen können.

Bezüglich der Berechnung der verschiedenen Energieumwandler werden verschiedene Ansätze gezeigt, welche, soweit dies möglich war, miteinander verglichen werden. Die Resultate dieser Vergleiche sind größtenteils in Form von Diagrammen wiedergegeben.

Aufgrund der teilweise großen Streuung der Ergebnisse können viele der vorhandenen Berechnungsverfahren nur als Grundlage der Planung angesehen werden, und vor allem bei Großanlagen wird die Durchführung von Modellstudien erforderlich sein. Die Kosten solcher Versuchsreihen sind dabei gegenüber den Kosten, die durch eine zu große Dimensionierung einer Energieumwandlungsanlage entstehen, gering. Im Vergleich zu den Folgekosten einer Unterdimensionierung sind sie auf jeden Fall vernachlässigbar.

Flüssiges Wasser kann eine enorme Menge an kinetischer Energie erreichen. Diese Energie kann entweder durch natürliche oder durch künstliche Ursachen hervorgerufen werden.

Aufgrund dieser Energie können umfangreiche Erosionen im Flussbett oder am Ufer der Wasserstraßen auftreten. Als Ergebnis dieser Erosionen kann die Stabilität von Gebäuden (beispielsweise Wehre) gefährdet und das Flussbett abgesenkt werden. So ist es oft notwendig, diese kinetische Strömungsenergie zu zerstreuen. Der einfachste Weg, diese

Energie abzuführen ist die Reibung zwischen dem strömenden Wasser und dem Flussbett. Aber ein Energie- und Wärmeableiter, der lediglich auf dieser Methode basiert, ist für technische Zwecke nicht geeignet. Deshalb ist es notwendig, einen Weg zu finden, die Strömungsgeschwindigkeit in einem kürzeren Abstand zu verringern. Es gibt zwei verschiedene Methoden, um dieses Ziel zu erreichen. Die erste verwendet die interne Reibung im Wasser, die durch eine hohe turbulente Strömung erhöht werden kann. Ein Beispiel für einen Energieverteiler mit diesem Verfahren ist das bekannte Tosbecken. Tosbecken werden einerseits zur Stabilisierung des Wechselsprungs benötigt, d.h. um ein Abwandern ins Unterwasser zu verhindern und andererseits, um eine Erosion der Sohle im Bereich des Wechselsprungs zu vermeiden. Auch der Arbeit beschäftigt sich mit der praktischen Anwendung des Wechselsprungs in einem Tosbecken. Er berücksichtigt die verschiedenen Tosbeckenarten, ihre Verwendungsbereiche, die Vor- und Nachteile. Die grundlegenden Formeln zur Bemessung von Tosbecken wurden betrachtet. Die Standardisierung dieser Bauwerke nach verschiedenen Organisationen erlaubt ihre erleichterte Verwendung.

Der zweite Weg der Energieableitung ist die Desintegration eines flüssigen Wasserstrahls in die Umgebungsluft. Aufgrund dieser Zersetzung sind kleine Wassertropfen dem Luftwiderstand ausgesetzt, was einen Verlust an Geschwindigkeit und kinetischer Energie verursacht. Das beste Beispiel für einen Dämpfer dieser Art ist die Sprungschanze. Bei sehr großen Abflussmengen, wie sie häufig bei Hochwasserentlastungen von Staudämmen und Staumauern auftreten, ist die Anordnung eines Tosbeckens oftmals problematisch, da sich große Beckenlängen ergeben würden und eine sehr große Unterwassertiefe zur Stabilisierung des Sprungs erforderlich wäre. Als Alternative kann man eine Sprungschanze einsetzen, welche auf zwei Umwandlungsprinzipien beruht. Zunächst kommt es auf der Wurfstrecke zu einer Zerstäubung des Wasserstrahls, wodurch die einzelnen Wassertropfen dem Luftwiderstand ausgesetzt und abgebremst werden. Es bildet sich dadurch ein Kolk, der erhebliche Tiefen erreichen kann. Die Anordnung einer Sprungschanze kann daher ausschließlich in Bereichen erfolgen, in denen ein fester Felsboden vorhanden ist. Trotzdem ist es notwendig, dass man eine ausreichend große Wurfweite der Sprungschanze sicherstellt, da der Kolk ansonsten die Standsicherheit des Dammes gefährden könnte.

Aber auch viele andere Vorrichtungen, wie z.B. alle Arten von Wirbel-tropfen, die auf der inneren Reibung basieren finden Anwendung.

Nach dem ersten Hauptsatz der Thermodynamik wird die Energie nie vollständig vernichtet. Energie kann nur in andere Arten von Energie umgewandelt werden. Im Falle von hydraulischer Energieableitung wird der Hauptanteil in Wärme umgewandelt. Aber eine kleinere Menge fällt auch als Schallenergie an. Dies kann durch die Lärmemissionen aller Arten von Energiedämpfern leicht nachgewiesen werden.

Literaturverzeichnis

- [1] Drobir H. (1994): Studienblätter zur - Vorlesung konstruktiver Wasserbau und Landschaftswasserbau I Technische Universität Wien - Institut für konstruktiven Wasserbau
- [2] Elevatorski Edward A. (1959): Hydraulic Energy Dissipaters /Engineering societies monographs I McGraw-Hill Book Company Inc. New York- Toronto- London
- [3] Frank J. (1943): Der Wechselsprung und die Bemessung der Tosbecken an Wehren I Wasserkraft und Wasserwirtschaft- März 1943
- [4] Garbrecht Günther (1959): Über die Berechnung von Sturzbetten I Die Wasserwirtschaft
- [5] Gutknecht / Honsowitz (1992): Studienblätter zur Vorlesung Gewässerkunde I Technische Universität Wien - Institut für Hydraulikl Gewässerkunde und Wasserwirtschaft
- [6] Hager H./ Sinninger R. (1989): Tosbecken mit Querschwelle I Wasser I Energie I Luft - 81. Jahrgang - Heft 4/5
- [7] Hager H. (1990): Geschichte des Wassersprungs I Schweizer Ingenieur und Architekt-Nr. 25-21. Juni 1990
- [8] Honsowitz / Drobir (1996): Studienblätter zur Vorlesung Landschaftswasserbau I Technische Universität Wien - Institut für konstruktiven Wasserbau
- [9] Leutheusser Hans J. / Schiller Eric J. (1975): Hydraulic jump in a rough channel I Water Power & Dam Constructions- May 1975
- [10] Mason P. J. (1983): Energy dissipating crest splitters for concrete dams I Water Power & Dam Constructions- November 1983
- [11] Naudascher Eduard (1992): Hydraulik der Gerinne und Gerinnebauwerke I 2. Auflage I Springer Verlag Wien- New York

- [12] Peterka A. J. (1964): Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipaters / Engineering Monograph No. 25 | United States Department of the Interior | Bureau of Reclamation
- [13] Rajaratnam N. / Mainali A. | Hsung Y. (1996): Learning to make the right jumps / International Water & Power Dam Constructions -October 1996 | R&D North Amerika - Hydraulics
- [14] Rajaratnam N. / Mura Hari V. (1982): Plane turbulent wall jets with finite submergence/ Water Power & Dam Constructions - April 1982
- [15] Sarma Dr. K. V. N./ Newnham D. A. (1973): Surface profiles of hydraulic jump for Froude numbers less than four | Water Power- April 1973
- [16] United States Bureau of Reclamation (1968): Hydraulic Design Criteria | Sheets 112-1 bis 122-8
- [17] Vischer Daniel L./Hager (1995): Energy Dissipaters / Hydraulic Structures Design Manual 9 | International Association for hydraulic research
- [18] Ziegler Franz (1985): Technische Mechanik der festen und flüssigen Körper | Springer Verlag Wien- New York
- [19] The Influence of Geomechanic and Hydrologic Uncertainties on scour at Large Dams:Case study of Kariba Dam-73 Annual Meeting of ICOLD Tehran,IRAN
- [20] Bollaert, E.F.R. (2002): Transient water pressures in joints and formation of rock scour due to high-velocity jet impact, PhD Thesis EPFL.
- [21] Bollaert, E.F.R. (2004): A new procedure to evaluate dynamic uplift of concrete linings or rock blocks in plunge pools, Proc. of the Intl. Conf. Hydraulics of Dams and River Structures, Yazdandoost & Attari (eds.), Teheran, Iran, pp. 125-132.
- [22] Bollaert, E.F.R. & Hofland, B. (2004): The Influence of Flow Turbulence on Particle Movement due to Jet Impingement, 2nd Scour and Erosion Conference, Singapore.
- [23] Bollaert, E. and Schleiss, A., "Scour of rock due to the impact of high-velocity jets. Part II: Experimental results of dynamic pressures at pool bottoms and in one- and twodimensional closed end rock joints", Journal of Hydraulic

Research, IAHR, Vol. 41, No.5, pp.465-480, 2003.

- [24] Ervine, D.A., Falvey, H.T., and Withers, W. "Pressure fluctuations on plunge pool floors", Journal of Hydraulic Research, Vol. 35, No. 2,; 1997.
- [25] Bollaert, E., Falvey, H.T., and Schleiss, A., "Turbulent jet impingement in plunge pools: the particular characteristics of a near-prototype physical model study", Proceedings of Riverflow 2002, Louvain-la-Neuve, Belgium, 2002.
- [26] Ervine, D.A. and Falvey, H.R., "Behaviour of turbulent jets in the atmosphere and in plunge pools", Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Part 2, Vol. 83, 1987.
- [27] Hydraulik von Prof. Emil Marinov

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1.1 - Diagramm zur Ermittlung des kritischen Schields Faktor(aus Gutknecht,1992)	2
Abbildung 3.1- Klassischer Wechselsprung und Wechselsprung mit Einbauten	8
Abbildung 3.2-Tosbecken mit seitlicher Aufweitung	8
Abbildung 3.3-Toskammer	9
Abbildung 3.4-Energieumwandlung durch Einleitung in ein Becken	10
Abbildung 3.5- Energieumwandlung auf massiven Fels.....	10
Abbildung 3.6-Energieumwandlung bei kleinen Abflüssen.....	11
Abbildung 3.7-Verbesserung des Wechselsprungs durch Gegenströmung.....	11
Abbildung 3.8-Energieumwandlung durch Ablenkung und Gegenströmung	12
Abbildung 3.9-Energieumwandlung durch Gegenströmung.....	12
Abbildung 3.10-Energieumwandlung mit zusätzlicher Lufteinmischung.....	13
Abbildung 3.11-Fontäne	14
Abbildung 3.12-Energieumwandlung durch Schussstrahlzerstreuung	14
Abbildung 3.13-Verbesserung der Zerstreung durch Strahlteiler	15
Abbildung 3.14-Energieumwandlung durch eine Sprungschanze.....	15
Abbildung 3.15-Trogtosbecken	16
Abbildung 3.16-Energieumwandlung mittels Hohlstrahl-Ventil	16
Abbildung 3.17-Störkörperrinne.....	17
Abbildung 3.18-Blocksteinrampe	17
Abbildung 3.19-Kaskade aus Blocksteinrampen	18
Abbildung 3.20 –Kaskade aus der Wildbachverbauung.....	18
Abbildung 3.21-Traversensystem	18
Abbildung 3.22-Wirbelkammer und Wirbelrohr	19
Abbildung 3.23-Wirbelschacht	20
Abbildung 3.24-Wirbelkammer mit freiem Wasserspiegel.....	20
Abbildung 4.1-Bezeichnung für die Energiegleichung.....	22
Abbildung 4.2-Grafische Darstellung der Energiegleichung.....	23
Abbildung 4.3-Darstellung der Energiegleichung sowie der Energiehöhen für Rechteckgerinne	24
Abbildung 4.4-Konjugierte Wassertiefen	25
Abbildung 4.5 –Darstellung des Energieverlustes	27
Abbildung 4.6-Abweichung zwischen linearisiertem (Hager) und exakten Wirkungsgrad.....	28
Abbildung 4.7-Energieverlust bei Dreieck-(durchgezogen),Krei-(strichliert) und Rechteckgerinnen (punktiert)... ..	28
Abbildung 4.8-Klassifikation der Wechselsprünge mit der Hilfe der Froude-Zahl im Oberwasser.....	29
Abbildung 4.9-Definition der Längen des Wechselsprungs	31
Abbildung 4.10-Abweichung zwischen linearisierter und exakter Deckwalzenlänge.....	32

Abbildung 4.11-Abweichung zwischen linearisierter und exakter Wechselsprunglänge	32
Abbildung 4.12 – Geschwindigkeitsverteilung bei $Fr=4,95$	33
Abbildung 4.13 –Bereich der Lufteinmischung im Wechselsprung	35
Abbildung 4.14 –Verhältnisse in einer Strömung mit Lufteinmischung	36
Abbildung 4.15-Wechselsprung bei Abwanderung ins Unterwasser.....	37
Abbildung 4.16 –Wirkungsgrad des eingestauten Wechselsprungs.....	38
Abbildung 4.17-Typen des Wechselsprungs nach geneigten Gerinnen.....	38
Abbildung 4.18-Gewellter Abfluss über ein Wehr.....	39
Abbildung 5.1 - Erosion an einem Störkörper (Tosbecken Studena Damm-Bulgarien).....	40
Abbildung 5.2 - Tosbecken Chaira Damm Bulgarien	41
Abbildung 5.3- Tosbecken Chaira Damm Bulgarien	41
Abbildung 5.4 - Einfachste Form des Tosbeckens(aus Vischer/Hager 1995,modifiziert)... ..	42
Abbildung 5.5 - Tosbecken mit Endstufe(aus Naudascher 1992)... ..	42
Abbildung 5.6 - Grenzbedingung zwischen a) ausgeprägtem und b)gewelltem Wechsel- sprung (aus Naudascher 1992).....	43
Abbildung 5.7 -Typen des Wechselsprung in klassischen Tosbecken(aus Vischer/Hager 1995).....	44
Abbildung 5.8 - Vergleich der Stufenhöhe nach Naudascher und Hager.....	45
Abbildung 5.9 - Länge des Tosbeckens (aus Drobir 1994).....	46
Abbildung 5.10 - Fließverhalten bei zu geringer Schwellenhöhe (aus Hager/Sinniger 1989)...	47
Abbildung 5.11 - Konjugierte Tiefen und Geometrie eines Tosbeckens mit Zahnschwelle(aus Naudascher 1992).....	48
Abbildung 5.12.....	48
Abbildung 5.13 - Geometrie eines Tosbeckens (typ II) mit Zahnechwelle (aus Peterka 1964)...	49
Abbildung 5.14 - Typen von Wechselsprünge bei Tosbecken mit Schwellen (aus Ha- ger/Sinniger 1989).....	50
Abbildung 5.15 - Grenzbedingung für das Überspringen der scwelle (aus Naudascher 1992)...	50
Abbildung 5.16 - Konjugierte Tiefen bei Tosbecken mit (a) Rechteckschwelle,(b) Trapez- schwelle,(c) Dreieckschwelle (aus Naudascher 1992).....	52
Abbildung 5.17 - Höhe der Störkörper und der Endschwelle für Tosbecken Typ III(aus Nau- dascher 1992)... ..	54
Abbildung 5.18 - Geometrie eines Tosbeckens mit Störkörper (Typ III)(aus Peterka 1964)...	54
Abbildung 5.19 - Vergleich der optimalen Störkörperhöhe	55
Abbildung 5.20 - Vergleich der Störkörperpositionen	56
Abbildung 5.21 - Länge des Tosbeckens mit Störkörper(aus Peterka 1964).....	56
Abbildung 6.1 - Klasische Sprungschanze mit Einteilung in Zonen (aus Vischer/Hager 1995)...	58
Abbildung 6.2- Schussstrahlvorzerstreuung mittels Pfeiler (aus Vischer/Hager 1995)... ..	59
Abbildung 6.3 - Bezeichnungen für einen klassischen Abwurf (aus Hager/Vischer 1995)... ..	60

Abbildung 6.4 – Verbesserung der Zerstreung durch Verjüngung im Bereich des Abwurfs (aus Vischer/Hager 1995).....	61
Abbildung 6.5 - Fließzustände bei verjüngten Abwurf (aus Vischer/Hager 1995).....	62
Abbildung 6.6 - Druckverteilung auf die Wände einer Sprungschanze (aus Peterka 1964)...	63
Abbildung 6.7 - Beiwert zur Ermittlung der Sohldruckspannungsverteilung (aus Vischer/Hager 1995).....	64
Abbildung 6.8-Ermittlung der Sohldruckspannungen nach USBR (aus Hydraulic Design Criteria 1968).....	64
Abbildung 6.9- Druckspannung am Ende der Sprungschanze (aus Peterka 1964).....	65
Abbildung 6.10 - Diagramm zur Ermittlung der Sohldruckspannungen (aus Peterka 1964)...	65
Abbildung 6.11 - Vergleich der verschiedenen Verfahren zur Sohldruckmittlung	66
Abbildung 6.12 - Sprungschanze mit Zähnen (aus Vische/Hager 1995).....	67
Abbildung 6.13 - Geometrie der Wurfparabel (aus Vischer/Hager 1995).....	68
Abbildung 6.14 - Ermittlung des berechtigten Abwurfwinkels (aus Vischer/Hager 1995)....	69
Abbildung 6.15 - Vergleich der verschiedenen Ansätze für die berechnete Wurfweite	71
Abbildung 6.16 - Seitliche Aufweitung des Wasserstrahls (aus Hager/Vischer 1995).....	71
Abbildung 6.17 - Seitliche Aufweitung des Wasserstrahls für Sprungschancen nach Stollen (aus Peterka 1964).....	72
Abbildung 6.18- Unterwasserabsenkung zufolge Aufprall des Wasserstrahls.....	73
Abbildung 6.19 - Diagramm zur Ermittlung der Unterwasserabsenkung(aus Peterka 1964 ..	73
Abbildung 6.20 - Auskolkung zufolge Sprungschanze (aus Vischer/Hager 1995).....	92