

HENRY

Hydraulic Engineering Repository

Ein Service der Bundesanstalt für Wasserbau

Conference Proceedings, Published Version

Technische Universität Dresden, Institut für Wasserbau und technische Hydromechanik (Hg.)

Wasserkraft mehr Wirkungsgrad + mehr Ökologie = mehr Zukunft

Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen

Zur Verfügung gestellt in Kooperation mit/Provided in Cooperation with:

Technische Universität Dresden, Institut für Wasserbau und technische Hydromechanik

Verfügbar unter/Available at: <https://hdl.handle.net/20.500.11970/103583>

Vorgeschlagene Zitierweise/Suggested citation:

Technische Universität Dresden, Institut für Wasserbau und technische Hydromechanik (Hg.) (2011): Wasserkraft mehr Wirkungsgrad + mehr Ökologie = mehr Zukunft. Dresden: Technische Universität Dresden, Institut für Wasserbau und technische Hydromechanik (Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen, 45).

Standardnutzungsbedingungen/Terms of Use:

Die Dokumente in HENRY stehen unter der Creative Commons Lizenz CC BY 4.0, sofern keine abweichenden Nutzungsbedingungen getroffen wurden. Damit ist sowohl die kommerzielle Nutzung als auch das Teilen, die Weiterbearbeitung und Speicherung erlaubt. Das Verwenden und das Bearbeiten stehen unter der Bedingung der Namensnennung. Im Einzelfall kann eine restriktivere Lizenz gelten; dann gelten abweichend von den obigen Nutzungsbedingungen die in der dort genannten Lizenz gewährten Nutzungsrechte.

Documents in HENRY are made available under the Creative Commons License CC BY 4.0, if no other license is applicable. Under CC BY 4.0 commercial use and sharing, remixing, transforming, and building upon the material of the work is permitted. In some cases a different, more restrictive license may apply; if applicable the terms of the restrictive license will be binding.





Limberg

Wasserkraft - Technologie mit Zukunft

Die Wasserkraft ist im Energiemix von Morgen so wichtig wie nie zuvor. Sie ist emissionsarm und kann als einzige erneuerbare Energiequelle große Energiemengen in kürzester Zeit durch moderne Pumpspeicherkraftwerke bereitstellen. Diese Kraftwerke halten unsere Netze stabil und unterstützen damit den Ausbau anderer erneuerbarer Energien. Durch die Modernisierung von bestehenden Wasserkraftanlagen wird weiteres, bereits vorhandenes grünes Potential ausgeschöpft und dadurch der

CO₂ Ausstoß reduziert. Dies alles durch führende Technologie und zuverlässige Qualität von Voith Hydro – Ihrem Partner seit mehr als 140 Jahren auf allen Wasserkraftmärkten dieser Welt.

Voith Hydro GmbH & Co. KG
Alexanderstrasse 11
89522 Heidenheim/Deutschland
Tel. +49 7321 37 0
info.voithhydro@voith.com
www.voithhydro.com

A Voith and Siemens Company

Voith Hydro



Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik • Heft 45



TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN

Fakultät Bauingenieurwesen

Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik



WASSERBAULICHE MITTEILUNGEN HEFT 45

WASSERKRAFT

MEHR WIRKUNGSGRAD + MEHR ÖKOLOGIE = MEHR ZUKUNFT

WATERPOWER

MORE EFFICIENCY + MORE ECOLOGY = MORE FUTURE





Natürliche Wasserkraft

Wasser ist einer der wichtigsten regenerativen Energieträger. Vattenfall betreibt Laufwasserkraftwerke, die rund um die Uhr Strom erzeugen können, und Pumpspeicherkraftwerke wie in Niederwartha, die eine sichere und bedarfsgerechte Stromversorgung auch zu Spitzenverbrauchszeiten gewährleisten. Als Energiespeicher spielen sie zudem eine wichtige Rolle, um erneuerbare Energiequellen wie die Windkraft in den Strommix einzubinden.

Wasser – eine umweltfreundliche Kraftreserve.



Abdichtungssysteme und Sanierungslösungen für Wasserbauwerke



Fugenprofile zur druckwasserdichten Abdichtung von Dehnfugen.



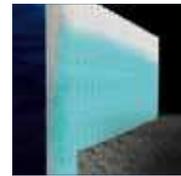
Elastisches und kraftschlüssiges Verfüllen von feucht-nassen Rissen.



Druckdichte Abdichtung von Arbeitsfugen, bis 12 bar.



Abstoppen von drückendem oder fließendem Wasser in Rissen und Hohlräumen.



Profilaktische Bauwerkserhaltung durch Oberflächen-Hydrophobierung.



Sanieren von Betonoberflächen mit PC- und PCC-Mörteln.

Produktion und Vertrieb:
TPH Baustysteme GmbH
 Gutenbergring 55 C
 22848 Norderstedt
 Tel. + 49 (0) 40/52 90 66 78-0
 Fax + 49 (0) 40/52 90 66 78-78
 info@tph-baustysteme.com
 www.tph-baustysteme.com



**TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN**

Fakultät Bauingenieurwesen Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik

Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen
Heft 45



WASSERKRAFT

MEHR WIRKUNGSGRAD

+ MEHR ÖKOLOGIE

= MEHR ZUKUNFT

WATERPOWER

MORE EFFICIENCY

+ MORE ECOLOGY

= MORE FUTURE

Dresdner Wasserbaukolloquium 2011
10. – 11. März 2011



Bibliografische Informationen

Die Deutsche Bibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen Nationalbibliographie. Die bibliografischen Daten sind im Internet über <http://dnb.ddb.de> abrufbar.

Wasserkraft - mehr Wirkungsgrad + mehr Ökologie = mehr Zukunft

Technische Universität Dresden, Fakultät Bauingenieurwesen,
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik.
Dresden: Inst. für Wasserbau und Technische Hydromechanik, 2011
(Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen; H. 45)
Zugl.: Dresden, Techn. Univ., 2011
ISBN 978-3-86780-198-0

Herausgegeben im Auftrag des Rektors der Technischen Universität Dresden von

Univ.-Prof. Dr.-Ing. J. Stamm
Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. K.-U. Graw

Technische Universität Dresden
Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik
01062 Dresden

Tel.: +49 351 463 34397
Fax: +49 351 463 37120
Email: thm@mailbox.tu-dresden.de
WWW: <http://www.iwd.tu-dresden.de>

Redaktion:

apl. Prof. Dr.-Ing. habil. Detlef Aigner
Dipl. Ing. Matthias Brockel
Dipl. Ing. Jens Wilhelm

Redaktionsschluss:
16.02.2011

Verlag: Selbstverlag der Technischen Universität Dresden

Wir danken dem Sächsischen Staatsministerium für Umwelt und Landwirtschaft für die Übernahme der Druckkosten dieses Heftes.

Der Nachdruck des Heftes bedarf der Genehmigung durch die Redaktion und ist nur mit Quellenangabe gestattet.

ISSN 0949-5061
ISBN 978-3-86780-198-0

Vorwort

Das Dresdner Wasserbaukolloquium ist 2011 – ähnlich wie 2009 – der
WASSERKRAFTNUTZUNG

gewidmet. Während wir vor zwei Jahren den Einfluss des Klimawandels auf die Wasserkraft in den Vordergrund gestellt hatten, um auf den Beitrag der Wasserkraft für Lösungen zur Begrenzung des Klimawandels hinzuweisen, haben wir in diesem Jahr den Untertitel

„MEHR WIRKUNGSGRAD + MEHR ÖKOLOGIE = MEHR ZUKUNFT“ gewählt.

Der erste Teil des Untertitels schreibt den des Jahres 2009 („angepasste Strategien – neue Technologien“) fort, jedoch möchten wir gleichzeitig die damals vorgebrachten Wünsche, „mehr auf die Nöte der Genehmiger und der Betreiber einzugehen“, stärker in den Fokus rücken. Ich war seinerzeit der Fragestellung nachgegangen, wie wir die Wasserkraft besser im Blickfeld der Öffentlichkeit und damit auch im Wissen der Entscheider verankern können. Die Ergebnisse der damaligen Podiumsdiskussion haben wir in der vorliegenden Veröffentlichungen noch einmal zusammengefasst. Persönlich habe ich vor zwei Jahren aus der Veranstaltung zwei wichtige Erkenntnisse mitgenommen: Einerseits aus den beiden Beiträgen der wirtschaftswissenschaftlichen Kollegen im Kontext der Gesamtveranstaltung die Erkenntnis, dass Einspeisevergütungen und Forschungsförderungen zwei ganz unterschiedliche Phasen einer Technologieentwicklung betreffen; andererseits eine Bestätigung dahingehend, dass wir die Wasserkraft nur dann voranbringen können, wenn wir die Positionen der beiden "Öko"-gruppen zusammenbringen: „die Ökonomen“ sollten mit den Erträgen ihrer Stromerzeugung zufrieden sein und „die Ökologen“ sollten die Verbesserungen der Gewässerqualität (und die Einsparung am Verbrauch fossiler Energieträger) anerkennen können. Hierbei werden wir niemals die beiden Maximalpositionen vereinen können „Gewässer dienen der Stromerzeugung, das ist eine umweltverträgliche Energieerzeugung, die wir maximieren müssen“ und „die Gewässernatur ist so zu erhalten, wie sie uns die Schöpfung überantwortet hat“. Beiden Seiten kann ich nur gleichlautend antworten: Der Mensch lebt in einer menschenangepassten Natur, in dieser ist beides zu erhalten, die Natur und die Anpassung, da beide die Basis unserer derzeitigen Lebensform sind. In diesem Sinne hoffe ich, dass wir mit dem diesjährigen Wasserbaukolloquium einen Beitrag dazu leisten können, durch

verbesserte Technik und größere Naturnähe die Zukunftsfähigkeit der Wasserkrafttechnologien zu erhöhen.

Eine Besonderheit des diesjährigen Wasserbaukolloquiums ist die Integration des fünften Deutschen Meeresenergieforums in die Veranstaltung. Bereits früher behandelte das Wasserbaukolloquium diese Technologien, und der Umfang der Beiträge stieg. Trotz vieler Rückschläge in der Entwicklung wird die Frage der Integration der Meeresenergie in den Strommix relevant, so dass sich die Verbindung nicht nur aufgrund personeller sondern auch aufgrund thematischer Übereinstimmungen ergab.

Parallel zum Meeresenergieforum finden Vorträge statt, die eher die ökologischen, rechtlichen und ökonomischen Randbedingungen der Wasserkraftnutzung betreffen; der Folgetag steht dann mehr unter technischen Aspekten, bei denen das konventionelle Arbeitsfeld auch vieler Entwickler von Meeresenergie-technologien angesprochen wird. Den Auftakt der Veranstaltung bilden je ein Übersichtsbeitrag aus dem direkten Umfeld und aus der großräumigen Einordnung.

Zum diesjährigen Wasserbaukolloquium „**WASSERKRAFTNUTZUNG – MEHR WIRKUNGSGRAD + MEHR ÖKOLOGIE = MEHR ZUKUNFT**“ wurden Beiträge von Behörden, Ingenieurbüros und Firmen sowie aus Universitäten und Forschungsinstitutionen eingereicht. Damit und mit der ebenso breit gestreuten Teilnehmergemeinschaft kann das jährliche Kolloquium erneut seine Brückenwirkung zwischen Theorie und Praxis und die gute Verzahnung der grundlagenorientierten Forschung mit der Anwendung nachweisen. Wieder wurde – um dem regen Interesse Rechnung zu tragen – ein Teil des Kolloquiums in zwei parallele Sessions aufgeteilt. Wie üblich ergänzt darüber hinaus eine Fachausstellung die angebotenen Informationen. Mit Hilfe der Simultandolmetscher verbindet weiterhin der Veranstalter des Kolloquiums – die Gesellschaft der Förderer des Hubert-Engels-Instituts für Wasserbau und Technische Hydromechanik an der Technischen Universität Dresden e.V. – die unterschiedlichen Ansprüche einer internationalen Veranstaltung und einer lokalen Fortbildung. Nur so ist es möglich, internationale Aspekte in die Veranstaltung hineinzutragen.

Für die Unterstützung bei der Durchführung der Veranstaltung möchten wir vor allem dem Sächsischen Staatsministerium für Umwelt und Landwirtschaft, den Unternehmen Vattenfall, Voith-Siemens und E.ON Wasserkraft sowie den Ausstellern vielmals danken. Wie auch bisher üblich, sind DWA und BWK in den Informationsaustausch eingebunden.

Die Vorbereitung der Veranstaltung lag wesentlich in den Händen der Mitarbeiter der Professur für Technische Hydromechanik, die Durchführung erfolgt kollegial durch Mitarbeiter und Studierende des Instituts für Wasserbau und Technische Hydromechanik. Die Auswahl der Beiträge erfolgte durch das wissenschaftliche Komitee, dem auch Mitglieder des Institutsvorstands und des Vorstandes des Fördervereins angehören. Allen Beteiligten, insbesondere Prof. Pohl, der federführend mit der Koordination betraut war, möchte ich an dieser Stelle vielmals danken.

Ich hoffe, dass es dem Dresdner Wasserbaukolloquium gelungen ist, nicht nur viele, sondern vor allem viele interessante Beiträge anzubieten, die neue Denkanstöße und möglicherweise sogar Lösungsansätze geben. Und ich hoffe, dass alle Teilnehmer Zeit und Gelegenheit finden, die behandelten Themen in Diskussionen zu vertiefen und neue Kontakte zu knüpfen.

Insbesondere hoffe ich jedoch, durch dieses Kolloquium dazu beitragen zu können, dass die regenerative Energiequelle Wasserkraft wieder die Aufmerksamkeit erfährt, die sie als (nur noch) zweitgrößte aber bei weitem verlässlichste regenerative Energiequelle erhalten sollte.

In diesem Sinne wünsche ich dem Dresdner Wasserbaukolloquium 2011 einen erfolgreichen Verlauf.

Prof. Dr.-Ing. habil. Kai-Uwe Graw

**Podiumsdiskussion – Aufgaben für die Zukunft
(Wasserkraftausbau, Klimawandel und Einfluss von
Klimawandel auf die Wasserkraftnutzung -
Wasserbaukolloquium 2009)**

A. Bornschein, K.-U. Graw, V. Sturm

Teilnehmer der Podiumsdiskussion:

Prof. Graw, TUD IWD

Herr Peters, TFW

Prof. Bruckner, Uni Leipzig

Prof. Hartje, TU Berlin

Prof. Bernhofer, TUD

Herr Dr. Müller, LfUG Sachsen

Prof. Horlacher, TUD IWD

Prof. Ranzi, Uni Brescia

Herr Heitefuss, Ruhrverband

Herr Hölzl, BMU

Im zweiten Teil der Session „Wasserkraftausbau, Klimawandel und Einfluss von Klimawandel auf die Wasserkraftnutzung“ (IA2) konnten sich alle Referenten zu speziellen Problemstellungen äußern sowie zusätzliche Fragen auch im Dialog mit dem Publikum aufwerfen. Im Folgenden werden die Kernaussagen der Redebeiträge und Diskussionen zusammenfassend dargestellt.

1 Argumentationshilfen pro Wasserkraft

Prof. Graw vom IWD der TU Dresden erläutert, dass der Anlass für die Einstiegsfrage eine Präsentation der „German Water Partnership“ ist. Bei dieser Veranstaltung und den dabei ausgegebenen Broschüren spielte das Thema der Wasserkraftnutzung überraschend nur eine sehr untergeordnete Rolle. Im Rahmen der Veranstaltung der „German Water Partnership“ wurden von einer Parlamentarierin Verständnisprobleme in Bezug auf die Bedeutung der Wasserkraft seitens der Politiker eingeräumt. Daher ergab sich für diejenigen, die sich im Bereich Wasserkraft bewegen, die folgende wichtige Frage:

Wie sieht eine allgemeine und für Politiker verständliche Erläuterung der Bedeutung der Wasserkraft im Kontext des Klimawandels aus?

Antworten

- 1.1 Herr Peters von der Thüringer Fernwasserversorgung sieht eine Ursache für die anfängliche Zurückhaltung der Diskussionsteilnehmer bei der Beantwortung dieser Frage in dem (zu) großen Respekt vor der Politik. Bei Erläuterungen gegenüber Politikern sollten Voraussetzungen geschaffen werden. Einerseits muss eine Bereitschaft zum „Zuhören“ existieren. Desweiteren sollte der Zuhörer unvoreingenommen und frei von ideologischen Zwängen sein. Bei der Erläuterung der Bedeutung der Wasserkraft kann der Blick in die Geschichte der Wasserkraftnutzung (in Deutschland) hilfreich sein. Ein positives Beispiel stellt die Saalekaskade dar. Ein weiteres Argument ist im Hinblick auf die aktuelle Klimadebatte zu nennen. Strom aus Wasserkraft gilt als die(!) saubere Energie. Da die Möglichkeiten des Ausbaues der Wasserkraftnutzung in Deutschland begrenzt sind, diese gegenwärtig auch nur einen eher geringen Anteil an der Gesamtenergieerzeugung leistet, sollte der Focus auf Technologieförderungen als wichtige Voraussetzung für den weltweiten Technologieexport gerichtet werden. So kann Deutschland effektiv zur Verringerung der weltweiten CO₂-Emissionen beitragen.
- 1.2 Prof. Bruckner von der Universität Leipzig erläutert die Bedeutung der Wasserkraft aus der Sicht der Ökonomen. Der klimaschutzbezogene Einsatz der Wasserkraft besitzt auf dem Weltmarkt eine sehr große Bedeutung. Außerdem hat die Wasserkraftnutzung im Bereich der Energiespeicherung (Pumpspeicher) einen hohen Stellenwert, insbesondere in Verbindung mit anderen erneuerbaren Energieträgern.

- 1.3 Prof. Hartje von der TU Berlin bestätigt, dass die Politik (BMU) im Moment sehr aktiv ist. Dies bezieht sich auch auf das Ausreizen der Veränderungen der Rahmenbedingungen für die Wasserkraftnutzung. Der Politik kann bezüglich (der (Novellierung) des EEG ein Kompliment gemacht werden, da dieses klimapolitisch inzwischen ein „politischer Exportschlager“ zu sein scheint. Jedoch adressiert Wasserkraft als erneuerbarer Energieträger nur eines der vielfältigen Umweltprobleme im Klimawandel. Daneben existieren andere Umweltziele, die im Widerspruch zur Nutzung der Wasserkraft und auch andere erneuerbarer Energieformen stehen können.
- 1.4 Prof. Bernhofer von der TU Dresden betont die Wichtigkeit, die Wasserkraft (vor allem) im Kontext mit den anderen erneuerbaren Energieträgern (Sonne und Wind) zu betrachten, da bei diesen die Versorgung nicht so kontinuierlich möglich ist wie bei Wasserkraft. Als Begründung für den Investitionsbedarf kann die Möglichkeit des Ausgleiches der Nachteile der einen durch die Vorteile der anderen benannt werden. Es ist unvernünftig die Wasserkraft als Konkurrenz zu anderen alternativen Energieträgern zu sehen.
- 1.5 Dr. Müller vom LfUG erläutert einen neuen Weg der Wasserkraftnutzung in Sachsen. Die LTV Sachsen betreibt landeseigene Talsperren inzwischen mit entsprechender Wasserkraftnutzung, obwohl diese ursprünglich nicht darauf ausgelegt wurden. Zur Nutzbarmachung der Fallhöhen an Wehranlagen werden diese gegenwärtig zur Mitbenutzung für Wasserkraft ausgeschrieben. Investoren können sich für solche Vorhaben aktuell bewerben.
- 1.6 Prof. Horlacher vom IWD erläutert, dass bis Mitte des Jahrhunderts eine Verdopplung der Weltbevölkerung erwartet wird. Damit wird sich der Energiebedarf in etwa auch verdoppeln. Auf die Frage nach Lösungen existieren gegenwärtig nur wenige verlässliche Antworten. Vor diesem Hintergrund ist es unverständlich, dass beispielsweise in Afrika der Ausbau der Wasserkraft als einzige verlässliche Energiequelle auf diesem Kontinent politisch nicht länger gewollt ist. Einerseits existiert ein Energieüberfluss in Industrieländern und andererseits Energiemangel in Entwicklungsländern. Eine Welt, die so im Ungleichgewicht ist, kann nicht in Frieden leben. Die Aufgabe aller, die mit der Thematik der Wasserkraftnutzung betraut sind, muss es daher sein, sich weltweit zu engagieren und zu einem Ausgleich beizutragen.

2 Lösen von Kommunikationsproblemen (Erweiterung der Fragestellung)

Prof. Graw geht näher auf Versuche ein, für Forschungsförderung zuständige Mitarbeiter der europäischen Kommission einzuladen. Die Einladung wurde mit der Begründung abgelehnt, dass eine Teilnahme in der Kommission nicht durchsetzbar wäre. Bei Tagungsthemen im Bereich der durch die EU förderwürdigen maritimer und Kleinwasserkrafterzeugung stünde einer Teilnahme nichts im Wege. Die Mitarbeiter sind jedoch im gesamten (übergeordnete) Gebiet der Wasserkraftnutzung nicht tätig und entsprechend nicht befugt teilzunehmen. Die zuständigen Mitarbeiter mutmaßten, dass auf diesem Gebiet ohnehin „nicht viel passiert“. Da diese Aussage auch angesichts des Themenschwerpunktes des aktuellen Wasserbaukolloquiums nicht nachvollzogen werden kann, erweitert Prof. Graw die Fragestellung.

Was machen wir (als Gruppe) in der Kommunikation falsch?

Antworten

- 2.1 Herr Peters erinnert an den WCT-Bericht aus dem Jahre 2000. Analysen haben gezeigt, dass die Stauanlagen, die zur Wasserkraftnutzung weltweit errichtet wurden, die wirtschaftlichsten (Energieerzeuger) sind. Angesichts dessen, ist die Zurückhaltung von Investoren unverständlich. Um auch bei künftigen weltweiten Wasserkraftprojekten deutsches Know-How platzieren zu können, muss Seitens der Politik der Weg für die Unternehmen geebnet und derartige Projektbeteiligungen ermöglicht werden.
- 2.2 Prof. Ranzi erläutert den Standpunkt Südeuropas aus der Sicht Italiens. Italiens Wasserbauer genießen gegenwärtig ein schlechtes Ansehen in den Medien. Die in den letzten 10 Jahren entstandenen öffentlichen Meinung zufolge, werden durch Wasserbaumaßnahmen Flüsse kaputt gemacht und das Leben in den Fließgewässern zerstört. Dies hat dazu geführt, dass die Energieerzeugung durch Wasserkraft bislang um 10 bis 20% reduziert wurde. Dies entspricht 1,5 bis 3% der nationalen Energieerzeugung. Gegenwärtig befindet sich die Wasserkraftnutzung in einem Umbruch. Dieser Wechsel wird durch zwei Umstände begleitet. Zum einen zeigt die aktuelle Weltwirtschaftskrise, wie schwierig es ist, in einer globalen Wirtschaft zu überleben und mit nationalen Ressourcen umweltverträglich umzugehen. Zum anderen entwickeln sich staatliche verwalteten Energieversorger immer weiter in Richtung Privatbetreiber, wobei ein Kontrolle durch regionale Behörden existiert. Somit ist jeder Bürger in der Lage, die Vorteile der Nutzung von Wasserkraft direkt zu erleben. Es wird

großer Wert darauf gelegt, dass die Wasserkraft sehr kosteneffektiv und verbraucherfreundlich ist. Damit sind wir nun in einer etwas besseren Lage, den Politikern klar zu machen, wie durch Investitionen in die Wasserkraft Schadstoffemission direkt reduziert werden können. Ein weiterer Vorteil ist die Verfügbarkeit der Wasserkraft.

- 2.3 Herr Heitefuss (Ruhrverband, Publikum) Der Ruhrverband baut zurzeit sein drittes Wasserkraftwerk. Die Förderung solcher Maßnahmen durch den Gesetzgeber (EEG) wird ausdrücklich begrüßt. Die Realität sieht jedoch so aus: Aufsichtsbehörden schränken im Vorgriff auf das (nicht kommende) Umweltgesetzbuch die Wasserrechte so ein, dass keine „gehobenen“ Erlaubnisse erteilt werden, auch Bewilligungen nicht. Werden Erlaubnisse erteilt, sind sie auf 20 Jahre befristet. Somit fällt es schwer, bei den langen Amortisationszeiten in Wasserkraft zu investieren. Es wird an alle appelliert, die über „Fallhöhe verfügen“: Bleiben Sie (in Bezug auf die Genehmigungsverfahren) hartnäckig! So können Wasserkraftprojekte auch in der heutigen Zeit erfolgreich realisiert werden.
- 2.4 Dr. Müller antwortet auf Herrn Heitefuss Statement: Der Teil des Umweltgesetzbuchs, der das Wasserrecht betrifft, ist in einem separaten Teil durch die Koalition bestätigt worden. Dieses wird vor der Bundestagswahl noch verabschiedet werden.
- 2.5 Herr Hölzl: Die wasserkraftrelevanten Artikel und Regelungen des geplanten Umweltgesetzbuches werden in das neue Wasserhaushaltsgesetz übernommen. Das BMU ist jederzeit bereit, sich von den Erfahrungen berichten zu lassen und Hemmnisse (bzgl. der Genehmigungsfähigkeit) ggf. mit abzubauen. Es wird auf Fördermöglichkeiten des BMU für Untersuchungen zu „Windenergienutzung in Verbindung mit Wasserkraftnutzung als Energiespeicherung“ hingewiesen.

Wasserkraftnutzung in Sachsen – aktueller Stand und Perspektiven

Ulrich Kraus, Olaf Kind, Bernd Spänhoff

Wasserkraft hat in Sachsen eine wichtige Funktion als Erneuerbare Energiequelle zur klimaschonenden Stromerzeugung. Das Ausbaupotenzial der Wasserkraftnutzung ist aber weitgehend ausgeschöpft, ähnlich wie in fast allen Bundesländern und den meisten Industrienationen weltweit. Für Sachsen wird das noch verfügbare Ausbaupotenzial im Wesentlichen in der Erhöhung der technischen Effizienz bestehender Anlagen gesehen.

Hydropower in Saxony plays an important role as a renewable source of energy production contributing to climate protection. The developmental potential for increasing hydropower in Saxony is almost exhausted, comparable to most of the other Bundesländer (german federal states) and industrial nations worldwide. The available developmental potential for increasing hydropower in Saxony will be mainly the improvement of technical efficiency of existing hydropower plants.

1 Energieerzeugung aus Wasserkraft

Aufgrund der wesentlich geringeren Emissionen von umweltschädlichen Gasen gegenüber den meisten anderen Arten der Energieerzeugung kann durch Wasserkraft klimaschonend Strom produziert werden. Dadurch nimmt die Nutzung der Wasserkraft bei der regenerativen Stromerzeugung und dem globalen Klimaschutz eine wichtige Rolle ein.

Weltweit rangierte Wasserkraft im Jahr 2002 mit einer Stromerzeugung von ca. 2740 TWh/a und damit einen Anteil von ca. 19 % an der Gesamtenergieerzeugung nach Kohle (ca. 40 %) und Öl / Gas (ca. 24 %) an dritter Stelle der Energiequellen. In Europa wurden in 2002 etwa 593 TWh/a Strom durch Wasserkraft erzeugt, wobei der Ausnutzungsgrad auf 75 % des wirtschaftlichen Potenzials der Wasserkraftnutzung geschätzt wurde (Horlacher 2003).

In den Mitgliedsstaaten der Europäischen Union ist die Energieerzeugung aus Wasserkraft seit Jahrzehnten etabliert, dadurch besteht aber kaum mehr Potential für den Zuwachs an Energieerzeugung aus regenerativen Quellen. Der Anteil der Wasserkraft an den erneuerbaren Energien in den EU-Staaten ist von ca. 94

% (288.8 TWh) in 1990 auf ca. 58 % (327.4 TWh) in 2008 gesunken (BMU 2010).

Die Studie von Greenpeace (2005) zeigt, dass das Wachstumspotenzial der Wasserkraftnutzung auch in den meisten Industrieländern weltweit weitestgehend ausgeschöpft ist.

2 Wasserkraftnutzung in Sachsen

Wasserkraftnutzung hat in Sachsen eine jahrhundertelange Tradition, die mit dem Betrieb von Mühlen und im Zusammenhang mit der bergbaulichen Erschließung des Erzgebirges begann. Nach Rindelhardt (2007) produzierte in Sachsen erstmals 1882 eine Laufwasserkraftanlage in Olbernhau an der Flöha Strom. Bis heute werden zahlreichen Fließgewässern in Sachsen zur Energieerzeugung aus Wasserkraft in unterschiedlicher Intensität genutzt. Die leistungsstärkste Laufwasserkraftanlage in Sachsen ist mit einer Leistung von 5,6 MW an der Talsperre Kriebstein bereits seit 1929 in Betrieb (Rindelhardt 2007).

2.1 Beitrag der Wasserkraft an der regenerativen Energieerzeugung in Sachsen

Die Wasserkraftnutzung zur Stromerzeugung wurde im Freistaat Sachsen seit 1990 erheblich ausgebaut und stieg von 43 GWh im Jahr 1991 auf ca. 320 GWh im Jahr 2008.

2009 betrug die gelieferte elektrische Energie aus Wasserkraft 271 GWh, wobei die Eigennutzung von Energie aus diesen Anlagen nicht berücksichtigt wurde. Damit ist Wasserkraft zurzeit nach Windkraft und Biomasse die dritt wichtigste regenerative Energiequelle in Sachsen (Abb. 1).

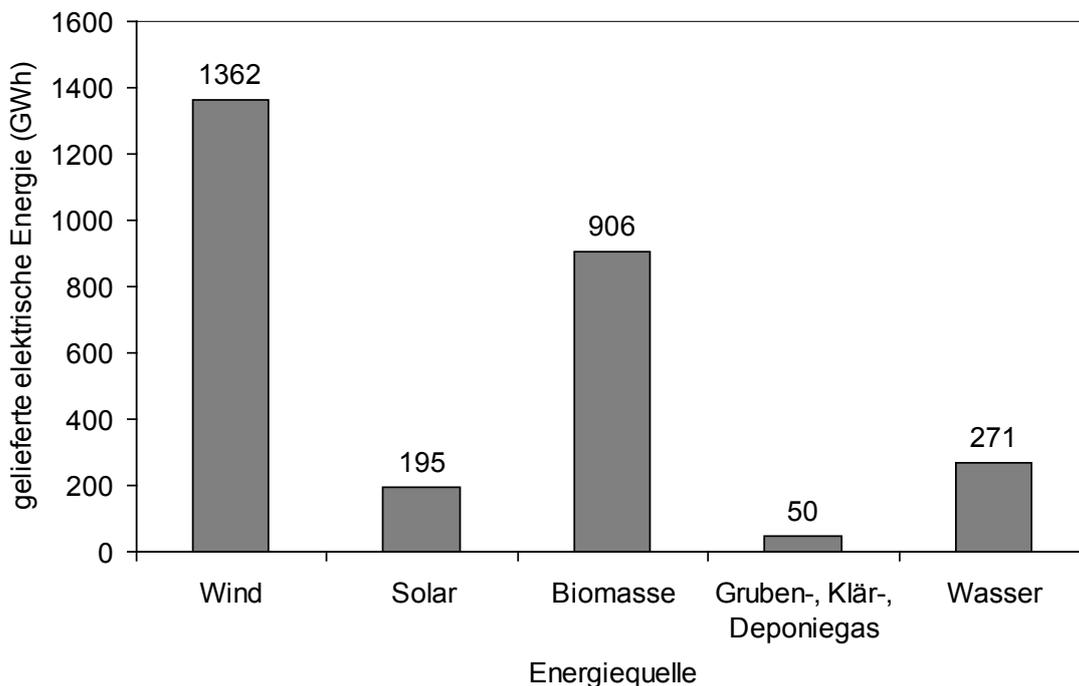


Abbildung 1 Gelieferte elektrische Energie der fünf wichtigsten regenerativen Energiequellen in Sachsen, 2009 (Quelle: Sächsische Energieagentur GmbH)

In 2009 waren in Sachsen ca. 300 Wasserkraftanlagen mit einer installierten Gesamtleistung von ca. 88 MW in Betrieb. Der Hauptanteil (46,5 %) der Energieerzeugung aus Wasserkraftanlagen wird von Anlagen mit einer Leistung zwischen 0,1 und 0,5 MW erbracht (Abb. 2).

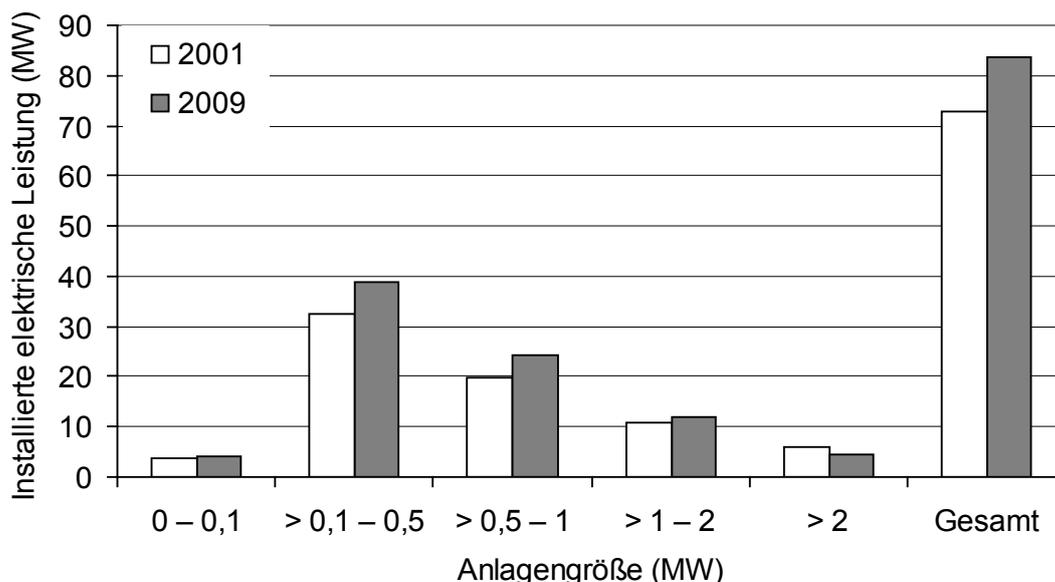


Abbildung 2 Installierte elektrische Leistung sächsischer Wasserkraftanlagen mit Netzeinspeisung nach Größenklassen in 2001 und 2009 (Quelle: Sächsische Energieagentur GmbH)

2.2 Ökologische Anforderungen an die Wasserkraftnutzung

Wasserkraftnutzung hat als regenerative und klimaschonende Energiequelle Vorteile gegenüber anderen Energiequellen, verursacht aber auch Eingriffe in natürliche Lebensräume und deren ökologischen Funktionsfähigkeit (UBA 2001).

Aufgrund der hohen Anforderung der Wasserrahmenrichtlinie (WRRL 2000) zur Erreichung der Umweltziele nach Artikel 4 muss zukünftig die Bewirtschaftung der Gewässer integrativ, unter Berücksichtigung der Auswirkungen aller Nutzungen im und am Gewässer, erfolgen. Belastungen der Fließgewässer durch bestehende Wassernutzungen, die den ökologischen Zustand beeinträchtigen, müssen in ihren Auswirkungen reduziert werden. Neue Wassernutzungen, die die Erreichung der Umweltziele verhindern, müssen vermieden werden.

Wasserkraftanlagen und deren Querbauwerke müssen daher für Wanderungsaktivitäten der Fischfauna, aber auch anderer aquatischer Organismen, durchgängig sein. Dies betrifft speziell für die Fischfauna auch Flussabwärtswanderung, da die Passage durch Turbinen einer Wasserkraftanlage eine erhebliche Gefährdung für die Fische darstellt. Wasserkraftanlagen müssen daher mit entsprechenden Vorrichtungen versehen werden, die den aquatischen Organismen eine Wanderung flussaufwärts ermöglicht (z. B. Fischaufstiegsanlagen) und Fische bei der Flussabwärtswanderung vor Schädigungen durch Turbinen schützen (z. B. durch geeignete Schutzrechen)

An Wasserkraftanlagen mit Ausleitungsstrecken wird der überwiegende Teil des Wassers aus dem natürlichen Fließgewässerbett in einen Betriebsgraben ab- und durch die Turbinen zur Energieerzeugung durchgeleitet. Im natürlichen Gewässerbett verbleibt in der Ausleitungsstrecke nur eine Restwassermenge. Dies führt neben der Beeinflussung des natürlichen Abflussregimes und der Störung des natürlichen Sedimenttransportes durch die Stauhaltung zu einer weiteren Veränderung der natürlichen Bedingungen, in dem die Ausleitungsstrecke von sehr viel weniger Wasser durchflossen wird, als im natürlichen Zustand (Baker et al. 2010). Diese Beeinträchtigungen der ökologischen Funktionsfähigkeit des Gewässers in Ausleitungsstrecken von Wasserkraftanlagen können durch eine Mindestwassermenge, die im Gewässerbett der Ausleitungsstrecke verbleiben muss, reduziert werden (Pabstmann und Büttner 2000).

2.3 Das sächsische Durchgängigkeitsprogramm

Hauptanliegen des sächsischen Durchgängigkeitsprogramms sind der Erhalt, die Verbesserung und die Wiederherstellung der natürlichen Lebensraumgrundlagen und -bedingungen bei gleichzeitiger nachhaltiger Nutzung, Bewirtschaftung und Unterhaltung der Fließgewässer im Freistaat Sachsen. Damit verbinden sich mehrere konkrete Handlungsfelder.

- Gewässerentwicklung in den Bergbaufolgelandschaften
- Vernetzung wichtiger aquatischer Lebensräume
- Schutz bestimmter Arten der „Roten Liste“ Sachsens sowie der FFH-Richtlinie
- Schutzprogramme für Lachs, Aal und Flussperlmuschel
- Integration von Hochwasserschutz, ökologischer Funktion und Gewässernutzung

Der Freistaat Sachsen fördert seit 2002 den Bau von Fischaufstiegshilfen an Querbauwerken im Rahmen des Programms zur Wiederherstellung der Gewässerdurchgängigkeit. Der Fördersatz beträgt 75 % der Baukosten bzw. bis zu maximal 200.000 Euro. In den Jahren 2002 bis 2009 wurde an 50 privaten oder kommunalen Wehranlagen mit einer Fördersumme von insgesamt 3,6 Millionen Euro die Durchgängigkeit verbessert.

Im Erneuerbare-Energien-Gesetz (EEG) des Bundes ist eine Förderung von Betreibern von Kleinwasserkraftanlagen für ökologische Verbesserungen durch eine erhöhte Einspeisevergütung für elektrische Energie festgelegt. Dadurch wurde seit 2002 an 67 Wehren in privatem oder kommunalem Besitz auch ohne Förderung aus dem sächsischen Durchgängigkeitsprogramm die Passierbarkeit für Fische wieder hergestellt. An weiteren 177 Querbauwerken im Eigentum des Freistaates Sachsen wurde die Durchgängigkeit für Fischwanderungen, im Wesentlichen (ca. 97 % der Wehre) durch Maßnahmen der Sächsischen Landestalsperrenverwaltung, wiederhergestellt oder verbessert (Abb. 3).

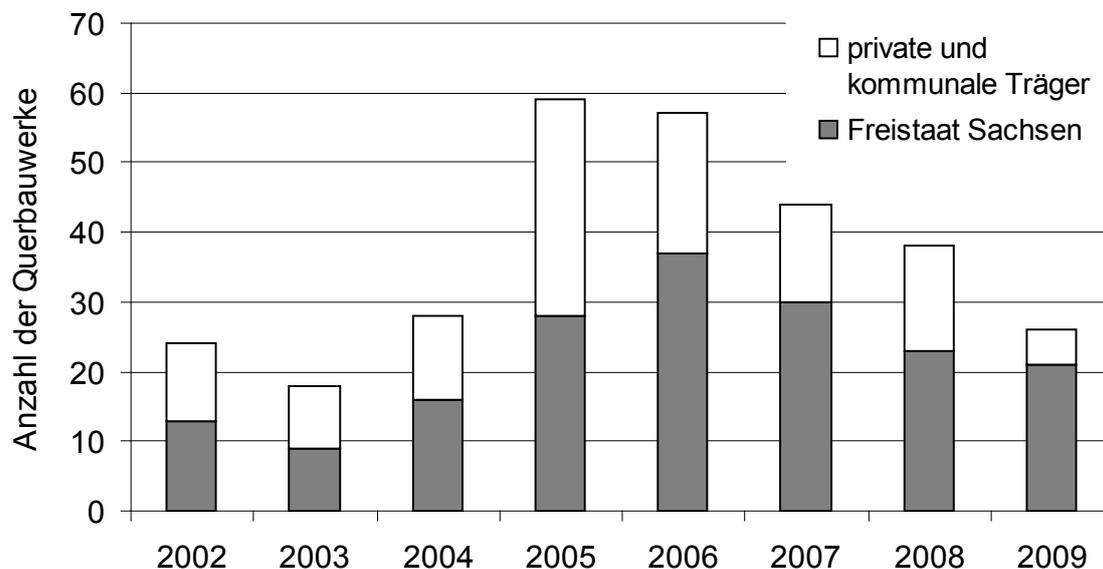


Abbildung 3 Fertiggestellte Maßnahmen zur Wiederherstellung oder Verbesserung der Durchgängigkeit an Querbauwerken im Zeitraum von 2002 bis 2009

3 Perspektive der Wasserkraftnutzung in Sachsen

3.1 Zukünftiger Beitrag der Wasserkraft an der regenerativen Energieerzeugung in Sachsen

Die Ziele der künftigen Klimaschutz und Energiepolitik des Freistaates Sachsen (SMUL 2009) sehen die Erhöhung des Anteils der Erneuerbaren Energien (EE) am Bruttostromverbrauch von 12,5 % (2.628 GWh/a) im Jahr 2007 auf 24,3 % (5.130 GWh/a) im Jahr 2020 vor (unter Annahme eines gleichbleibenden Bruttostromverbrauchs von 21.100 GWh/a in Sachsen). Der Beitrag der Wasserkraft zur Erhöhung des Anteils an EE wird dabei eher gering sein (Steigerung von ca. 1,4 % in 2007 auf ca. 1,5 % in 2020 des Gesamtbruttostromverbrauch). Damit hat die Wasserkraft neben der Geothermie das geringste Zuwachspotenzial der untersuchten EE (Wind, Biomasse inkl. Biogas, Photovoltaik, Wasser) in Sachsen.

Das erschließbare Wasserkraftpotenzial in Sachsen wird auf 320 GWh/a (SMUL 2009) bis zu 433 GWh/a (Kreibich 2008) geschätzt. Unter Berücksichtigung der ökologischen Anforderungen an die Wasserkraft und der dadurch bedingten Einschränkungen der wirtschaftlichen Nutzung muss die Erschließung des Wasserkraftpotenzials in Sachsen als weitestgehend abgeschlossen bewertet werden. Dass das Wasserkraftpotenzial auch in anderen Bundesländern nahezu ausgeschöpft ist, zeigen aktuelle Veröffentlichungen zur Situation in Nordrhein-

Westfalen (Anderer et al. 2007) und Rheinland-Pfalz (Anderer et al. 2009). Die Bedeutung des Zuwachspotenzials der Wasserkraft zur klimaschonenden Erzeugung von Energie und damit zur Reduzierung der Folgen eines möglichen Klimawandels ist damit für Deutschland als vergleichsweise sehr gering, gegenüber den anderen EE, einzustufen.

Das Zuwachspotenzial der Wasserkraftnutzung in Sachsen wird in erster Linie in der Erhöhung der technischen Effizienz bestehender Anlagen gesehen. Weiterhin bietet die Reaktivierung bestehender, nicht mehr in Betrieb befindlicher Anlagenstandorte und der Neubau von Flusskraftwerken mit einer elektrischen Nennleistung von mindestens 100 KW an bestehenden Querbauwerken, die bisher nicht für die Energieerzeugung aus Wasserkraft genutzt wurden und für die Fischwanderungen nicht passierbar waren, ein geringes Zuwachspotenzial für die Wasserkraftnutzung. Sowohl bei der Reaktivierung von Anlagenstandorten als auch der Neuerschließung bestehender Querbauwerke ohne vorherige Nutzung müssen die beschriebenen ökologischen Anforderungen an die Wasserkraftnutzung vollumfänglich erfüllt werden, um eine zusätzliche Belastung der Fließgewässer und damit die Gefährdung der Umweltzieleerreichung nach WRRL auszuschließen.

Die Wasserkraftnutzung in Sachsen ist somit eine wichtige Erneuerbare Energiequelle, die auch zukünftig ihren Anteil zur klimaschonenden Erzeugung von Strom beitragen wird, deren Steigerungspotenzial aber sehr gering ist.

Literatur

- Anderer, P., Dumont, U., Kolf, R.: Das Wasserkraftpotenzial in Nordrhein-Westfalen. In: Wasser und Abfall 7-8 (2007), S. 16-20
- Anderer, P., Dumont, U., Linneweber, C., Schneider, B.: Das Wasserkraftpotenzial in Rheinland-Pfalz. Korrespondenz Wasserwirtschaft 4 (2009), S. 223-227
- Baker, D.W., Bledsoe, B.P., Albano, C.M., Poff, N.L.: Downstream effects of diversion dams on sediment and hydraulic conditions of Rocky Mountains streams. In: River Research and Applications (2010). DOI: 10.1002/rra.1376
- BMU: Erneuerbare Energien in Zahlen – Nationale und internationale Entwicklung. Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit (2010).
http://www.bmu.de/erneuerbare_energien/downloads/doc/2720.php

- Greenpeace: Energy revolution: A sustainable pathway to a clean energy future for Europe. Greenpeace International (2005).
<http://www.greenpeace.org/international/en/publications/reports/energy-revolution-a-sustainable/>
- Horlacher, H.B.: Globale Potenziale der Wasserkraft. Externe Expertise für das WBGU-Hauptgutachten 2003 "Welt im Wandel: Energiewende zur Nachhaltigkeit" (2003). http://www.wbgu.de/wbgu_jg2003.html
- Kreibich, E.: Wasserkraftnutzung. In: Grüne Ausbaustudie 2020 – Perspektiven für Erneuerbare Energien in Sachsen (2008).
<http://www.gruene-fraktion-sachsen.de/publikationen.html>
- Pabstmann, U., Büttner, U.: Die Bestimmung von Mindestwasserabflüssen für Ausleitungsstrecken von Wasserkraftanlagen auf der Grundlage ökohydrologischer Betrachtungen. In: Tagungsband zum Kolloquium Wasserbewirtschaftung - Einzugsgebietsbezogen und Integrativ. BTU Cottbus, Fak. Umweltwiss. und Verfahrenstechnik (2000), S. 127-132
- Rindelhardt, U.: Wasserkraftnutzung in Ostdeutschland. In: Wasserwirtschaft 97 (2007), Heft 6, S. 33-36
- SMUL: Hintergrundpapier zu den Zielen der künftigen Klimaschutz und Energiepolitik des Freistaates Sachsen. Sächsisches Staatsministerium für Umwelt und Landwirtschaft (2009).
<http://www.umwelt.sachsen.de/umwelt/klima/18591.htm>
- UBA: Wasserkraftanlagen als erneuerbare Energiequellen – rechtliche und ökologische Aspekte. Umweltbundesamt (2001), UBA-Texte 01/01,95S.
- WRRL: Richtlinie 2000/60/EG des Europäischen Parlaments und des Rates vom 23. Oktober 2000 zur Schaffung eines Ordnungsrahmens für Maßnahmen der Gemeinschaft im Bereich der Wasserpolitik (WRRL), Amtsblatt der EG Nr. L 327/1 vom 22.12.2000.

Autoren:

Dipl.-Ing. Ulrich Kraus
Dipl.-Ing. Olaf Kind
Sächsisches Staatsministerium
für Umwelt und Landwirtschaft
Archivstr. 1
D-01097 Dresden
Tel.: +49 – 351 – 5642400
Fax: +43 – 351 – 5642070
olaf.kind@smul.sachsen.de

Dr. rer. nat. Bernd Spänhoff
Sächsisches Landesamt für Umwelt,
Landwirtschaft und Geologie
Zur Wetterwarte 11
D-01109 Dresden-Klotzsche
Tel.: +49 – 351 – 8928-4419
Fax: +43 – 351 – 8928-4099
bernd.spaenhoff@smul.sachsen.de

Das Wasserkraftpotenzial in Deutschland

Pia Anderer, Nikolaus Bauer, Ulrich Dumont, Stephan Heimerl,
Albert Ruprecht, und Ulrich Wolf-Schumann

Deutschland hat sich zum Ziel gesetzt, 2030 einen Deckungsanteil der erneuerbaren Energien am gesamten Stromverbrauch von 45 % zu erreichen. In 2009 stellten sie insgesamt einen Anteil von etwa 16 % bereit, die Wasserkraft hatte daran einen Anteil von ca. 20 % [1]. Das zusätzlich ausbaubare Wasserkraftpotenzial wurde auf der Basis des Linienpotenzials unter Berücksichtigung gewisser Restriktionen bundesweit ermittelt. Bei Anlagen der Leistung ≥ 1 MW erfolgte eine Standort spezifische Untersuchung.

Germany has set a goal for the year 2030 to cover 45 % of its electric power consumption through renewable energies. In 2009 about 16 % of electricity were provided by renewable energy sources, 20 % of which came from hydro power [1]. The additionally usable hydropower potential throughout Germany was determined, using the consistent method of theoretical line potential calculation. For installations ≥ 1 MW the supplementary hydro power potential was investigate on a local basis.

1 Einleitung

Im Auftrag des Bundesministeriums für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit (BMU) wurde auf der Grundlage einer für ganz Deutschland einheitlichen Methode das zusätzlich ausbaubare Wasserkraftpotenzial ermittelt. Als Potenzial wird dabei wie in der Physik üblich die Fähigkeit definiert, Arbeit zu verrichten. Die Einheit ist daher die einer Arbeit bzw. Energie: Wh bzw. kWh, MWh, GWh etc. Das Projekt wurde von einem Expertenbeirat begleitet, an dem Vertreter von Behörden, Wasserkraftbetreibern und Naturschutzverbänden beteiligt waren.

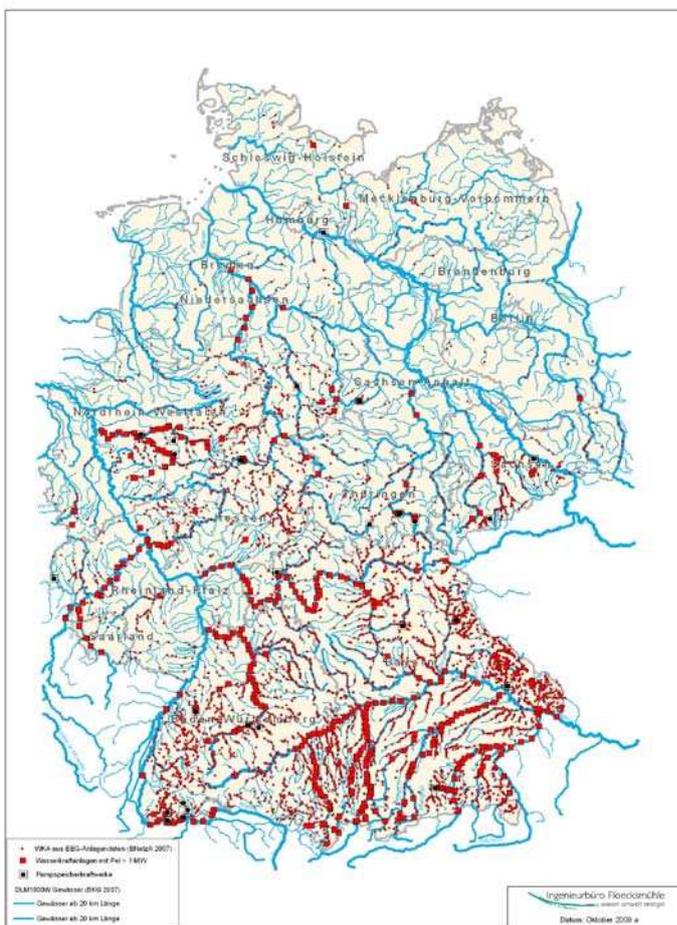
Die seit Beginn des 20. Jahrhunderts erschienenen Veröffentlichungen zum Wasserkraftpotenzial [2] bis [10], basieren im Wesentlichen auf zwei Methoden:

- der Standort-Methode, bei der die Ausbaumöglichkeiten an konkreten Standorten bzw. Wasserkraftanlagen betrachtet werden und

- der Linienpotenzial-Methode, bei der das natürlich vorhandene, aber nur theoretisch verfügbare Wasserkraftpotenzial aus Abfluss und Höhendifferenzen ermittelt wird.

In dem hier beschriebenen Vorhaben wurden beide Methoden angewendet: mit Hilfe der Standort-Methode wurde das Zubaupotenzial bestehender Wasserkraftanlagen mit $P \geq 1$ MW detailliert untersucht. Aus dem theoretischen Linienpotenzial wurde das technische und das realisierbare Zubau- und Ausbaupotenzial abgeschätzt.

2 Aktuelle Wasserkraftnutzung



Die Wasserkraft gilt in der Bundesrepublik Deutschland als relativ gut ausgebaut. An den meisten potentiellen Standorten mit einer installierten Leistung ≥ 1 MW sind bereits Wasserkraftanlagen installiert. Die Stromerzeugung aus Wasserkraft unterlag in den letzten Jahrzehnten natürlichen jährlichen Schwankungen von über $\pm 15\%$. Daher muss beim Vergleich veröffentlichter Zahlen auf Zeitangaben und darüber hinaus auf die Art der Berücksichtigung von Grenzkraftwerken geachtet werden.

In der vorliegenden Untersuchung wurden etwa 6.700 in Betrieb befindliche WKA ermittelt (Abbildung 1).

Abbildung 1 Wasserkraftanlagen in Betrieb [11]

Darüber hinaus existieren schätzungsweise 600 bis 900 Wasserkraftanlagen, die für die Eigenversorgung arbeiten. Die installierte Leistung der ermittelten WKA (ohne Pumpspeicherkraftwerke) beträgt etwa 4,05 GW, die durchschnittlich erzeugte Jahresarbeit 20,9 TWh (inklusive Anteil aus natürlichem Zufluss von Pumpspeicherkraftwerken). In diesen Angaben ist für Grenzkraftwerke nur der

deutsche Anteil berücksichtigt. Von den 406 Wasserkraftanlagen der Leistung $P \geq 1$ MW wurde 84 % der gesamten Jahresarbeit bereit gestellt. Den größten Beitrag zum genutzten Potenzial liefern die Länder Bayern und Baden-Württemberg, in denen zusammen etwa 80 % der Jahresarbeit erzeugt wird (Abbildung 2, logarithmische Auftragung).

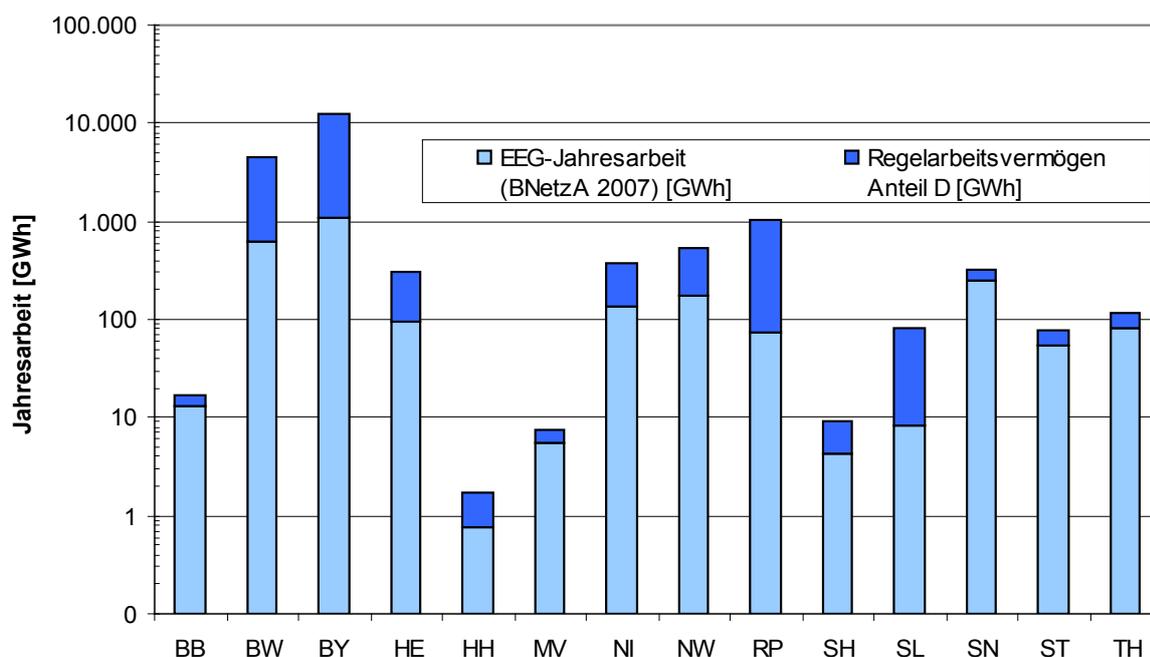


Abbildung 2 Jahresarbeit deutscher Wasserkraftanlagen, Stand 2007; dargestellt ist die EEG vergütete Strommenge für WKA mit $P < 1$ MW und das Regularisierungsvermögen (RAV) für WKA mit $P \geq 1$ MW

3 Das theoretische Linienpotenzial deutscher Gewässer

Auf der Grundlage digital vorliegender Daten zur Geländemorphologie und zu den Abflüssen wurden die Linienleistung und das theoretische Linienpotenzial in einem Geografischen Informationssystem (GIS) für ganz Deutschland berechnet [12]. Das theoretische Linienpotenzial beträgt für alle Gewässer mit einem Einzugsgebiete größer 10 km² (Grenzflüsse anteilig berücksichtigt):

$$E_L = 92,6 \text{ TWh.}$$

Das Linienpotenzial kann nie vollständig genutzt werden, denn

- Fließverluste der Gewässer (u. a. Turbulenzen, Geschiebetransport) und Anlagenverluste reduzieren das Linienpotenzial auf das technische Rohpotenzial.

- Turbinen können nicht den gesamten jährlichen Abfluss verarbeiten. Unter Berücksichtigung der realen Nutzungsmöglichkeiten ergibt sich das technische Potenzial.

Die genannten Verluste wurden für große Gewässer, an denen sich vorwiegend WKA der Leistung ≥ 1 MW befinden und für mittelgroße bis kleine Gewässer spezifisch bestimmt.

4 Das technische Potenzial

Als technisches Potenzial E_{tech} stellt hier den maximalen Wert dar, der unter realen Bedingungen allerdings bei durchgehendem Einstau der Gewässer genutzt werden kann. Bei der Herleitung waren Annahmen und Näherungen bezüglich der Anlagenwirkungsgrade, Jahresvolllaststunden und Fließverluste erforderlich. Letztere gingen dabei als Spanne in die Berechnungen ein.

Die Untersuchung zeigte, dass für große Gewässer maximal etwa 60 % des Linienpotenzials technisch genutzt werden kann, während bei mittelgroßen bis kleinen Gewässern dieser Prozentsatz je nach angenommenem Ausbaugrad auf weniger als 20 % zurückgeht (Abbildung 3). Das gesamte technische Potenzial in Deutschland wurde ermittelt zu:

$$E_{\text{tech}} = 33,2 \text{ bis } 42,1 \text{ TWh.}$$

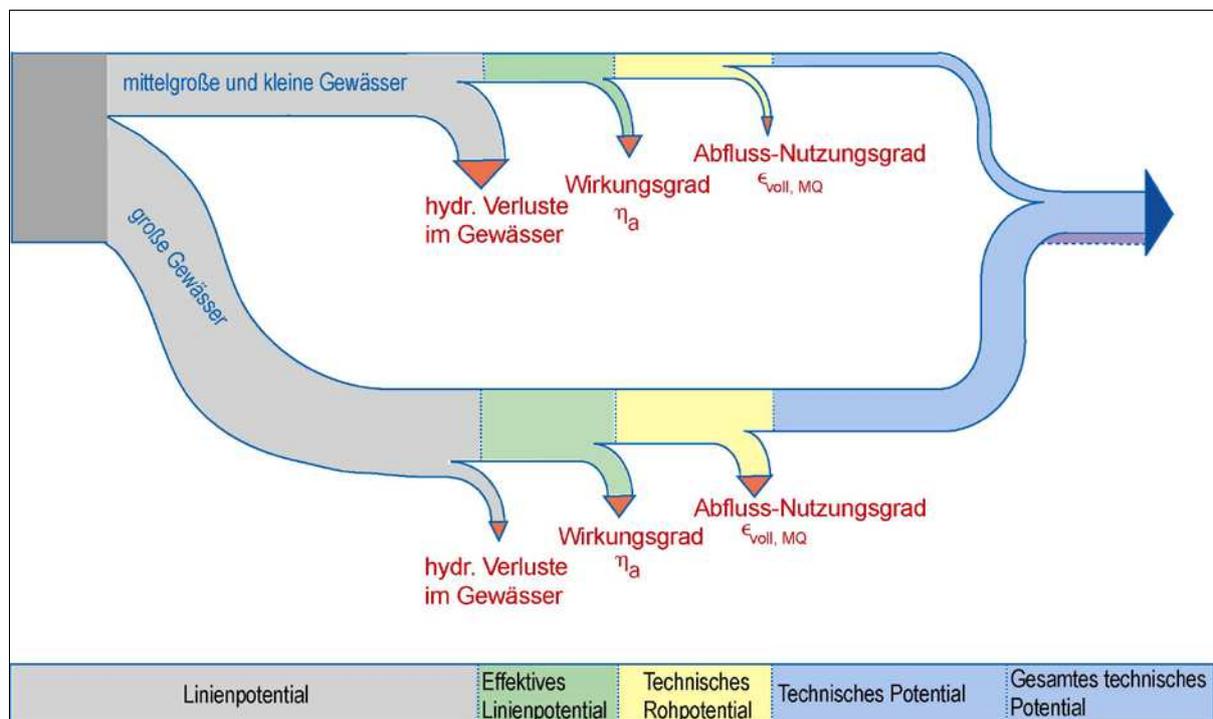


Abbildung 3 Vom Linienpotenzial zum technischen Potenzial, differenziert für große sowie für mittelgroße und kleine Gewässer.

5 Das Zubaupotenzial an großen Gewässern

Das nicht genutzte technische Potenzial ergibt sich für die großen Gewässer nach Abzug des bereits genutzten Potenzials von 17,5 TWh zu 10,9 bis 18,5 TWh (im Mittel 14,7 TWh, Abbildung 4). Neben dem Potenzial größerer zusammenhängender „frei fließender Strecken“ an Rhein, Elbe, Oder und Donau (im Mittel 10,7 TWh), setzt es sich aus dem Zubaupotenzial von 0,1 bis 0,12 TWh an ungenutzten Querbauwerken (mit Möglichkeit zum Bau von WKA mit $P \geq 1$ MW), dem technischen Verbesserungspotenzial an bestehenden Standorten mit $P \geq 1$ MW (im Mittel 2,55 TWh) und einem technischen Restpotenzial von 1,3 TWh zusammen.

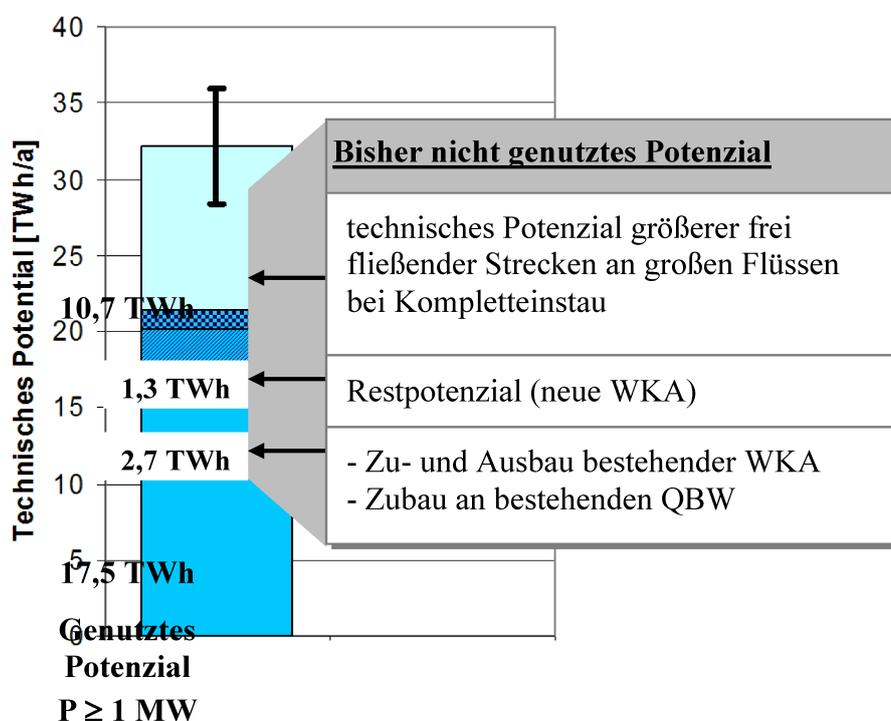


Abbildung 4 Aufteilung des technischen Potenzials großer Gewässer

Das technische Verbesserungspotenzial bestehender WKA mit $P \geq 1$ MW konnte basierend auf den ermittelten Hauptdaten durch eine Standort spezifische Analyse bestimmt werden [14]. Es setzt sich zusammen aus zusätzlichen Potenzialen durch Erhöhung des Anlagenwirkungsgrades (1.120 GWh) und durch Erhöhung des Ausbaugrades (1.430 GWh).

Das so berechnete zusätzliche Potenzial bedeutet eine Erhöhung der durch große Laufwasserkraftanlagen gewonnenen Energie um fast 15 %. Der Großteil des

verfügbaren Ausbaupotenzials (fast 80 %) konzentriert sich dabei ebenso wie das bereits genutzte Potenzial auf neun große Flüsse (Abbildung 5).

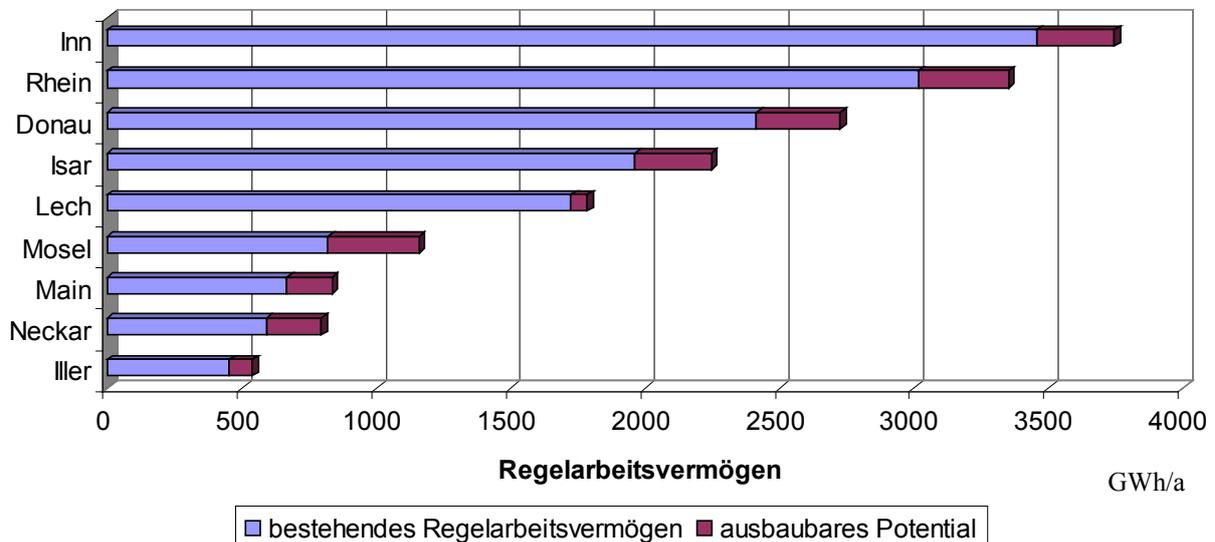


Abbildung 5 RAV in GWh/a sowie ermitteltes Zubaupotenzial bei Erhöhung von Anlagenwirkungsgrad und Ausbaugrad, WKA $P \geq 1$ MW an neun großen Flüssen

Das realisierbare Zubaupotenzial an großen Gewässern

Da sich das technische Verbesserungspotenzial und das Zubaupotenzial an bestehenden Querbauwerken befindet, kann erwartet werden, dass dieses Zubaupotenzial von ca. 2,7 TWh realisierbar ist. Die Nutzung des Restpotenzials von ca. 1,3 TWh wäre dagegen nur bei durchgehendem Aufstau“ und dem Neubau von optimierten Wasserkraftanlagen außerhalb der „größeren frei fließenden Gewässerstrecken realisierbar. Ein derartiger Ausbau ist vor dem Hintergrund ökologischer Anforderungen sowie aufgrund unterschiedlicher Nutzungsansprüche, wie Besiedlung, Hochwasserschutz, Infrastruktur etc., als schwierig einzuschätzen.

6 Das Zubaupotenzial für mittelgroße und kleine Gewässer

Zur Zeit werden vom technischen Potenzial, das an mittelgroßen und kleinen Gewässern 4,8 bis 6,1 TWh beträgt, etwa 3,4 TWh genutzt (Abbildung 6). Das verbleibende, technische Zubaupotenzial von 1,4 bis 2,7 TWh (im Mittel 2,1 TWh) wird durch folgende Bedingungen verringert [12]:

- Erhalt frei fließender Gewässerstrecken aufgrund nutzungsbedingter Restriktionen durch Besiedlung, Landwirtschaft, Hochwasserschutz etc. und Erhalt frei fließender Gewässerstrecken in NATURA-2000- bzw. anderen

Schutzgebieten. Insgesamt wird dieser Anteil am nicht genutzten technischen Potenzial auf 1 TWh geschätzt.

- Bereitstellung ökologischer Abflüsse, die Bypässe und Fischaufstiegsanlagen bedienen. Sie stellen u. a. bei Ausleitungskraftwerken den Abfluss und die Durchwanderbarkeit im Mutterbett sicher. Diese Potenzialminderung wird auf 0,1 TWh geschätzt.

Das verbleibende technischen Zubaupotenzial von etwa 0,63 bis 1,22 TWh (im Mittel 1 TWh) beinhaltet neben dem Potenzial für den Neubau von Wasserkraftanlagen auch das technische Verbesserungspotenzial an bestehenden WKA z. B. durch Verbesserungen der Wirkungsgrade, der Steuerung, der Rechenreinigung und der Betriebsführung. Dieses wird von vielen Autoren auf etwa 20 % des genutzten Potenzials beziffert und beträgt damit etwa 0,56 TWh.

Für den Neubau von Wasserkraftanlagen verbleibt also die Differenz aus dem technischen Zubaupotenzial und dem technischen Verbesserungspotenzial. Im Mittel beträgt es etwa 0,4 TWh.

$$\begin{array}{rcccl}
 0,63 \text{ bis } 1,22 \text{ TWh} & - & 0,56 \text{ TWh} & = & 0,07 \text{ bis } 0,66 \text{ TWh} \\
 \text{Technisches} & & \text{Technisches} & & \text{Technisches} \\
 \text{Zubaupotenzial} & & \text{Verbesserungspotenzial} & & \text{Neubaupotenzial}
 \end{array}$$

Insgesamt wäre das technische Zubaupotenzial nutzbar, wenn außerhalb „frei fließender Gewässerstrecken“ und außerhalb der Strecken in NATURA-2000-Gebieten an bestehenden Querbauwerken neue Wasserkraftanlagen gebaut würden oder wenn durch den Neubau optimierter Wasserkraftanlagen bestehende Anlagen ersetzt würden. Die Spanne repräsentiert die Unsicherheit bei der Umsetzung des Ausbaus.

Das realisierbare Zusatzpotenzial an mittelgroßen und kleinen Gewässern

Eine Abschätzung in Analogie zu Untersuchungen aus Rheinland-Pfalz [9] und Nordrhein-Westfalen [10] zeigt, dass mit dem EEG 2009 etwa 60 % des mittleren Zubaupotenzials von ca. 1 TWh, d. h. etwa 0,6 TWh wirtschaftlich realisierbar sind. Dieses technisch-ökonomisch-ökologische Zubaupotenzial entspricht einer Steigerung der Wasserkraftnutzung an mittelgroßen und kleinen Gewässern um etwa 18 %. Bei einer Volllaststundenzahl von etwa 4.500 h/a entspricht das einer installierten Leistung von $600 \text{ GWh} / 4.500 \text{ h} = 133 \text{ MW}$.

Würde der Anteil des enthaltenen Neubaupotenzials von im Mittel 53,2 MW durch Anlagen einer mittleren Leistung von 200 kW realisiert, entspräche das dem Bau von etwa 250 zusätzlichen kleinen Wasserkraftanlagen.

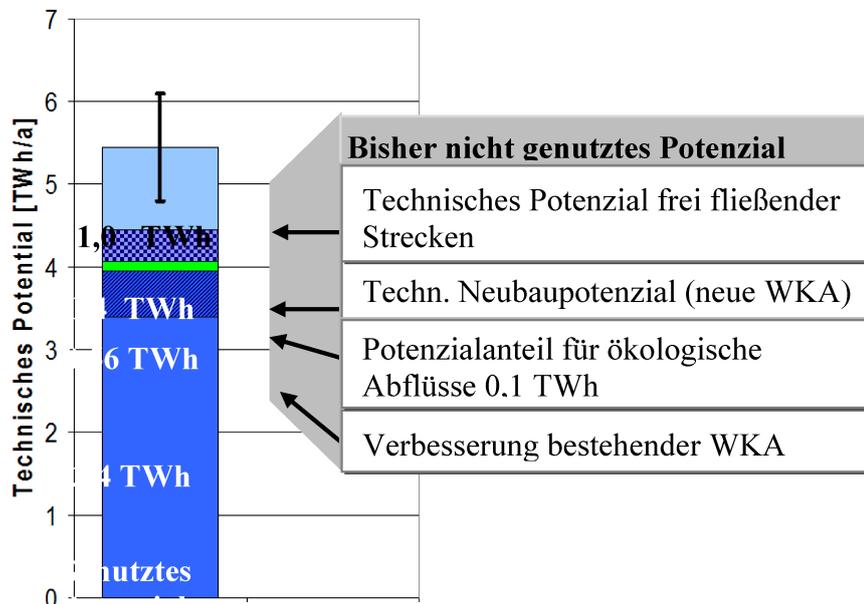


Abbildung 6 Aufteilung des technischen Potenzials an mittelgroßen und kleinen Gewässern

7 Zusammenfassung

Als Ausgangspunkt der Untersuchung wurden die in Betrieb befindlichen Wasserkraftanlagen in Deutschland ermittelt. In 2007 waren das etwa 7.400. Bei einer Gesamtleistung von ca. 4,05 GW beträgt der langjährige Mittelwert des genutzten Wasserkraftpotenzials etwa 20,9 TWh (die ausländischen Anteile der Wasserkraftanlagen an deutschen Grenzgewässern und die Daten der rein für die Eigenversorgung arbeitenden WKA sind hierin nicht enthalten).

Das Zubaupotenzial wurde ausgehend vom theoretischen Linienpotenzial der deutschen Gewässer unter Berücksichtigung der Fließverluste und unter Einbeziehung der realen Wirkungs- und Ausbaugrade von Wasserkraftanlagen abgeleitet. Als Ergebnis der Untersuchung wird das theoretische Linienpotenzial für Deutschland auf 92,6 TWh und das daraus abgeleitete technische Potenzial auf 33,2 bis 42,1 TWh beziffert.

Das ermittelte technische Potenzial ist das Ergebnis einer rein physikalischen bzw. technischen Untersuchung. Es stellt das theoretisch maximal nutzbare Potenzial und damit die Obergrenze des nutzbaren Wasserkraftpotenzials dar. Nach Abzug des genutzten Potenzials ergibt sich ein nicht genutztes technisches Potenzial von etwa 12,3 bis 21,2 TWh. Seine Realisierbarkeit wurde differenziert für große und mittelgroße und kleine Gewässer betrachtet.

Für die großen Gewässer, die vorwiegend über Wasserkraftanlagen der Leistung $P \geq 1$ MW verfügen, leitet sich das technische Zubaupotenzial folgendermaßen ab:

- An Elbe, Oder, Donau und Rhein existieren große frei fließende Strecken, die einen erheblichen Anteil des ermittelten technischen Zubaupotenzials beinhalten. Geht man davon aus, dass diese frei fließenden Strecken erhalten bleiben sollen, reduziert sich das technische Zubaupotenzial an den großen Gewässern auf im Mittel 4,0 TWh.
- Der größte Anteil dieses Zubaupotenzials kann mit 2,55 TWh an bestehenden Standorten von Wasserkraftanlagen der Leistung ≥ 1 MW durch technische Verbesserungen, durch Erhöhung des Anlagenwirkungsgrades und des Ausbaugrades realisiert werden.
- Die Errichtung von neuen WKA mit $P \geq 1$ MW an bestehenden Querbauwerken führt zu einer zusätzlichen jährlichen Erzeugung von etwa 0,12 TWh.

An den großen Gewässern können somit ca. 2,7 TWh des verbleibenden Zubaupotenzials von 4,0 TWh durch den Umbau bestehender Standorte genutzt werden. Die verbleibenden 1,3 TWh könnten nur durch den Neubau von Staustufen mit Wasserkraftanlagen in bisher ungenutzten Gewässerstrecken realisiert werden. Derartige Neubauten werden jedoch wegen der bestehenden Randbedingungen, Nutzungen und Restriktionen als eher unwahrscheinlich eingeschätzt.

An mittelgroßen und kleinen Gewässern konnte ein technisch-ökologisch-ökonomisches Zubaupotenzial von etwa 0,4 TWh entsprechend einem weiteren Ausbau um 18 % ermittelt werden.

In den nächsten Jahrzehnten stehen aufgrund ablaufender Konzessionen vermehrt Neugenehmigungen von Wasserkraftanlagen an. Es ist zu erwarten, dass die bisher nur in begrenztem Umfang erforderlichen Modernisierungen dann vermehrt durchgeführt werden. Damit besteht die Chance, dass die neuesten technischen und ökologischen Standards berücksichtigt werden.

8 Literatur

- [1] Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit (BMU): Erneuerbare Energien in Zahlen, 6/2010.
- [2] Keller, H.; Ruprecht, C.; Vogel, Fr. : Die Wasserkräfte des Berg- und Hügellandes in Preußen und benachbarten Staatsgebieten (“Preußenstudie“). Studie im Auftrag der Preußischen Herren Minister der öffentlichen Arbeiten, für Handel und Gewerbe und für Landwirtschaft, Domänen und Forsten, 1914.
- [3] Frohnholzer, J.: Systematik der Wasserkräfte in der BRD, 1962. In: Selbstverlag Bayerischen Wasserkraftwerke AG, München, 1963.
- [4] Hildebrand, H.; Kern, K.: Ermittlung des Wasserkraftpotenzials von Baden-Württemberg. Gutachten des Institutes für Wasserbau und Kulturtechnik der Universität Karlsruhe, 1986.
- [5] Bayerisches Staatsministerium für Landesentwicklung und Umweltfragen (Hrsg.): Bericht über den weiteren Ausbau der Wasserkraftnutzung in Bayern, 1995.
- [6] Wagner, E.; Rindelhardt, U.: Stromgewinnung aus regenerativer Wasserkraft in Deutschland – Überblick. In: ew 106 (2007), Heft 25-26.
- [7] Heimerl, S.; Giesecke, J.: Wasserkraftanteil an der elektrischen Stromerzeugung in Deutschland 2003. In: Wasserwirtschaft 94 (2004), Heft 10.
- [8] Rindelhardt, U.: Wasserkraftnutzung in Ostdeutschland. In: Wasserwirtschaft 97 (2007), Heft 6, S. 33-36.
- [9] Anderer, P.; Dumont, U.; Linnenweber, Ch.; Schneider, B.: Das Wasserkraftpotenzial in RLP, Korrespondenz Wasserwirtschaft (2009), Heft 4.
- [10] Anderer, P.; Dumont, U.; Kolf, R.: Das Wasserkraftpotenzial in Nordrhein-Westfalen, In: Wasser und Abfall (2007), Heft 7-8.
- [11] DLM1000W: Bundesamt für Kartographie und Geodäsie.
- [12] Anderer, P.; Dumont, U.; Heimerl, S.; Ruprecht, A.; Wolf-Schumann, U.: Das Wasserkraftpotenzial in Deutschland. In: WasserWirtschaft 100 (2010), Nr. 9, S. 12-16.
- [13] Anderer, P.; Dumont, Stark, B.; Wolf-Schumann, U.: Vom Linienpotenzial zum technischen Potenzial - Methode. In: WasserWirtschaft 100 (2010), Nr. 9, S. 17-22.
- [14] Bauer, N. ; Ruprecht, A.; Heimerl, S.: Ermittlung des Wasserkraftpotenzials an Wasserkraftanlagenstandorten mit einer Leistung über 1 MW in Deutschland. In: WasserWirtschaft 100 (2010), Nr. 9, S. 23-27.

Der Stellenwert der Wasserkraftnutzung in Bayern – Potentiale und Hemmnisse eines weiteren Ausbaus

Frank Pöhler

Die Wasserkraft hat im Freistaat Bayern mit einem Anteil von 16 % an der Stromerzeugung eine hohe energiepolitische Bedeutung. Die großen Wasserkraftbetreiber haben in einer Untersuchung ein mögliches Ausbaupotential von weiteren zehn Prozent ermittelt. Zur Lösung des Zielkonflikts - Ausbau der regenerativen Stromerzeugung einerseits und Anforderungen aus EU-Wasserrahmenrichtlinie, neues WHG und diverse Biodiversitätsstrategien andererseits - ist ein hohes Maß an Kompromissbereitschaft und neue Formen der Zusammenarbeit aller Beteiligten notwendig.

As it contributes 16 % of the general electricity generation, water power is of high significance for the energy policy in the Freestate of Bavaria. Studies by the operators of the large hydro power plants have indicated a possible development potential of 10 %. Solving the conflict between developing the renewable power generation on the one hand and meeting the demands of the EU Water Framework Directive, the new German Federal Water Act and various strategies of biodiversity conservation on the other hand, requires a high level of give- and-take and new forms of cooperation of all concerned.

1 Einleitung

Die Wasserkraft hat im Freistaat Bayern mit einem Anteil von 16 % an der Stromerzeugung eine hohe energiepolitische Bedeutung. Die großen Wasserkraftbetreiber haben in einer Untersuchung ein mögliches Ausbaupotential von weiteren zehn Prozent ermittelt. Zur Lösung des Zielkonflikts - Ausbau der regenerativen Stromerzeugung einerseits und Anforderungen aus EU-Wasserrahmenrichtlinie, neues WHG und diverse Biodiversitätsstrategien andererseits - ist ein hohes Maß an Kompromissbereitschaft und neue Formen der Zusammenarbeit aller Beteiligten notwendig.

2 Die „große Wasserkraft“ - mehr als nur regenerative Stromerzeugung

Im Jahre 2009 hatte die regenerative Stromerzeugung in Bayern einen Anteil von ca. 26 % (16 % in Deutschland). In Bayern ist die Wasserkraft mit ca. 16 %

Anteil an der Gesamtstromerzeugung die wichtigste regenerative Energiequelle und hat somit eine hohe energiepolitische Bedeutung (3,3 % in Deutschland).

Die ca. 4210 Wasserkraftanlagen im Freistaat Bayern erzeugen mit jährlich rund 13 Milliarden Kilowattstunden mehr als 60 % des deutschen Wasserkraftstroms. Nur 5 Prozent der Anlagen (220) sind größer als 1 MW installierter Leistung, produzieren aber mehr als 90 % des bayerischen Wasserkraftstromes. Die so genannte „große Wasserkraft“ mit einer installierten Leistung > 5 MW produziert mit einem Anteil von nur 2,5 % an der Gesamtzahl der Wasserkraftanlagen (108) sogar rund 83 % des Wasserkraftstromes in Bayern.

Zu den bekannten Vorteilen der Wasserkraft, wie

- regenerative Stromerzeugung, Ressourcen schonend
- CO₂-frei, keine Schadstoffemissionen
- hoher Wirkungsgrad und hohe Lebensdauer
- gut prognostizierbar und zuverlässig

kommt bei der „großen Wasserkraft“ ein erheblicher Zusatznutzen hinzu (Abb.1).

Zusatznutzen der „großen Wasserkraft“
<ul style="list-style-type: none"> ▪ Hochwasserschutz ▪ Fluss-Sanierung <ul style="list-style-type: none"> - Sohlstützung - Grundwasseranhebung ▪ ökologische Entwicklungen in den Stauräumen <ul style="list-style-type: none"> - Natur- und Artenschutz - Infrastruktur (Naherholung, Tourismus) - Flussunterhalt ▪ Wirtschaftlichkeit <ul style="list-style-type: none"> - konkurrenzfähig ohne EEG

Abbildung 1

Diese „großen“ Wasserkraftanlagen an den Gewässern 1. Ordnung sind mit ihren Dämmen und Deichen integraler Bestandteil des staatlichen Hochwasserschutzsystems und wurden zum Teil auch im Zuge einer Gewässersanierung zur Verhinderung einer weiteren Eintiefung der Gewässersohle errichtet. Die bayerischen Wasserkraftbetreiber nehmen eine Vielzahl von Maßnahmen der allgemeinen Gewässerkunde und Gewässerunterhaltung wahr. Sie entfernen auch große Mengen von Zivilisationsmüll aus den Flüssen, sichern dauerhaft die Flussufer, erhöhen und verstärken vorhandene Uferschutzbauten. In den bayerischen

Landesentwicklungsprogrammen wurde die Errichtung von Staustufen meist in Verbindung mit wasserwirtschaftlichen und/oder verkehrspolitischen Aufgaben (z. B. Begrenzung fortschreitender Sohlerosion, Hochwasserschutz, Ausbau von Wasserstraßen) vorgenommen. Dieses Ausbaukonzept hat sich bewährt, da zusätzlich auch ökologische Zielsetzungen erfüllt wurden.

Um den Zusatznutzen der „großen Wasserkraft“ besser zu veranschaulichen, wird in den folgenden zwei Unterkapiteln zum einen auf die Historie des Ausbaus der Wasserkraft am Beispiel der Oberen Donau und zum anderen auf die Wirtschaftlichkeit eingegangen:

2.1 Staustufen auch für Hochwasserschutz und Flussanierung

Bis Anfang des 19. Jahrhunderts war die Donau ein mäandrierender Fluss mit zahlreichen Haupt- und Nebenarmen sowie Altwässern (Abb. 2). Bei Hochwasser uferte der Fluss regelmäßig aus. Im Norden war die Aue bis zur Hangkante der Hochterrasse betroffen, während südlich der Donau weite Teile des Donauriedes überschwemmt wurden.

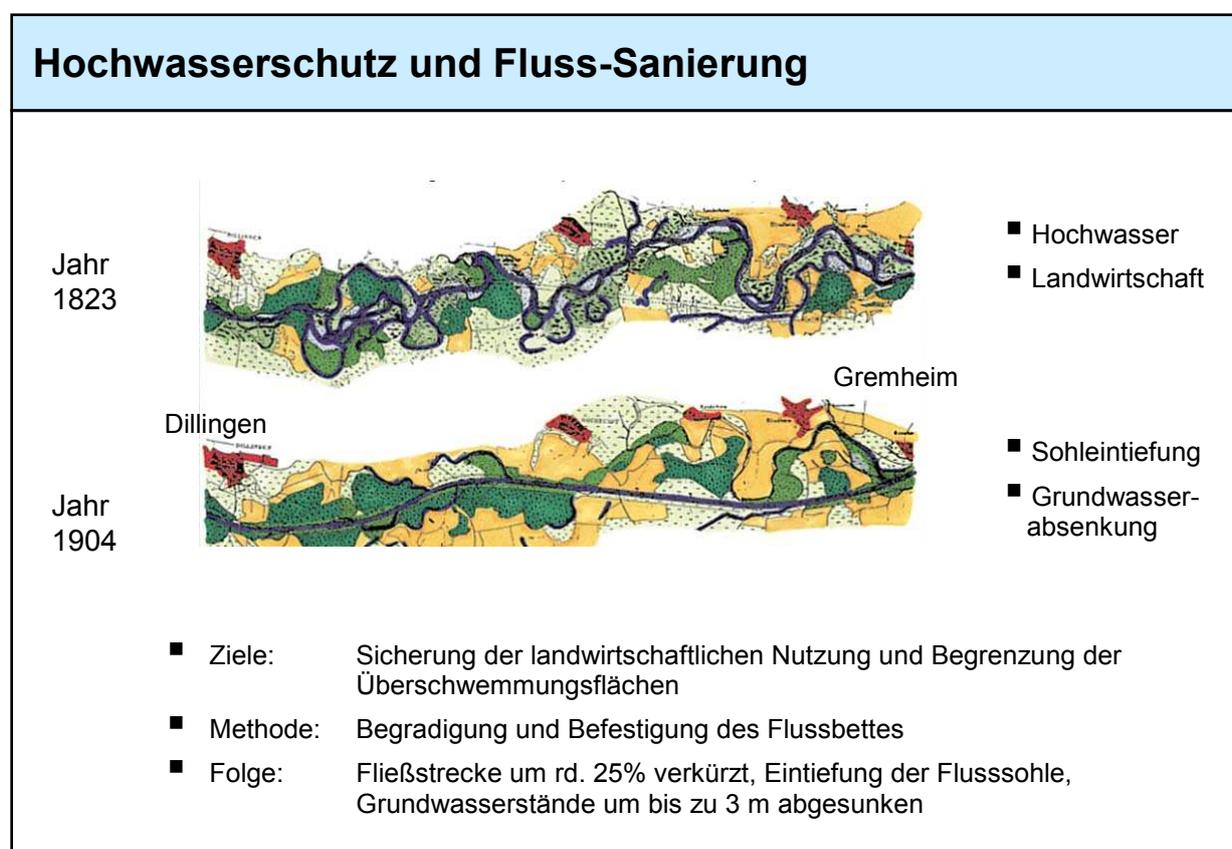


Abbildung 2

Zur Minderung bzw. Begrenzung der Überschwemmungsflächen und zur Sicherung der landwirtschaftlichen Nutzung begann die Donaukorrektur 1806 mit dem ersten Donaudurchstich zwischen Dillingen und Lauingen. In den Jahren 1806 bis 1867 erfolgte der Ausbau von Ulm bis Donauwörth. Der verzweigte Flusslauf wurde in ein ca. 75 m breites, befestigtes Bett verlegt. Die ursprünglich größten Mäander lagen bei Gundelfingen mit ca. 2,5 km Breite, die engsten Stellen der Donau waren immerhin ca. 1 km breit. Die Fließstrecke verkürzte sich um ca. 25 km. So wurde eine intensive Kultivierung, Bewirtschaftung und Besiedlung großer Flächen in der fruchtbaren Donauniederung erst möglich. Zum Schutze der landwirtschaftlichen Produktionsflächen wurde die Donau relativ eng eingedeicht.

Die Begradigung führte allerdings infolge der veränderten Abflussverhältnisse zu einer Eintiefung des Flussbettes um mehrere Meter. In der Folge sanken im Nahbereich der Donau die Grundwasserstände um bis zu 3 m ab – mit negativen Folgen für Landwirtschaft und Auwälder.

Kostspielige Maßnahmen, wie die nachträgliche Verbreiterung des Flussquerschnitts, ständige Wiederinstandsetzungen der ewig labilen Böschungen, Einbau von Grundschnellen oder gar Stützwehren zur Fixierung der Flusssohle oder zur Hebung des Flusspiegels führten zu keiner entscheidenden Besserung, weil ständige und kostspielige Erneuerungen nach Hochwässern notwendig waren.

Prof. Dr. Otto Kraus, von 1949 bis 1967 der erste Leiter der Bayerischen Landesstelle für Naturschutz, empfahl stattdessen eine Flusssanierung durch den Bau von Staustufen in Verbindung mit einer energetischen Nutzung der Wasserkräfte. In seiner 1957 erschienenen Veröffentlichung „Stau-Kraftwerke retten kranke Flußlandschaften“ befasst sich Kraus mit dem Schicksal begradigter Voralpenflüsse [1].

Der Ausbau der Wasserkraft ermöglichte nicht nur Bayerns rasanten wirtschaftlichen Aufschwung in der zweiten Hälfte des vorigen Jahrhunderts; der Staustufenbau beendete auch die fortschreitende Eintiefung der Gewässer und führte zu stabilen Mittelwasserverhältnissen. Die Anhebung des Grundwasserspiegels ist an vielen Stellen der entscheidende Faktor für den Fortbestand naturschutzfachlich bedeutender Auwälder sowie von Feucht- und Moorebenen. Die durch die Staustufen bedingte morphologische Veränderung des Flusswasserkörpers hat zur Entwicklung neuer ökologisch wertvoller Biotope und Habitate geführt. Viele Stauräume haben sich zu anerkannten und durch internationale Regelungen (Natura 2000, FFH, Ramsar-Konvention) geschützten Rückzugsgebieten bedrohter Tierarten entwickelt (Abb. 3).



Abbildung 3

2.2 Wirtschaftlichkeit - EEG-Fördereffizienz erhöhen

Das Erneuerbare Energien Gesetz (EEG) bewirkte einen rasanten Ausbau und vervierfachte die regenerative Stromerzeugung in den letzten zehn Jahren auf einen heutigen Anteil von ca. 16 % an der Gesamtstromerzeugung in Deutschland. Das neue Energiekonzept der Bundesregierung hat zum Ziel, diesen Anteil bis 2020 auf 35 % (2030 auf 50 % und 2050 auf 80 %) zu erhöhen.

Diese Entwicklung hat jedoch seinen Preis. So erhöht sich für 2011 die EEG-Umlage um mehr als 70 % gegenüber 2010 auf 3,53 ct/kWh. Darin sind erforderliche Aufwendungen für Netzausbau und erhöhter Aufwand für Regelenergie zum Ausgleich der fluktuierenden Einspeisung insbesondere von Wind- und Photovoltaikstrom noch nicht einmal enthalten.

Die „große Wasserkraft“ > 5 MW ist dabei die einzige regenerative Stromerzeugung, die derzeit in der Lage ist, wirtschaftlich Strom zu erzeugen und nicht übers EEG gefördert wird. Abzüglich der ca. 15 TWh/a Stromerzeugung der „großen Wasserkraft“ beträgt der Anteil der regenerativen Erzeugung ca. 13,5 %. Diese 13,5 % führen dazu, dass sich der „Einkaufspreis“ für die Gesamtstrommenge von 5 ct/kWh (derzeitiger Marktpreis) um 3,53 auf 8,53 ct/kWh nahezu verdoppelt.

Insbesondere die exorbitant hohe Förderung der Photovoltaik ist hinsichtlich Fördereffizienz zu hinterfragen (Abb. 4). Die Politik ist gefordert, zumindest EU-weit einheitliche Förderinstrumente zum Ausbau der regenerativen Energien zu schaffen, damit die deutsche Wirtschaft nicht einseitig belastet wird und hohe Wettbewerbsnachteile zu tragen hat. Alle drei Säulen - Umweltverträglichkeit, Wirtschaftlichkeit und Versorgungssicherheit der Stromerzeugung - müssen in der energiepolitischen Ausrichtung gebührend berücksichtigt werden.

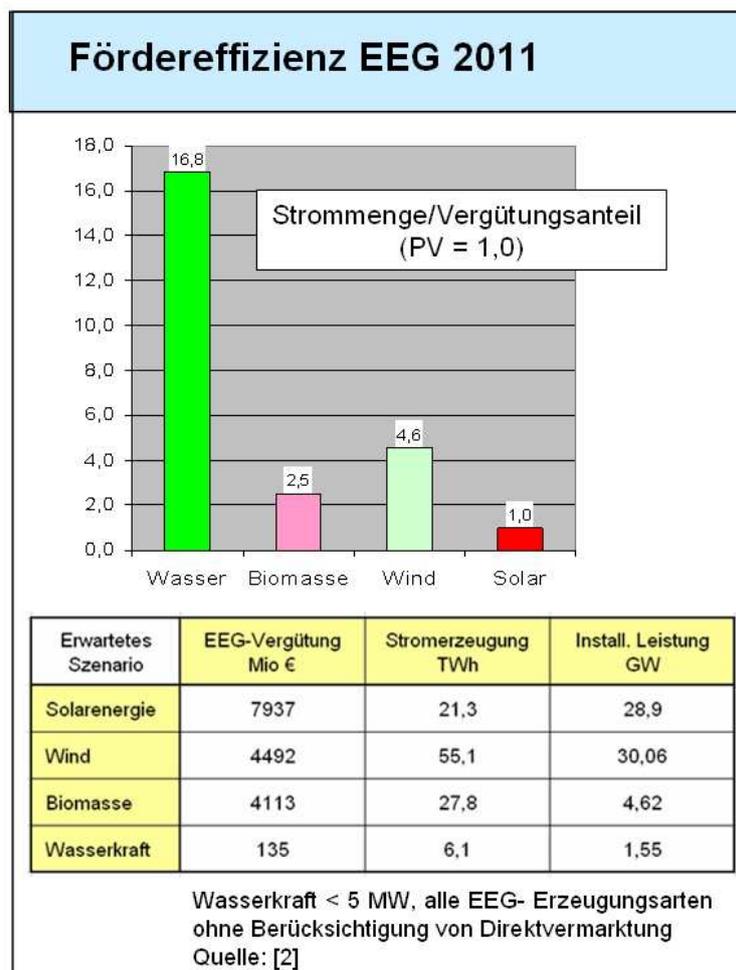


Abbildung 4

Aus Abbildung 4 wird aber auch ersichtlich, dass selbst die „kleine“ Wasserkraft < 5 MW die mit Abstand effizienteste regenerative Stromerzeugung darstellt und übers EEG nur mit 135 Mio €/a vergütet wird (ca. 1% der gesamten EEG-Vergütung) [2].

Um die vorhandenen Ausbaupotenziale der Wasserkraft zu erschließen (10 %), wären bei der vorgesehenen Novellierung des EEG eine Verbesserung der Wasserkraftvergütung und eine Anhebung der 5 MW-Grenze für neu zu

erschließende Potenziale erforderlich. Eine angemessene Anhebung der Wasserkraftvergütung würde die Fördereffizienz der Wasserkraft kaum beeinträchtigen. Jedoch könnten damit die wasserwirtschaftlichen Ziele des Staates finanziert werden und somit ein effizienterer Einsatz der finanziellen Mittel für den Umweltschutz gewährleistet werden. Die Chance besteht darin Klimaschutz und konkreten Umweltschutz an den Gewässern mit einem ökologisch sinnvollen und ökonomisch tragbaren Förderinstrument sicherzustellen. Durch eine angemessene Umverteilung der EEG Vergütung zu Gunsten der Wasserkraft könnte z. B. die Herstellung der Durchgängigkeit für derzeit noch nicht für Fische passierbare Querbauwerke finanziert werden (ca. 10.500 in Bayern) ohne den Strompreis für den Verbraucher zu erhöhen.

3 Herausforderungen an die Wasserkraft

Die vielfältigen Nutzungsansprüche an unsere Gewässer stehen zum Teil im Widerspruch zueinander und können nicht alle vollständig erfüllt werden. Standen im letzten Jahrhundert noch Landgewinnung für die landwirtschaftliche Produktion und Energiegewinnung aus Wasserkraft im Vordergrund, so werden heute folgende Zielsetzungen von zum Teil unterschiedlichen Interessensgruppen verfolgt:

- Verbesserung der ökologischen Verhältnisse im Fluss und in der angrenzenden Auenlandschaft
- Erhalt und Ausbau der Wasserkraftnutzung
- Verbesserung des Hochwasserschutzes
- Verhinderung weiterer Eintiefungen der Gewässersohle
- Verbesserung der Naherholungsfunktion.

Durch die EU-Wasserrahmenrichtlinie, das neue Wasserhaushaltsgesetz sowie durch diverse Biodiversitäts-Strategien (UN, EU-Natura 2000, Bund, Länder) stehen scheinbar nur noch ökologische Fragestellungen am Gewässer im Fokus und drängen in der öffentlichen und auch fachlichen Diskussion die anderen oben genannten Zielsetzungen in den Hintergrund.

Zweifellos ist die Umsetzung der EU-Wasserrahmenrichtlinie, insbesondere die Herstellung der Durchgängigkeit der Fließgewässer und Gewässerstrukturverbesserungen, eine bedeutende gesamtgesellschaftliche Aufgabe, bei der die „großen“ Wasserkraftbetreiber einen wichtigen Beitrag leisten. Jedoch müssen bei deren Umsetzung auch die anderen, für die Gesellschaft bedeutenden Ziele angemessen Berücksichtigung finden.

Zur Lösung dieses Zielkonfliktes, Verbesserung des ökologischen Gewässerzustandes einerseits und Erhalt und Ausbau der regenerativen Stromerzeugung und des Hochwasserschutzes andererseits, sind daher neue

Denk- und Arbeitsweisen sowie Kooperationen mit verschiedenen Partnern innerhalb und außerhalb der klassischen Wasserwirtschaftsverwaltung unabdingbar. Ziel muss es sein, nicht nur einseitig auf die Verbesserung des ökologischen Zustandes zu setzen, sondern im Sinne von flussgebietsbezogenen Betrachtungen mit Paketlösungen möglichst vielen Interessen gerecht zu werden. Dies setzt Kompromissbereitschaft voraus, um mit den beschränkt vorhandenen finanziellen Mitteln Win-Win-Situationen für viele Interessensgruppen zu schaffen.

Der Staat hat in der Vergangenheit viele hoheitliche Aufgaben an die Wasserkraft-Betreiber übertragen. Um dies auch in Zukunft zu gewährleisten, wurde die Eckpunktevereinbarung „Nachhaltige Wasserkraftnutzung an staatlichen Gewässern in Bayern“ zwischen Freistaat mit den großen Wasserkraftbetreibern (E.ON Wasserkraft GmbH und Bayerische Elektrizitätswerke GmbH) am 09. November 2006 unterzeichnet (Abb. 5).

„Eckpunktevereinbarung“	
<p>Ziel:</p> <p>Erhalt und Ausbau der Wasserkraft, gleichzeitig Verbesserung von Gewässerökologie und Hochwasserschutz</p> <p>Schritte:</p> <p>1. Durchgängigkeitskonzept 2. Potentialstudie Wasserkraft</p> <p>→</p> <p>Paketlösungen zur Vereinbarkeit von Wasserkraft und Ökologie</p>	 <p>Nachhaltige Wasserkraftnutzung an staatlichen Gewässern in Bayern</p> <p>- Eckpunktepapier -</p> <p>Vereinbarung zwischen dem Bayerischen Staatsministerium für Umwelt, Gesundheit und Verbraucherschutz, dem Bayerischen Staatsministerium für Wirtschaft, Infrastruktur, Verkehr und Technologie und der E.ON Wasserkraft GmbH, der BEW Bayerische Elektrizitätswerke GmbH und den von ihnen vertretenen Wasserkraftunternehmen, vom 09. November 2006</p>

Abbildung 5

Hierin bekennen sich die Genannten zu vorsorgenden, zukunftsweisenden und praxisgerechten Eckpunkten für eine nachhaltige und mit den Belangen der Wasserwirtschaft und des Naturschutzes sowie der bayerischen Klimaschutz- und Energiepolitik abgestimmten Wasserkraftnutzung. Nach den Ausführungshinweisen des Ministeriums vom Juni 2007 sollen die Rahmenbedingungen für die Wasserkraft als tragende Säule der regenerativen Energieerzeugung in Bayern verbessert, im Gesetzesvollzug Erleichterungen

geschaffen, Hemmnisse abgebaut und die Nachhaltigkeit der Wasserkraftnutzung vor dem Hintergrund der Umsetzung der Wasserrahmenrichtlinie sowie Fördermöglichkeiten aufgezeigt werden. Auf der Grundlage der vereinbarten Ziele und Grundsätze sind alle Beteiligten gehalten, sogenannte Win-Win-Lösungen für möglichst große Gewässerabschnitte zu entwickeln.

Als erste Schritte wurde vereinbart, ein Durchgängigkeitskonzept zu entwickeln, sowie eine Potentialstudie für den Ausbau der Wasserkraft in Bayern zu erarbeiten.

Für den Einzugsbereich der Donau wurde von Dr. Seifert das Durchgängigkeitskonzept erarbeitet mit Vorschlägen zur Errichtung von Fischaufstiegshilfen an den Staustufen [3].

Die von den großen Wasserkraftbetreibern erarbeitete Potentialstudie [4] wurde im November 2009 veröffentlicht. Darin identifizieren die beiden großen Wasserkraftbetreiber (E.ON Wasserkraft GmbH und Bayerische Elektrizitätswerke GmbH) auf ihren Konzessionsstrecken, die ca. 58 % der Wasserkrafterzeugung in Bayern umfassen, ein erschließbares Potenzial von ca. 14 % (Abb. 6). Zwei Drittel davon entfallen auf Modernisierung und Nachrüstung vorhandener Kraftwerke. Nachrüstung erfordert im Gegensatz zur Modernisierung eine Anpassung der Wasserrechtsbescheide (Stauzielerhöhungen und/oder Durchflusserhöhung durch neue oder zusätzliche Turbinen). Eine Abschätzung für Gesamtbayern liefert ein zusätzliches Potenzial von ca. 10 %.

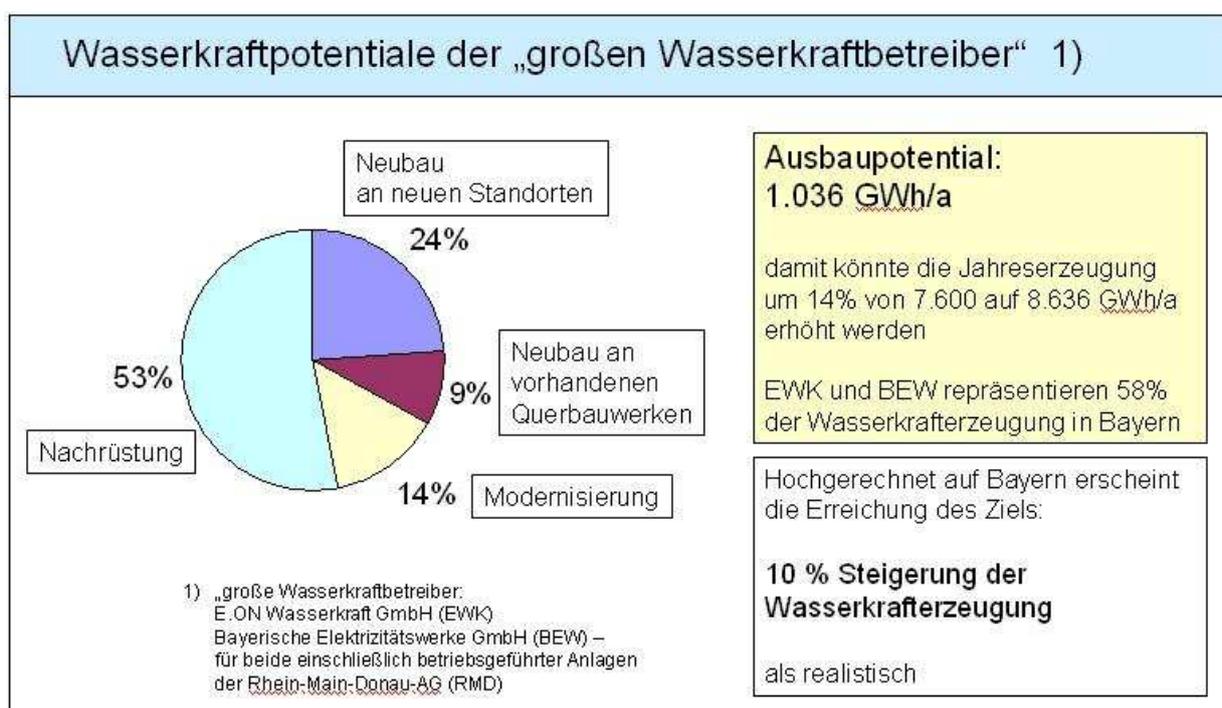


Abbildung 6

4 Strategische Schwerpunkte

Die Bayerische Elektrizitätswerke GmbH (BEW) mit Sitz in Augsburg betreibt im Regierungsbezirk Schwaben 35 Wasserkraftwerke an Donau, Lech, Iller, Wertach und Günz mit einer Jahreserzeugung von mehr als 1 Mrd. kWh. Gleichzeitig übernimmt die BEW an rd. 200 km der staatlichen Gewässer 1. Ordnung die hoheitlichen Aufgaben der Gewässerunterhaltung.

Die strategischen Schwerpunkte der BEW sind die Sicherstellung des nachhaltigen Betriebs ihrer Wasserkraftanlagen, die Erschließung zusätzlicher Wasserkraftpotentiale und die Entwicklung von Anpassungsstrategien an den Klimawandel.

Die Förderung des positiven Images der Wasserkraft und deren volkswirtschaftlichen Zusatznutzen ist notwendig, damit in der öffentlichen Diskussion die wasserwirtschaftlichen Belange nicht vollständig den ökologisierenden Betrachtungsweisen untergeordnet werden.

Zum nachhaltigen Betrieb von Wasserkraftanlagen hält die BEW es für erforderlich, neue Formen der Zusammenarbeit mit den unterschiedlichen Gewässernutzern zu erschließen und den Prozess der Umsetzung der EU-Wasserrahmenrichtlinie aktiv zu gestalten.

Für alle BEW-Kraftwerke an der Günz wird Ende 2011 die Herstellung der Durchgängigkeit abgeschlossen. Dies ist für die Günz möglich, da für die Abflussverhältnisse an diesen relativ kleinen Staustufen entsprechende Erfahrungswerte für Fischaufstiegshilfen vorliegen und eine Mitfinanzierung der Maßnahmen durch das EEG ermöglicht wird.

Bei größeren Staustufen, insbesondere an Donau und Lech, müssen noch Erfahrungswerte bei Dimensionierung, Betrieb und Unterhalt gesammelt werden, damit auch optimale Lösungen zum Einsatz kommen. Außerdem sind hier noch Finanzierungsfragen hinsichtlich einer verursacher- und nutzergerechten Lastenteilung zu lösen.

Ziel der BEW ist es, Konzepte zu entwickeln, die ökologischen Anforderungen und wirtschaftlichen Interessen gleichermaßen gerecht werden. Dazu führt die BEW mit Fachverwaltung und –verbänden, mit Wissenschaft und Fischerei eine Vielzahl von gemeinsamen Forschungs- und Entwicklungsprojekten durch.

Beispielhaft seien an dieser Stelle folgende Projekte genannt:

- die Untersuchung zu Bau und Betrieb sowie zu Methoden der Funktionskontrolle von Fischaufstiegen an der Pilotanlage Altstadt an der Iller (gemeinsames Forschungsprojekt mit Betreibern, Wissenschaft und Fischerei) [5]

- Revitalisierung von Kieslaichplätzen, Einbau von Totholzstrukturen - gemeinsames Pilotprojekt mit der Fischerei an der Günz
- Grundlagenuntersuchung zur Wirksamkeit der Lockströmung mittels numerischer Strömungssimulation – ein gemeinsames Forschungsprojekt mit Betreibern, Wissenschaft und Fischerei
- Projekte zur Auwaldbewässerung an Donau, Lech und Iller. Beteiligung als Projektpartner am Naturschutz-Großprojekt "Schwäbisches Donautal - Auwaldverbund von nationaler Bedeutung". Die Nachbildung der natürlichen Ausuferungsdynamik durch dynamische Stauzielerhöhung wurde von BEW in den Projektantrag eingebracht und ermöglicht die Flutung größerer Auwaldflächen bei gleichzeitiger Nutzung zusätzlicher Wasserkraftpotenziale.

5 Fazit

Die Wasserkraft hat (für Bayern) einen hohen energiewirtschaftlichen Nutzen.

Stautufen sind Mehrzweckanlagen und wurden neben der Stromerzeugung für weitere staatlich-wasserwissenschaftliche Zwecke, insbesondere Hochwasserschutz und Sohl- und Grundwasserstabilisierung errichtet.

Die Umsetzung der EU-Wasserrahmenrichtlinie erfordert hohe Kompromissbereitschaft und neue Formen der Zusammenarbeit sowie eine verursacher- und nutzergerechte Lastenteilung unter der Federführung der kompetenten Wasserwirtschaftsverwaltung. Durch die Optimierung der Fördereffizienz des EEG könnten die dazu benötigten Mittel bereitgestellt werden.

Die Beispiele der BEW zeigen, dass die Wasserkraft dabei nicht das Problem, sondern Teil der Lösung ist.

Literatur

- [1] Kraus, O.: Staukraftwerke retten kranke Flußlandschaften. In: Orion – Zeitschrift für Natur und Technik, 12. JG, 1957, SS. 125-132
- [2] Leipziger Institut für Energie GmbH, Jahresprognose 2011 zur deutschlandweiten Stromerzeugung aus regenerativen Kraftwerken, Endbericht, 30.09.2010

- [3] Seifert, K., BNGF Büro für Naturschutz-, Gewässer- und Fischereifragen: Masterplan Durchgängigkeit, Teilprojekt 1 Durchgängigkeit der bayerischen Donau. 2008.
- [4] Masterplan „Ausbaupotentiale Wasserkraft in Bayern“, Bericht aus Sicht der beiden großen Betreiber von Wasserkraftanlagen in Bayern E.ON Wasserkraft GmbH, Landshut, Bayerische Elektrizitätswerke GmbH, Augsburg September 2009
- [5] Haimerl, G., Born, O., Pöhler, F., Straßer, K.-H.: Weiterentwicklung von naturnahen Beckenpässen hinsichtlich Funktionsfähigkeit und Betrieb am Beispiel des Fischaufstieges bei Altenstadt an der Iller. Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München. Heft Nr. 124 / 2010.

Autoren:

Dr. Frank Pöhler
Bayerische Elektrizitätswerke GmbH
Schaezlerstraße 3
D-86150 Augsburg
Tel.: +49 – 821 – 3284210
frank.poehler@lew.de

Pumpspeicherkraftwerke - Vergleich unterschiedlicher Konzepte den Regelbedarf der Zukunft zu sichern

Oliver Jansen, Tobias Schöner

In Deutschland wie in ganz Europa wird es zu einer deutlichen Erhöhung des Anteils regenerativer Energien kommen. 20% des Stromverbrauches wird 2020 durch erneuerbare Energien gedeckt werden. Da in diesem Zeitraum Windenergie das größte Potenzial aufweist, wird die Aufgabe der Netzbetreiber in Zukunft darin bestehen die Regelleistung für die kurzfristig auflebenden oder sich abschwächenden Winde kurzfristig und in großen Stil zur Verfügung zu stellen [1].

Hierzu gibt es verschiedene Speichertechnologien und die Möglichkeit des Einsatzes von Gasturbinen. Große Speicherkapazitäten senken die CO₂- Emission des Gesamtsystems. Die verschiedenen Speichertechnologien, Wasserkraft, Druckluftspeicher und Batterien bieten unterschiedliche Reaktionszeiten und Größenordnungen an. Kurze Startzeiten und große verfügbare Leistungen prädestinieren Pumpspeicherkraftwerke als eine Lösung, die Energieanforderungen des Netzes zu befriedigen.

Radiale einstufige Pumpturbinen zählen in der Regel zu den ökonomischsten Maschinen in modernen Pumpspeicherwerken und ergänzen in einem breiten Betriebsbereich konventionelle Pumpspeichersätze bestehend aus separaten Pumpen und Turbinen, die für sehr hohe Gefälle und große Laständerungen in Minutenzeiträumen eine Renaissance erleben.

Es existieren bereits zahlreiche Anlagen, dieser erprobten Technologie, einige sogar seit 60 Jahren in Deutschland und Österreich. Eine breite Skala spezifischer Drehzahlen steht zur Verfügung. Dieser Typ von Maschine kann in Anlagen eingebaut werden, deren Fall- bzw. Förderhöhe von 60 bis über 800 m reicht und deren einzelne Maschinen eine Leistung zwischen 50 und 500 MW haben können. 3000MW Kraftwerksleistung in einer Anlage sind bereits realisiert. Maschinen mit variabler Drehzahl führen darüber hinaus zu einer noch größeren Flexibilität im Betrieb und auch zu höherer Anlageneffizienz, da sie einen größeren Betriebsbereich abdecken.

Diese Veröffentlichung wird einen Überblick über die Anforderungen an Pumpspeicherkraftwerke in der Vergangenheit, der Gegenwart und der Zukunft geben. Zunächst wird mit einem Vergleich verschiedener Speichertechnologien begonnen. Dann werden die verschiedenen Wasserkraftechnologien, einmal der ternäre Speichersatz und die reversible Pumpturbine und ihre Einsatzbereiche

vorgestellt und verglichen. Als tieferen Fokus wird der Anwendungsbereich variabler Drehzahl und ihre Möglichkeiten aufgezeigt.

1 Einleitung

Werden die Rahmenbedingungen für den Ausbau der Erneuerbaren Energien in Deutschland erhalten, werden sich Ihre Kapazitäten und die Stromproduktion bis 2020 etwa verdreifachen.[1] Das größte Wachstumspotenzial aller Erneuerbaren Energien hat die Windenergie. Aufgrund des ungleichmäßigen Angebotes dieser Energie, ist es notwendig, Energiespeicher in allen geeigneten Formen zu erschließen. Hierbei kommt der Wasserkraft eine große Bedeutung zu, da Speicher- und Pumpspeicherkraftwerke bereits heute rund 7 GW Leistung für das deutsche Stromversorgungssystem zur Verfügung stellen.

Zunächst wird die historische Entwicklung dargestellt. In dieser Veröffentlichung werden dann die unterschiedlichen hydraulischen Konzepte zu Pumpspeicherkraftwerken erläutert und Ihre Vorteile und Nachteile diskutiert. Ein besonderer Schwerpunkt liegt hier auf der Drehzahlvariabilität. Anhand eines fiktiven Beispiels werden die Möglichkeiten der Regulierung und die Grenzen des Betriebes beschrieben.

2 Anforderungen an Pumpspeicherkraftwerke in der Vergangenheit, der Gegenwart und der Zukunft

Die Idee der hydraulischen Energiespeicherung durch Pumpen und der ökonomischen Veredelung kam kurz vor der Jahrhundertwende in der Schweiz und Deutschland auf. So entstanden 1884, 1891 und 1899 in Zürich am Lago Maggiore und an der Aare Pumpspeicherwerke.

In Deutschland nahm Voith diese Idee auf und baute 1908 das erste Pumpspeicherwerk Deutschlands in Verbindung mit der Hydraulischen Versuchsanstalt Brunnenmühle in Heidenheim. Zwei Pumpen und eine Peltonturbine mit 210 kW nahmen ihren Betrieb auf.

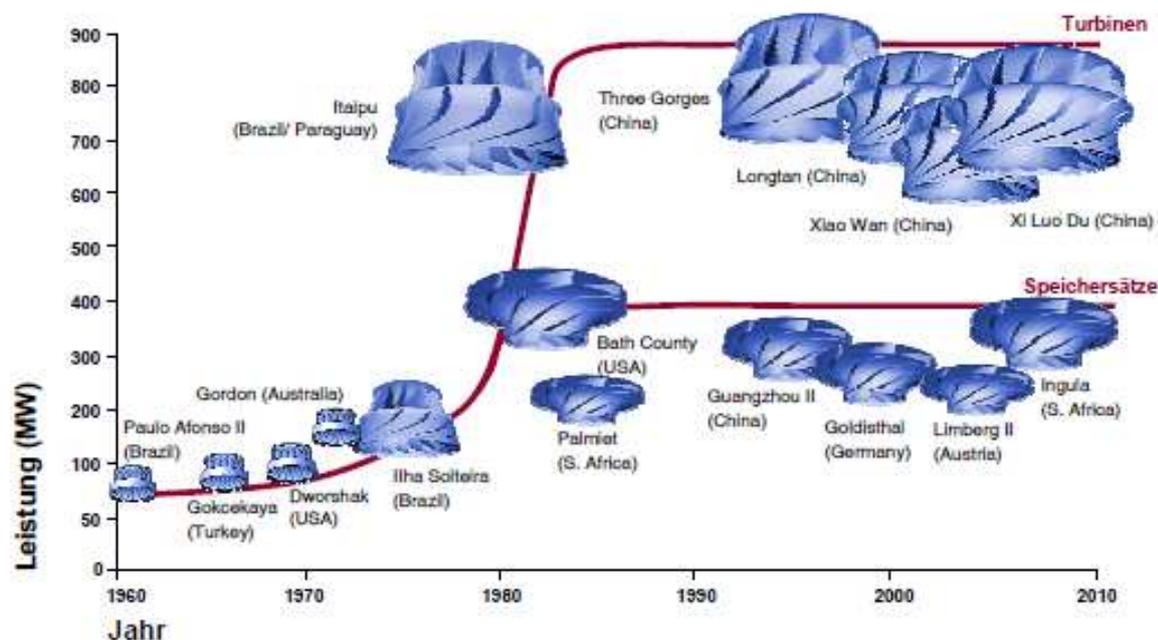


Abbildung 1 Entwicklung der ausgeführten Maschinen

Auf der Suche nach ökonomischen Lösungen lieferte Voith 1937 die erste große reversible Pumpturbine Pedreira in Brasilien. Die Maschine lässt sich sowohl als Turbine als auch in entgegengesetzter Drehrichtung als Pumpe betreiben. Abbildung 1 zeigt, wie die Leistungen der Pumpturbinensätze seitdem gestiegen sind.

Tabelle 1 gibt einen Überblick über die Kapazitäten und das Fertigstellungsjahr einiger Pumpspeicherprojekte in Deutschland und Österreich. Von der ursprünglichen Aufgabenstellung der täglichen Energieveredelung und Spitzenlastdeckung hat sich bei Pumpspeicherkraftwerken in den letzten zwei Jahrzehnten der Schwerpunkt zur Frequenz- und Spannungsregulierung verlagert. Als Anhaltspunkt gibt Giesecke [2] an, dass einem Leistungsmangel von 100 MW in einem Stromnetz eine Frequenzerniedrigung um ca. 0.01 Hz zuzuordnen ist. Ein unschätzbare Vorteil einer Pumpspeicheranlage ist die kurzfristige Inbetriebnahme geworden. Diese kann zwischen 1 und 3 Minuten sein, bis die volle installierte Leistung genutzt werden kann.

Mit dieser Flexibilität ergibt sich eine klare Tendenz für die Energiehändler, diese auch am Strommarkt zu benutzen. Die E.ON [3] beschreibt, dass sich der Ertrag einer Pumpspeicheranlage fast verdoppeln lässt, wenn die Bereithaltung der Maschinen am Reservemarkt gehandelt wird. Häufigere Starts- und Stopps und längerer Betrieb bei niedrigen Durchflüssen und Leistungen sind daher Teil der Anforderungen der Zukunft.

Tabelle 1 Pumpspeicherkraftwerke in Deutschland und Österreich

		Kraftwerkskapazität	Jahr der Fertigstellung
Deutschland		[MW]	
Goldisthal		1060	2003
Markersbach		1050	1979
Hornbergstufe		980	1975
Waldeck	II	440	1973
Unterstufe	Säckingen	370	1967
Hohenwarte	II	320	1966
Erzhausen		220	1964
Mittelstufe	Witznau	220	1943
Happurg		160	1958
Unterstufe	Waldshut	160	1951
Langenprozelten		160	1976
Österreich			
Malta	Hauptstufe	730	1979
Silz		500	1981
Limberg	II	480	2012
Kopswerk	II	450	2008
Häusling		360	1988
Rodundwerk	II	276	1976
Kaprun	Hauptstufe	240	1952
Lünerseewerk		232	1958
Roßhag		231	1972
Rodundwerk	I	198	1952
Kühtai		153	1981
Malta	Oberstufe	120	1992
Kaprun	Oberstufe	113	1955

Bezüglich der Konzepte der Zukunft zeigt eine weltweite Marktanalyse, dass im Bereich der Pumpspeicherkraftwerke in den letzten zehn Jahren mehrstufige Pumpen mit nur 3 ausgeschriebenen Maschinen ein Nischendasein führten. Hier werden alleine in der Schweiz mit Lago Bianco, Rhodix und Hongrin Lemman in der nächsten Dekade drei Projekte erwartet. (Stand: Mitte 2010). Ebenso ist eine deutliche Steigerung bei den drehzahlvariablen Pumpturbinen zu erwarten. Es werden alleine in den nächsten zehn Jahren doppelt so viele solcher Projekte vergeben werden, als es in den letzten 20 Jahren der Fall war. Darunter sind auch Projekte in Deutschland.

Tabelle 2 Geschätzte Anzahl der geplanten und Anzahl der vergebenen Pumpspeicherprojekte

Anzahl der vergebenen Pumpspeicherprojekte	2000-2010	2010-2020
Pumpe	3	9
Pumpturbine (davon drehzahlvariabel)	46 (2)	97 (7)

3 Konzepte & Hydraulische Maschine

In der frühen Phase der Pumpspeicherung benutzten verschiedene getrennte Turbinen/Generator- und Pumpen/Motorsätze eine gemeinsame Druckrohrleitung. Die Leistungen waren unter 1MW. Später wurden diese Maschinensätze in einer Drei-Maschinen-Lösung auf einer Welle mit Turbine-Pumpe und Motorgenerator kombiniert.

Diese Anordnung nennt man die ternäre Anordnung. Eine schematische Darstellung ist in Abbildung 2 oben links zu finden. In der Mitte des 20.Jh. wurde mit der einstufigen, reversiblen Pumpturbine ein Durchbruch erzielt. Im Turbinenbetrieb dreht diese Maschine in die eine, im Pumpbetrieb in die andere Richtung. Die Zwei-Maschinen-Lösung mit einer solchen Pumpturbine und einem Motorgenerator findet sich in Abbildung 2 unten rechts. Für höhere Fallhöhen wurden mehrstufige reversible Pumpturbinen entwickelt, in Abbildung 2 oben rechts zu finden. Für niedrige nutzbare Gefälle und kleine Leistungen wurde die Deriaz-Turbine entwickelt, in Abbildung 2 unten links zu finden. Die Besonderheit dieses Maschinentypes sind die beweglichen Laufschaufeln dieser damit doppelt-regulierten Maschine.

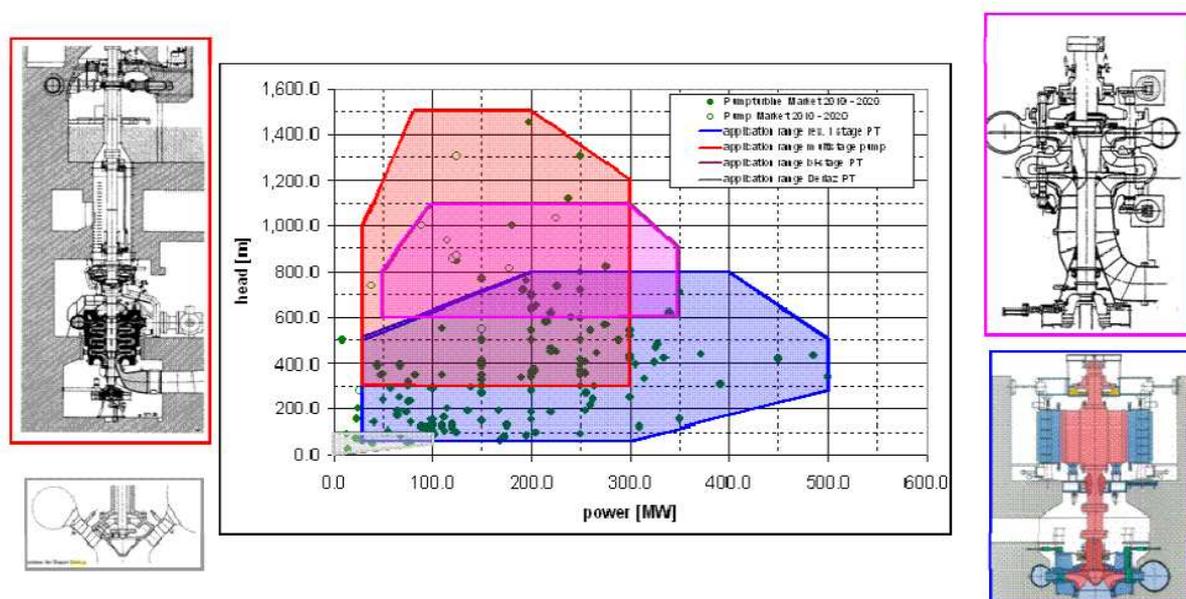


Abbildung 2 Bereich unterschiedlicher Maschinenkonzepte

Verschiedene Pumpspeichertechnologien werden heute angewendet. Es lassen sich verschiedene Arten bestimmen.

1. Deriaz-Pumpturbinen mit verstellbarer Drehzahl
2. Konventionelle reversible Pumpturbinensätze mit variabler Drehzahl

3. Konventionelle reversible Pumpturbinensätze mit fester Drehzahl
4. Ternäre Sätze mit Pumpe und Turbine als getrennte Maschinen

3.1 Ternärer Satz

Mögliche Standorte für große Pumpspeichieranlagen befinden sich größtenteils in alpinen Regionen. Um große Leistungen zu erzielen und einen ausreichenden wirtschaftlichen Erfolg bei Minimierung der Eingriffe in die Umwelt zu realisieren, ergibt sich ein Trend zu größeren Fallhöhen.

Für Standorte mit Fallhöhen von mehr als 500m zeigt sich der ternäre Satz als interessante Option. Diese besteht aus einer Turbine, meist eine Pelton-Turbine, einer Kupplung oder einem hydraulischen Wandler, einem Motor-Generator und einer mehrstufigen Speicherpumpe. Selbst nach der Entwicklung der reversiblen Pumpturbine, die ihrem Durchbruch für Maschinen großer Leistungen wie Bath County in den USA hatte, behielt dieses Konzept aufgrund seiner hohen Flexibilität und Jahrzehnten Betriebserfahrungen seine Attraktivität und wurde in der jüngsten Vergangenheit für das Projekt Kopswerk 2 im Montafon in Österreich wiederaufgegriffen. Weitere ähnliche Projekte in der Schweiz, z.B. die Erweiterung von Hongrin Leman stehen an.

Die Haupteigenschaften eines Drei-Maschinen-Satzes sind:

- Erhöhter Wirkungsgrad im Pumpbetrieb (Auslegung weitestgehend unabhängig vom Turbinenbetrieb)
- Erhöhter Wirkungsgrad im Turbinenbetrieb (freie Wahl der bestmöglichen Turbine, z.B. Pelton für sehr große Fallhöhen und Erweiterung des Betriebsbereiches im hydraulischen Kurzschluss)
- Effektiver Phasenschieberbetrieb (niedrigere Reibungsverluste durch die Entkopplung von Pumpe und Turbine)
- Sehr kurze Startzeiten (Pumpe und Turbine können Wasser gefüllt gestartet werden, wenn ein hydraulischer Wandler eingesetzt wird.)
- Exzellente Flexibilität durch verkürzte Betriebswechselzeiten (Turbine und Pumpe drehen in die selbe Richtung)
- Hydraulischer Kurzschluss ist mit einem Satz möglich [4]

3.2 Reversible Pumpurbine

Reversible Pumpurbinen bedienen heute ein großes Spektrum der neuen Pumpspeicherprojekte. Einerseits gibt es auch einen Trend Fallhöhen im Bereich von 100m in der Nähe industrieller Zentren für die Pumpspeicherung nutzbar zu machen. In Europa ergibt sich andererseits ein Trend in alpinen Regionen Kraftwerke mit größeren Fallhöhen zu realisieren. Es stehen hier Lösungen für Fallhöhen bis zu 800m zur Verfügung. Chiara in Bulgarien ist mit über 700m Fallhöhe seit 16 Jahren im Betrieb. Seit 10 Jahren läuft die Anlag Kazunogawa in Japan mit über 750m [2]. Neumaschinen wie Reisseck 2 in Österreich und Atdorf in Deutschland zeigen, dass solche Hochgefällspumputurbinen mit über 600m Fallhöhe, die früher die Grenze der möglichen Auslegung bedeutet hätten, heute von den Herstellern beherrscht werden. Den schwierigen transienten Verhältnisse solcher Anlagen kann durch frühzeitige Zusammenarbeit der Betreiber mit den Herstellern begegnet werden, in dem Wasserwege optimiert werden und Wasserschlösser ausreichend dimensioniert werden.

Im Vergleich zum ternären Satz sind es vor allem die Investitionskosten, die für die konventionelle 2-Maschinenlösung spricht. Ein Vergleich der baulichen Abmessungen der von VOITH Hydro gelieferten Maschinensätzen mit Kops2 als 3-Maschinen-Lösung links und Limberg 2 als 2-Maschinen-Lösung rechts zeigt die Unterschiede. [5]

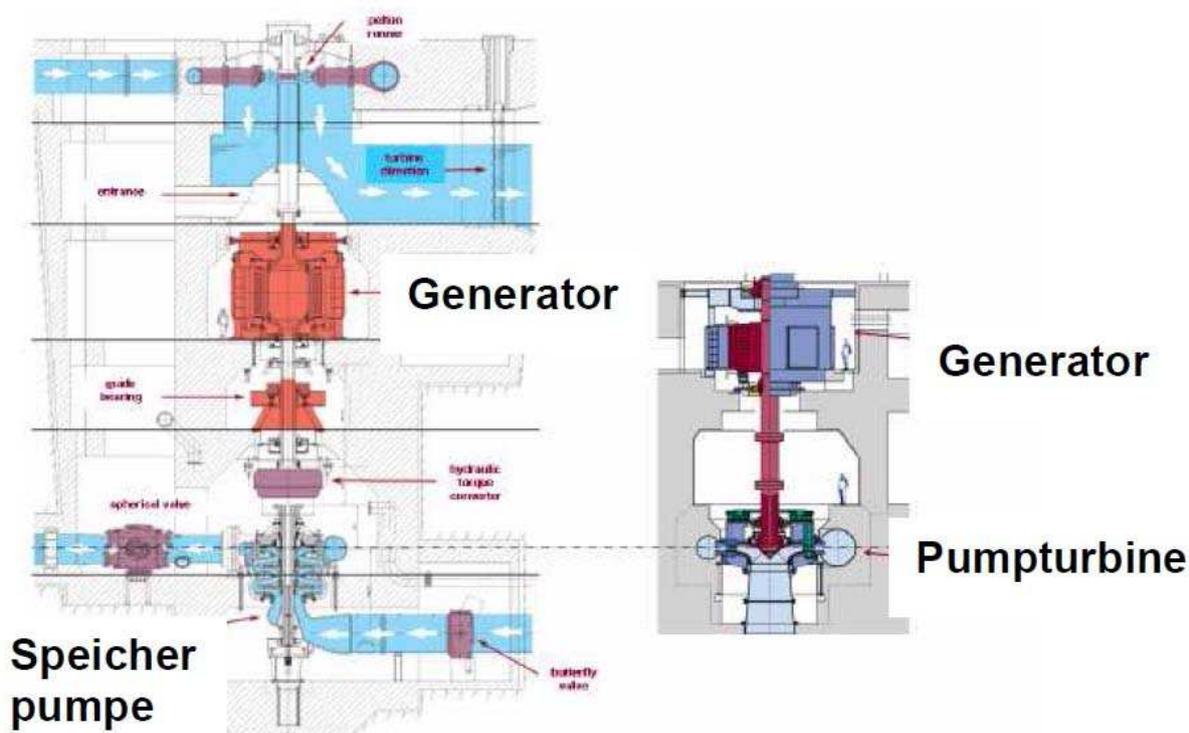


Abbildung 3 Turbinenschnitt der Anlagen Kops 2(links) und Limberg 2 (rechts)

Weitere Vor- und Nachteile bezüglich des Wirkungsgrades, des Einbaus, Betriebskosten sind tendenziell in Abbildung 4 (untenstehend) aufgelistet:

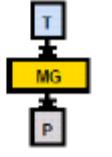
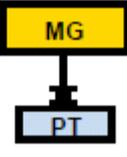
Maschinenkonzept:		
Investition	—	+
Platzbedarf	—	+
Wirkungsgrad	+	—
Einbau	+	—
Umschaltzeiten: $P \Rightarrow T / T \Rightarrow P$	+	—
Hydraulischer Kurzschluß	+	—
Hohe Fallhöhen	+	—
Betriebskosten	—	+
Technische Risiken	—	+
Instandhaltung	—	+

Abbildung 4 Evaluierung der Maschinenkonzepte

3.3 Drehzahlvariable Lösungen

Zu den besonderen Eigenschaften drehzahlvariabler Maschinen gehört hauptsächlich die Möglichkeit, die Leistungsaufnahme während des Pumpbetriebs zu regeln. Sie bietet jedoch auch die Möglichkeit, Teillastwirkungsgrade und Betriebsverhalten im Turbinenbetrieb zu verbessern. Ende April 2004 wurde von den insgesamt 4 Pumpspeicherturbinen (2 mit variabler und 2 mit konstanter Drehzahl) der erste drehzahlgeregelte Maschinensatz im modernsten europäischen Pumpspeicherkraftwerk, Goldisthal, für den kommerziellen Betrieb an Vattenfall Europe Generation AG & Co. KG übergeben.

Drehzahlvariabilität ist aus vier Hauptgründen interessant:

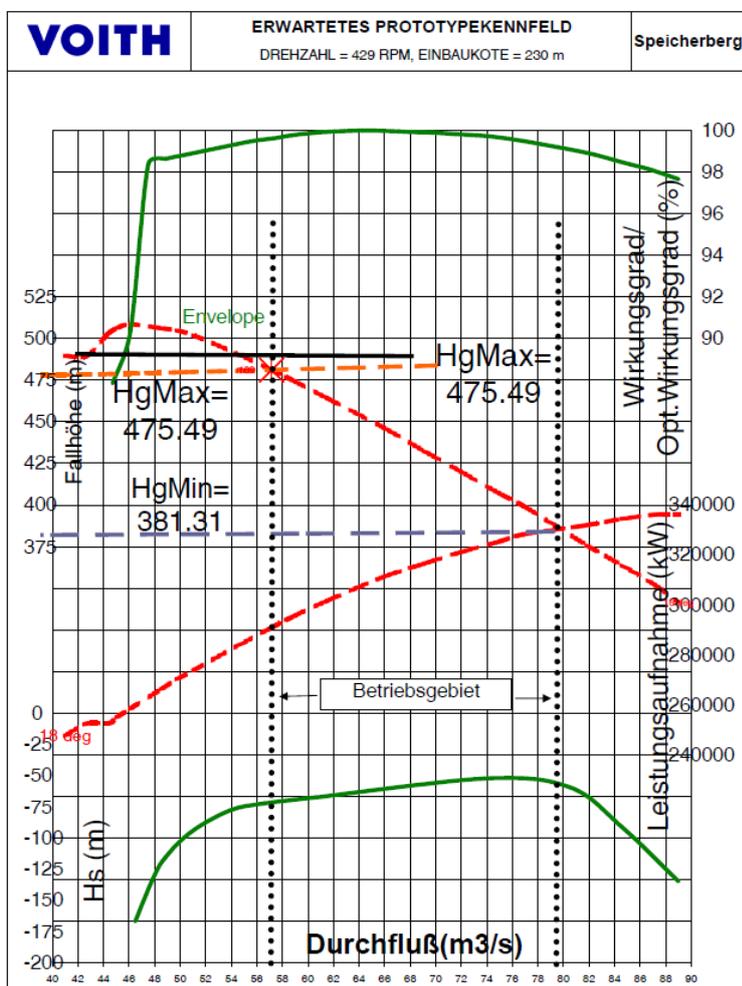
- Regulierung der Leistungsaufnahme im Pumpbetrieb
- Betrieb mit extremen Fallhöhenverhältnis $H_{max}/H_{min} > 1.4$
- Frequenzregulierung im Pumpbetrieb
- Verbesserte Turbinenwirkungsgrade, besonders im Teillastbetrieb

Die verschiedenen Auslegungen, die nötig werden, um die jeweiligen Vorteile optimal herauszuarbeiten sollen an einem fiktivem Beispiel namens Speicherberg vorgestellt werden.

Tabelle 3 Daten zur drehzahlfixen Variante

Geodätischer Fall- bzw. Förderhöhenbereich H [m]	381.4-475.5
Nenn- / Maximale Leistung P [MW]	331.8 im Pumpbetrieb
Lauftradedintrittsdurchm. D2 (Turbinenbetrieb) [m]	4.22
Drehzahl n [1/min]	428.6
Pumpenleistung P _{Pu} [MW] bei min. Förderhöhe	331.8
Pumpenleistung P _{Pu} [MW] bei max. Förderhöhe	291
Notwendige Einbautiefe bei H _{min} /H _{max}	-63m/-72m
min. ΔP [MW] bei jeder Förderhöhe	Keine Regelmöglichkeit (Drehzahl fix)

Block B2



Im unten stehenden Diagramm ist eine beispielhafte Auslegung zu sehen. Alle Größen sind über dem Durchfluss aufgetragen. Die oberste Linie in Abbildung zeigt den Wirkungsgrad. Die gestrichelte Kurve darunter zeigt die Fallhöhe über dem Durchfluss. Die Schnittpunkte mit den Kurven konstanter Bruttofallhöhe begrenzen das Betriebsgebiet. Es ist zu sehen, dass bei der maximalen Fallhöhe ein Abstand zwischen der Fallhöhe, bei der die Instabilität (zwei Durchflüsse bei einer Fallhöhe möglich) auftritt und der Position der max.

Fallhöhe gehalten wurde. Dieser Mindestabstand bestimmt die minimale Größe der Pumpturbine.

Abbildung 5 Erwartetes Prototyperturbinenkennfeld für fixe Drehzahl

Für diese Maschine soll eine drehzahlvariable Variante untersucht werden. Der Einfluss veränderter Drehzahlen wird in untenstehender Abbildung gezeigt.

Alle Größen sind über $Q_{\omega d}$, dem dimensionslosen Durchfluss, aufgetragen. Die oberste Kurve beschreibt die dimensionslose Leistungsaufnahme. Die mittlere Kurve beschreibt die dimensionslose Förderhöhe. Hier ist zu sehen, dass sich bei Absenkung der Drehzahl bei konstanter Fallhöhe die Position auf der Kennlinie zu größeren Durchflüssen und kleineren Fallhöhen verschiebt. Bei niedrigen Fallhöhen kann es daher zu einem Anstieg der Sigma-Werte kommen, die in der untersten Kurve aufgetragen sind. Die schwarze Linie deutet Einbaugrenzen durch die Haltedruckhöhe als Thomazahl der Anlage, σ_{plant} , an. Im Betrieb ergibt sich bei minimaler Förderhöhe die größte Leistung. Für die Drehzahlvariabilität ergeben sich nun zwei Möglichkeiten. Soll es in diesem Punkt eine Regelmöglichkeit nur zu kleineren Leistungen, kleineren Drehzahlen geben, so ergibt sich ein höherer möglicher Einbau, als das für die Maschine mit fester Drehzahl der Fall wäre. Soll es auch ein Regelband zu höheren Leistungen, größerer Drehzahl geben, so wird ein tieferer Einbau notwendig.

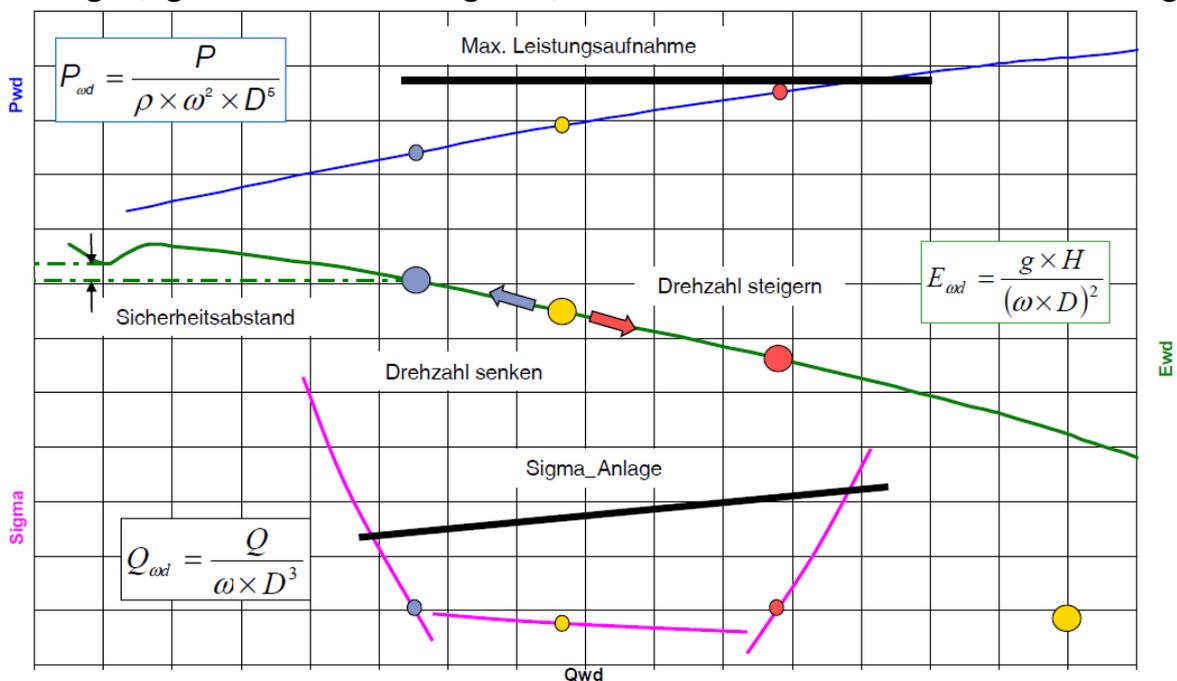


Abbildung 6 Erwartetes Prototyperturbinenkennfeld für zwei Drehzahlen

Bei Absenkung der Drehzahl bei konstanter Fallhöhe verschiebt sich die Position auf der Kennlinie zu kleineren Durchflüssen. Bei maximaler Fallhöhe muss der Abstand zur Instabilität eingehalten werden. Um die Drehzahl bei maximaler Fallhöhe absenken zu können, muss daher ein größerer Durchmesser gewählt werden, als das bei drehzahlfixen Maschinen der Fall ist.

Für das drehzahlvariable Beispiel gelten folgende Randbedingungen:

Tabelle 4 Daten zur drehzahlvariablen Variante

Geodätischer Fall- bzw. Förderhöhenbereich H [m]	381.4-475.5
Nenn- / Maximale Leistung P_{Pu} [MW]	350 im Turbinenbetrieb <400 im Pumpbetrieb
Laufraudeintrittsdurchm. D_2 (Turbinenbetrieb) [m]	4.30
Drehzahl n [1/min]	395-445
Pumpenleistung P_{Pu} [MW] bei min. Förderhöhe	<400
Min. Pumpenleistung P_{Pu} [MW] bei max. Förderhöhe	247
Notwendige Einbautiefe bei H_{min}/H_{max}	-72m
min. ΔP [MW] bei jeder Förderhöhe	100 @ H_{min}

In Abbildung 7 beschreiben die oberen drei gestrichelten Linien den Verlauf der Fallhöhen über dem gewählten Drehzahlband. Zwischen diesen Fallhöhen liegt das hydraulisch maximal mögliche Regelband innerhalb des elektrisch gewählten Drehzahlbereiches dargestellt durch die senkrechten Linien.

Für eine drehzahlvariable Maschine ergeben sich verschiedene limitierende Größen:

1. Sicherheit gegen die Instabilität

Bei niedrigen Drehzahlen ergibt sich eine große dimensionslose Fallhöhe E_{∞} wie in Abbildung 6. Hier ist die Sicherheit gegenüber der Instabilität limitierend.

2. Leistungsaufnahmegrenze

Bei höheren Fallhöhen ist die Leistungsgrenze limitierend. In diesem Beispiel liegt die Leistungsaufnahmegrenze bei 400 MW.

3. Kavitationsfreier Betrieb

Die unteren drei farbigen, gestrichelten Linien in Abbildung 7 beschreiben die zulässige Einbautiefe bei den Fallhöhen H_{max} , H_{nenn} und H_{min} . Aus den Kurven ergeben sich Grenzen für das Regelband aufgrund des Einbaus. Diese Grenzen werden durch die Schnittpunkte mit der Kennlinie bei $H_{s_Anlage} = -72m$ festgelegt. Wie in Abbildung 6 dargestellt, wird das Kavitationsverhalten über die Drehzahl beeinflusst. Eine höhere Drehzahl benötigt einen tieferen Einbau. Darüber hinaus sind die Bereiche der Eintrittskantenkavitation wie in Abbildung 6 dargestellt limitierend. Dies kann bei größeren Förderhöhen und kleinen Drehzahlen (saugseitig) und bei kleinen Förderhöhen und großen Drehzahlen (druckseitig) zu einer Begrenzung des Regelbandes führen.

4. Elektrisch zulässiges Regelband

Senkrechte Linien zeigen die Drehzahlgrenzen auf, durch die der Betrieb bei den Fallhöhen begrenzt wird. Das zur Verfügung stehende Regelband wird durch die Fläche mit dem grauen Übergangston beschrieben. Bei unserem Beispiel Speicherberg ist also bei einem Drehzahlbereich von +4/-8% insgesamt eine Leistungsregulierung zwischen ~250MW und 400 MW möglich, wobei bei jeder konstanten Fallhöhe 100 MW Regeband zur Verfügung stehen.

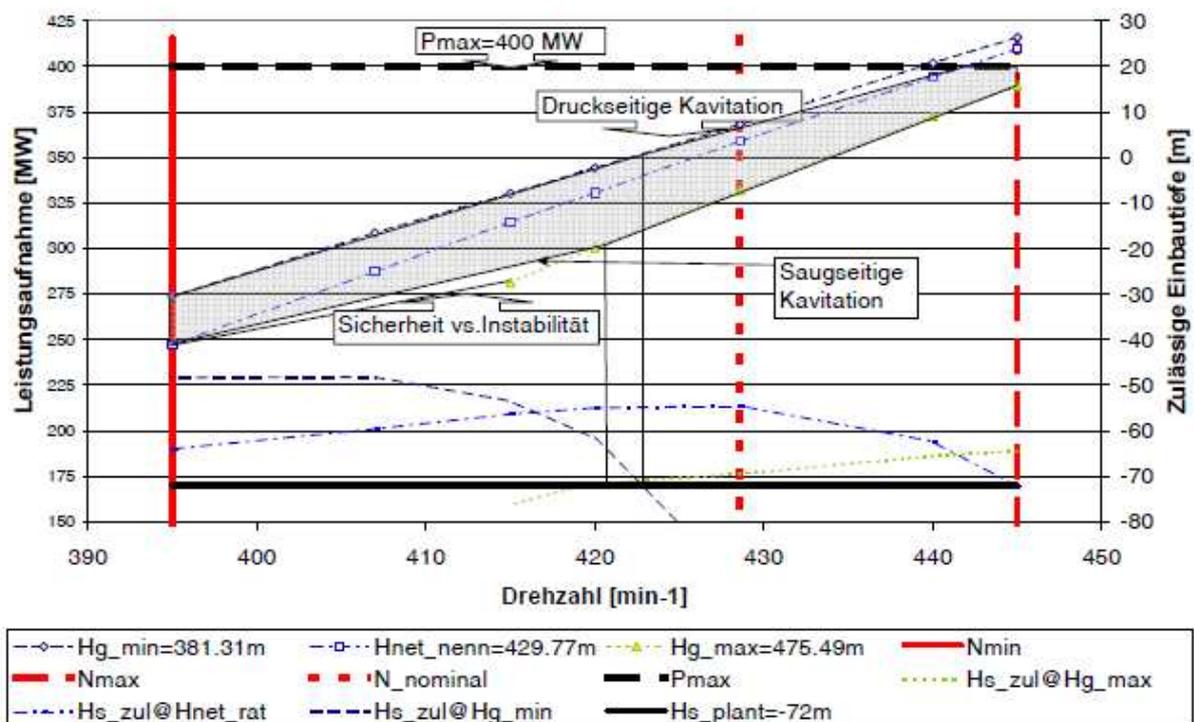


Abbildung 7 Betriebsgebiet und Betriebsgrenzen Leistung über Drehzahl

Im Turbinenbetrieb läuft eine Maschine mit konstanter Synchrohdrehzahl wegen der Anforderungen für den Pumpbetrieb normalerweise weit außerhalb ihres Kennfeldoptimums. Variable Drehzahlen erlauben die Optimierung des Betriebsverhaltens im Turbinenbetrieb durch Reduzierung der Drehzahl. Neben der Verbesserung der Wirkungsgrade, insbesondere in Turbinenteillastbereichen, in denen der Gewinn die zusätzlichen Verluste der drehzahlvariablen Asynchronmaschine einschließlich des Frequenzumrichters mehr als wettmacht [6], wird das Kavitations- und Druckstoßverhalten deutlich verbessert. Der daraus resultierende verbesserte Teillastbetrieb ist ein großer Vorteil für den Betreiber und verbessert die Flexibilität der Einheiten nochmals erheblich. Wie in Abbildung 8 ersichtlich kann der Wirkungsgrad beim halben Auslegungsdurchfluß um 8% für dieses Beispiel verbessert werden.

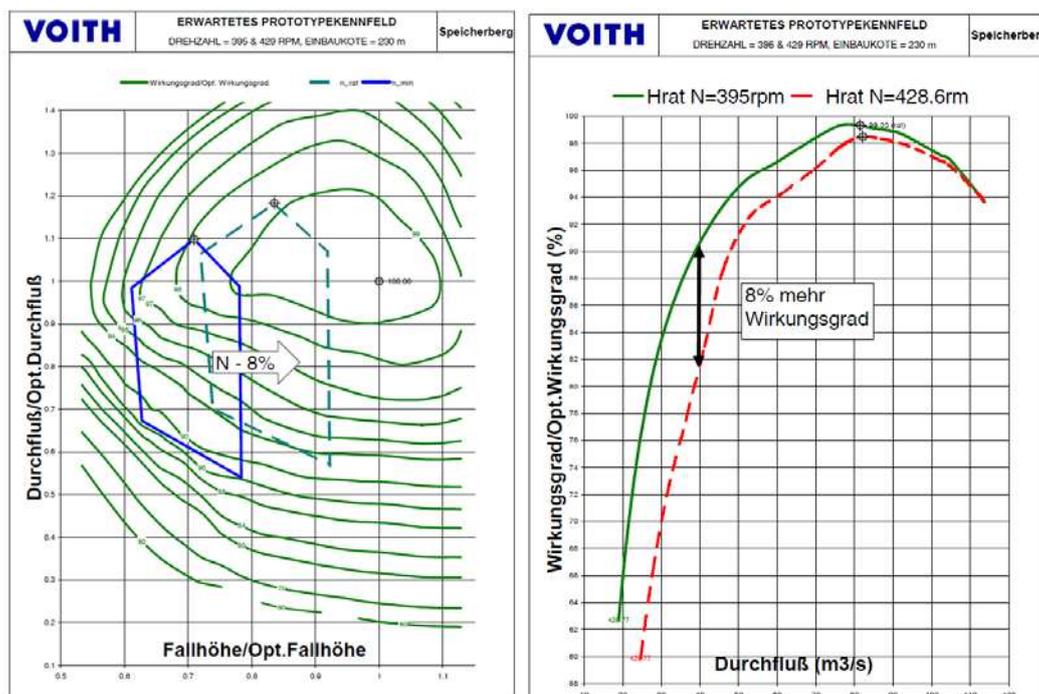


Abbildung 8 Erwartetes Prototyperturbinenkennfeld für zwei Drehzahlen

Zusammenfassung

Um die Entwicklung der Erneuerbaren Energie zu unterstützen, gibt es verschiedene Pumpspeicherlösungen. Netzdienstleistungen wie Frequenzstabilität und auch der Handel am Reservemarkt können auch sehr kurze Umschaltzeiten notwendig machen.

Weltweit gibt es eine ansteigende Zahl von Pumpspeicherprojekte in Planung und in der Realisierung. In zukünftigen Projekten werden neben den reversiblen

Pumpturbinen mit fixer Drehzahl auch Lösungen mit ternären Sätzen und reversiblen Pumpturbinen mit variabler Drehzahl zunehmen. Anhand eines Beispiels konnten die Potenziale zur Bereitstellung der Regelenergie und Ihre Grenzen aufgezeigt werden.

Die Pumpspeicherung wird sich weg vom Tag-Nacht-Speicher hin zur Frequenzregulierung und Standby-Kapazität entwickeln. Drehzahlvariable Maschinen sind für diese Aufgaben ideal.

Literatur

- [1] Deutsche Energie-Agentur GmbH : Planning of the grid integration of wind energy in Germany - Onshore and Offshore up to the year 2020, Berlin 2005
- [2] Giesecke, Mosonyi: Wasserkraftanlagen, Springer Verlag, 1997
- [3] Engels, et.al.: Energy-economic evaluation of pumped-storage plants, Hydro 2010 Lissabon
- [4] Bucher: "Enhanced energy balancing and grid stabilisation through 3-machine-type variable-speed pumped-storage units", HYDRO 2007, Granada
- [5] Spitzer, F., Penninger, G.: "Pumped storage power plants - Different solutions for improved ancillary services through rapid response to power needs", HydroVision 2008, Sacramento/USA
- [6] J. Klein: "Drehzahlregulierte Pumpspeicherung - Hydraulische Aspekte", Tagung Gelsenkirchen, Nov. 98, VDI-Berichte 1404

Autoren:

Dipl.-Ing. Oliver Jansen,
Dipl.-Ing. (FH) Tobias Schöner
Voith Hydro Holding GmbH & Co. KG
Alexanderstraße 11
89522 Heidenheim, Germany

Tel +49 7321 37 6599

Fax +49 7321 37 7601

Oliver.Jansen@Voith.com

Tobias.Schoener@Voith.com

Infrastrukturelle Wasserdienstleistungen? Mögliche Auswirkungen des Art. 9 der EG- Wasserrahmenrichtlinie auf die Stromerzeugung aus Wasserkraft

Devid Krull

Ein wesentliches Element der EG-Wasserrahmenrichtlinie ist die Implementierung ökonomischer Anreize bei der Nutzung von Wasserdienstleistungen. Umstritten ist, ob zu den Wasserdienstleistungen auch der Aufstau von Gewässern zur Stromerzeugung, Schifffahrt u. ä. zu zählen ist. Eine ausgewogene Anwendung des Kostendeckungsgrundsatzes erscheint geeignet, den Mehrfachnutzungscharakter von Gewässeraufstauen verursachergerecht abzubilden.

The European Water Framework Directive calls for the implementation of economic incentives in the context of water services. Whether the impoundment of waters for hydro power, navigation and other uses constitutes a water service is still disputed. However, a well-balanced approach seems to be suitable to improve equitable cost recovery in terms of river impoundments.

1 Einleitung

Um ihre ehrgeizigen Zielsetzungen zur Verbesserung des Zustandes der Gewässer in Europa zu erreichen, fordert die im Jahr 2000 in Kraft getretene EG-Wasserrahmenrichtlinie (WRRL) auch die Förderung einer nachhaltigen Nutzung der Wasserressourcen mittels ökonomischer Anreizinstrumente. Die zentrale Vorschrift zur Implementierung ökonomischer Anreizinstrumente ist Art. 9 WRRL, der die Deckung der Kosten so genannter Wasserdienstleistungen als Grundsatz einfordert. Die in die Richtlinie eingegangene Endfassung des Art. 9 WRRL ist das Ergebnis eines langwierigen Kompromissfindungsprozesses und wurde aus den unterschiedlichen Positionen der EU-Kommission, der durch den Rat vertretenen Mitgliedstaaten und des europäischen Parlamentes zusammengeführt. Es ergab sich eine komplexe und auslegungsbedürftige Vorschrift, hinsichtlich deren Umsetzung bis heute wesentliche Fragen ungeklärt blieben.

Nach wie vor umstritten ist der Anwendungsbereich des Kostendeckungsgrundsatzes, der im Wesentlichen auf dem Verständnis der in der Vorschrift verwendeten Kategorisierungen „Wasserdienstleistung“ und „Wassernutzung“ basiert. Entgegen der bislang von Bund und Ländern vertretenen engen Auslegung des Wasserdienstleistungsbegriffes (nur Wasserver- und Abwasserentsorgung) vertritt die EU-Kommission in einem seit 2007 gegen die Bundesrepublik und weitere Mitgliedstaaten laufenden Vertragsverletzungsverfahren die Auffassung, dass die Kategorie der Wasserdienstleistungen auch infrastrukturelle Wasserdienstleistungen wie den Aufstau von Gewässern zur Wasserkraftnutzung umfasse.

Der vorliegende Beitrag nimmt dies zum Anlass, ausgehend von den Funktionen des Art. 9 WRRL mit Blick auf die Stromerzeugung aus Wasserkraft Anforderungen und Eckpunkte einer Anwendung des Kostendeckungsgrundsatzes im Bereich „infrastruktureller Wasserdienstleistungen“ herzuleiten und die damit verbundenen Chancen und Risiken zu skizzieren. Abschließend erfolgt eine kurze Einschätzung, inwiefern die im Zusammenhang mit der Umsetzung des Kostendeckungsgrundsatzes diskutierten ökologischen Lenkungsabgaben ein zweckmäßiges Instrument im Bereich infrastruktureller Wasserdienstleistungen darstellen können.

2 Anwendung des Kostendeckungsgrundsatzes im Kontext der Wasserkraftnutzung

2.1 Funktionen des Kostendeckungsgrundsatzes

Art. 9 WRRL fordert in Bezug auf Wasserdienstleistungen eine Anwendung des Kostendeckungsgrundsatzes, wobei auch umwelt- und ressourcenbezogene Kosten (URK) gemäß dem Verursacherprinzip einzubeziehen sind. Hiervon ausgehend wird eine Wassergebührenpolitik gefordert, von der ab dem Jahr 2010 angemessene Anreize für die Benutzer von Wasserdienstleistungen ausgehen sollen, so dass diese „Wasserressourcen effizient [...] nutzen und [dies] somit zu den Umweltzielen dieser Richtlinie beiträgt“. Hierbei ist zu beachten, dass der Begriff der „Wassergebührenpolitik“ im Kontext der WRRL nicht dem engen finanzwissenschaftlichen Gebührenbegriff entspricht, sondern allgemein als jede regulierende Gestaltung der Bepreisung von Wasserdienstleistungen (Water Pricing Policies) zu verstehen ist (Kommission 2000).

Im Sinne einer Mittel-Zweck-Verkettung besteht der finale Zweck einer kostendeckenden Bepreisung von Wasserdienstleistungen also darin, über eine effizientere Wassernutzung einen Beitrag zur Erreichung der Umweltziele nach

Art. 4 WRRL zu leisten. Hierbei sind die jeweiligen wasserkörperbezogen festzulegenden Umweltziele (inklusive der Ausnahmeregelungen) zugrunde zu legen. Da die Vorschrift zudem auf Anhang III WRRL verweist, wonach zur Umsetzung der Umweltziele grundsätzlich *kosteneffiziente* Maßnahmenkombinationen zu bilden sind, wird deutlich, dass durch die kostendeckende Bepreisung von Wasserdienstleistungen ein Beitrag zur *kosteneffizienten* Umsetzung der Umweltziele erreicht werden soll. Die EU-Kommission weist der Wasserpreisgestaltung sogar eine Schlüsselrolle bei der kosteneffizienten Umsetzung der Umweltziele zu (Kommission 2000). Schließlich bestimmt die Vorschrift, dass alle Wassernutzungen unter Berücksichtigung des Verursacherprinzips einen angemessenen Beitrag zu den Kosten der Wasserdienstleistungen leisten sollen. Hierbei sind mindestens die Sektoren Haushalte, Industrie und Landwirtschaft zu differenzieren. Neben der genannten Anreizfunktion besteht somit auch eine Finanzierungsfunktion im Hinblick auf die kostendeckende Bereitstellung von Wasserdienstleistungen (Hansjürgens/Messner 2006, Fries/Nafu 2006).

Im Rahmen der „Wassergebührenpolitik“ können sowohl der Umfang der zu deckenden Kosten (insbesondere durch Internalisierung von URK) als auch die Regeln der preislichen Überwälzung (z. B. im Rahmen der Kommunalabgabengesetze) können durch regulatorische Eingriffe umweltzielfördernd gestaltet werden. Das Schlüsselement zur Erzielung eines effektiven und kosteneffizienten Beitrags zu den Umweltzielen über preisliche Anreize besteht in der Internalisierung von URK. Hierbei handelt es sich um so genannte externe Kosten, die insbesondere in Form von Umweltschäden aufgrund einer (aus gesamtwirtschaftlicher Sicht) übermäßigen Inanspruchnahme von Wasserressourcen durch bestimmte wasserwirtschaftliche Aktivitäten resultieren. Im Hinblick auf die Umsetzung des Kostendeckungsgrundsatzes erscheint allerdings die in der umweltökonomischen Theorie als „First-Best-Lösung“ anzustrebende pareto-optimale Internalisierung externer Kosten (Feess 2007) insbesondere aufgrund methodischer Probleme bei der expliziten monetären Bewertung der Schadenskosten, bei der hinreichend genauen Zuordnung auf die verursachenden Aktivitäten sowie aufgrund des mit diesem Ansatz verbundenen Aufwands nicht praktikabel. Eine implizite Internalisierung von URK in Bezug auf Wasserdienstleistungen kann stattdessen auch kostenorientiert über eine Anlastung der Kosten von erforderlichen Vermeidungs-, Verminderungs- oder Wiederherstellungsmaßnahmen sowie gegebenenfalls über Kompensationszahlungen erfolgen.

Die Bestimmungen zur Kostendeckung werden allerdings durch Art. 9 Abs. 1 UA 3 sowie Abs. 4 WRRL insoweit relativiert, als dass im Hinblick auf soziale,

ökologische und wirtschaftliche Auswirkungen eine eingeschränkte Anwendung des Kostendeckungsgrundsatzes sowie auch die gänzliche Ausnahme bestimmter Sektoren begründet werden können, sofern dadurch Verwirklichung der Richtlinienziele (also insbesondere der Umweltziele) nicht in Frage gestellt wird.

2.2 Einordnung der Wasserkraftnutzung in die Adressatensystematik des Art. 9 WRRL

Wassernutzungen werden in Art. 2, Nr. 39 WRRL als „Wasserdienstleistungen sowie jede andere Handlung mit signifikanten Auswirkungen auf den Wasserzustand“ definiert. Wasserdienstleistungen umfassen gemäß Art. 2, Nr. 38 WRRL „alle Dienstleistungen, die für Haushalte, öffentliche Einrichtungen oder wirtschaftliche Tätigkeiten jeder Art folgendes zur Verfügung stellen:

- a) Entnahme, Aufstauung, Speicherung, Behandlung und Verteilung von Oberflächen- oder Grundwasser;
- b) Anlagen für die Sammlung und Behandlung von Abwasser, die anschließend in Oberflächengewässer einleiten“

Wasserdienstleistungen stellen hierbei intermediäre Tätigkeiten dar, die eine Schnittstelle zwischen einer natürlichen Wasserressource (Oberflächengewässer, Grundwasser) und bestimmten, von der Erbringung der Wasserdienstleistung abhängigen Wassernutzungen bilden. Das Wesen einer Wasserdienstleistung besteht darin, dass bestimmte Schlüsseleigenschaften der natürlichen Ressource (zeitliche oder räumliche Verteilung, chemisch-physikalische Eigenschaften) im Hinblick auf ein spezifisches Nutzungsinteresse modifiziert werden oder nutzungsbedingt veränderte Eigenschaften des Wassers (zumindest teilweise) wieder remodifiziert werden, um es dem natürlichen Vorkommen wieder zuführen zu können (WATECO 2003). Demgegenüber sind Wassernutzungen diejenigen Handlungen, bei denen das (ggf. zuvor in seinen Schlüsseleigenschaften veränderte) Wasser unmittelbar eine konsumptive (z. B. Trinkwasser) oder produktive Verwendung erfährt (z. B. Bierbrauen).

In Hinblick auf den in Art. 9 WRRL geforderten angemessenen Beitrags zu den Kosten der Wasserdienstleistungen ist der tätigkeitsbezogene Begriff „Wassernutzungen“ allerdings adressatengerichtet i. S. v. „Wassernutzer“ zu verstehen (Desens 2008). „Wassernutzungen“ umfassen in der Systematik der Vorschrift sowohl die von der Bereitstellung einer Wasserdienstleistung abhängigen und somit *mittelbaren Wassernutzungen* als auch *unmittelbare Wassernutzungen*, die zwar ohne Inanspruchnahme einer Wasserdienstleistung einen signifikanten Einfluss auf den Wasserzustand ausüben, aber von denen dennoch ein Einfluss auf die Höhe der Kosten einer Wasserdienstleistung

ausgeht (z. B. höhere Kosten der Trinkwasseraufbereitung aufgrund diffuser Nährstoffeinträge aus der Landwirtschaft).

Der Einsatz dezentraler preislicher Anreize bietet sich insbesondere an, wenn eine Vielzahl von Wassernutzern vorliegt, die sich einer nutzerindividuellen Steuerung und -kontrolle ihres Nutzungsverhaltens durch Behörden entzieht. Dies gilt typischerweise für die Bereiche der öffentlichen Wasserver- und Abwasserentsorgung, in denen die Inanspruchnahme der Wasserressource maßgeblich und direkt durch die Nachfrage der mittelbaren Wassernutzer bestimmt wird. Die EU-Kommission spricht in diesem Zusammenhang von einer nachfrageorientierten Strategie (Kommission 2000). Im Idealfall führen durch die Kostenüberwälzung induzierte, dezentrale Optimierungen zu einer kosteneffizienten Verteilung von Maßnahmen zur Erreichung der Umweltziele entlang der Wertschöpfungskette.

Während die Umsetzung des Kostendeckungsgrundsatzes unstrittig *vor allem* auf die Wasserdienstleistungen im Zusammenhang mit der Wasserver- und Abwasserentsorgung abzielt (Kolcu 2008), ist umstritten, ob die in Art. 2 Nr. 38 a) WRRL verankerten Tatbestände (z. B. „Aufstau“) für sich genommen auch allgemein Wasserdienstleistungen konstituieren.

Dem im Rahmen der Gemeinsamen Umsetzungsstrategie zur WRRL erstellten Guidance Document der Arbeitsgruppe WATECO lässt sich diesbezüglich eine weite Auslegung des Wasserdienstleistungsbegriffs entnehmen, wobei die Nutzung der Wasserkraft („Hydro Power“) sogar explizit als Wasserdienstleistung genannt wird (WATECO 2003, S. 143). Demgegenüber vertreten Bund und Länder nach wie vor die Ansicht, dass sich die in der WRRL aufgezählten Tatbestände kumulativ zu verstehen seien und sich daher nur auf die Bereiche der Wasserver- und Abwasserentsorgung beziehen können (Unnerstall 2009). Diese enge Auslegung weist die EU-Kommission in einem Vertragsverletzungsverfahren gegen die Bundesrepublik Deutschland und weitere Mitgliedstaaten zurück. Hierin betont die Kommission, dass der Begriff der Wasserdienstleistung „sämtliche Eingriffsformen in die natürlichen hydrologischen Bedingungen umfasst, die der Bereitstellung von Wasser für den menschlichen, industriellen und landwirtschaftlichen Gebrauch dienen“ und hierunter im Sinne *infrastruktureller Wasserdienstleistungen* „auch die Aufstauung und Speicherung für die Zwecke der Gewinnung von Wasserkraft, den Hochwasserschutz und die Schifffahrt“ fallen (Kommission 2007, S. 3). Zudem bekräftigt die Kommission die Ansicht der WATECO, dass es für die Einstufung als Wasserdienstleistung i. S. d. Richtlinie unerheblich ist, ob eine Dienstleistung an Dritte erfolgt oder eine so genannte Eigendienstleistung vorliegt (Kommission 2007, WATECO 2003).

Unbeschadet einer endgültigen rechtlichen Klärung sei im Folgenden von einer weiten Auslegung des Wasserdienstleistungsbegriffes ausgegangen, um die mögliche Anwendung des Kostendeckungsgrundsatzes im Hinblick auf die Wasserkraftnutzung zu verdeutlichen. Hierbei ist eine differenzierte Betrachtung der im Zusammenhang mit der Wasserkraftnutzung stehenden Tätigkeiten erforderlich.

Durch die Tätigkeit der Stromerzeugung in Form der Turbinierung von (aufgestautem) Wasser wird selbst keine wesentliche Veränderung der Eigenschaften von Wasser im Hinblick auf eine nachgeschaltete Wassernutzung vorgenommen. Stattdessen findet in der Wasserkraftanlage bereits eine produktive Verwendung des Wassers zur Stromerzeugung statt. Daher stellt die Stromerzeugung in einem Wasserkraftwerk eine Wassernutzung dar, welche auf dem Aufstau eines Gewässers durch ein Querbauwerk als Wasserdienstleistung basiert. Wasserdienstleistung und Wassernutzung können dabei entweder in der Hand eines Betreibers liegen (Eigendienstleistung) oder organisatorisch getrennt sein (z. B. Stromerzeugung durch einen Dritten an der Stauhaltung eines Wasserverbandes). Die vorgenommene Separierung der Aufstautätigkeit als Wasserdienstleistung erlaubt auch eine verursachergerechtere Abbildung der typischen Mehrfachnutzungscharakters von Gewässeraufstauen (Abbildung 2)

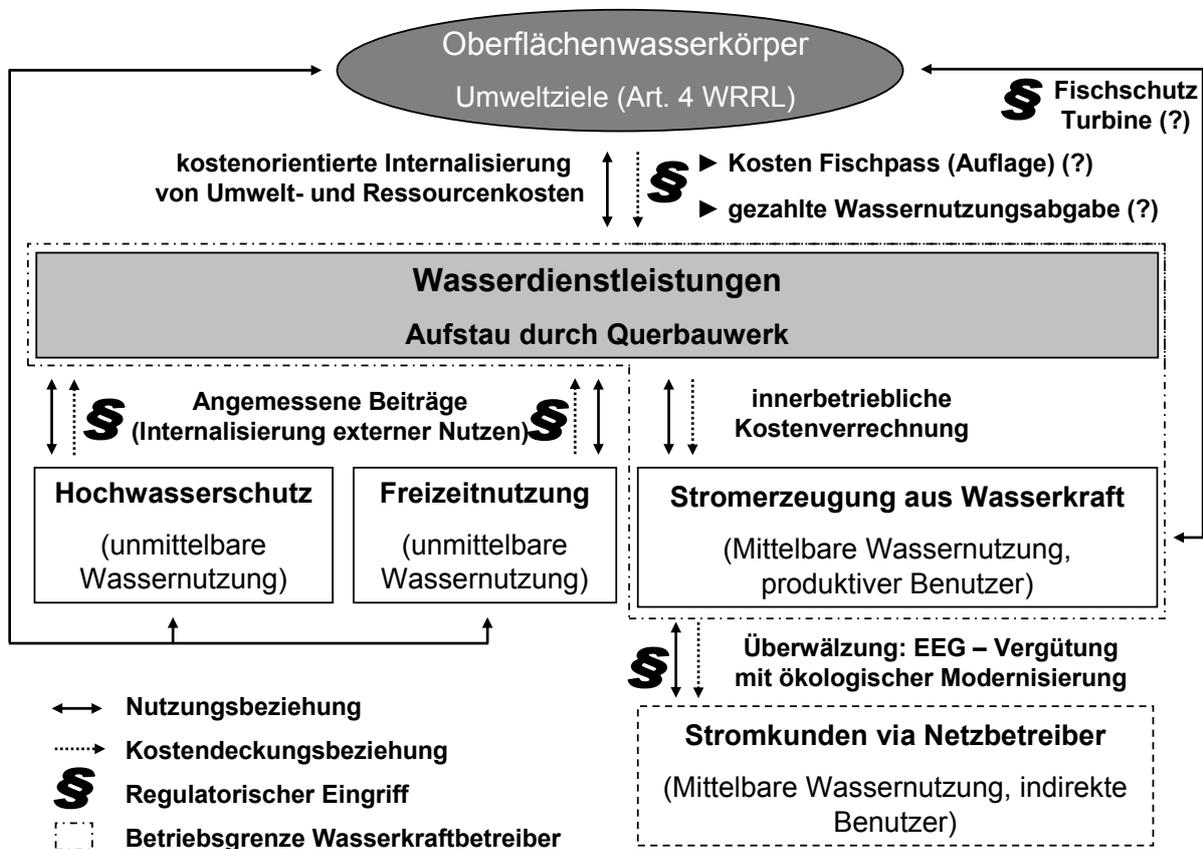


Abbildung 1 Exemplarische Strukturierung des Kostendeckungssatzes für einen Gewässeraufstau mit Mehrfachnutzung

Im betrachteten Beispiel liegt der Betrieb des Querbauwerks in der Hand des Wasserkraftwerkbetreibers, so dass bezüglich der Wassernutzung „Stromerzeugung“ eine Eigendienstleistung vorliegt. Ergeht nun zur Umsetzung der Umweltziele eine Auflage an den Betreiber des Querbauwerkes zur Errichtung eines Fischpasses, können die mit dieser Maßnahme verbundenen Kosten als implizite Internalisierung von URK bei der Wasserdienstleistung „Gewässeraufstau“ interpretiert werden. Im vorliegenden Fall der Eigendienstleistung findet eine automatische Überwälzung dieser Kosten auf die Wassernutzung „Stromerzeugung“ statt. Im Falle einer Förderung durch das Erneuerbare Energien Gesetz (EEG) können die Kosten wiederum über den Mechanismus der Vergütungserhöhung aufgrund ökologischer Modernisierung in der gesetzlich festgesetzten Höhe an die Stromkunden überwälzt werden. Diese „regulierte Überwälzung“ gewässerökologischer Kosten auf die Stromkunden ist im Sinne des Förderzweckes des EEG grundsätzlich gerechtfertigt, da mit der regenerativen und CO₂-freien Stromerzeugung aus Wasserkraft gesamtwirtschaftliche, bei alternativen Energieträgern noch nicht vollständig internalisierte Kosten (insbesondere Klimawandel und Luftverschmutzung) in mindestens gleicher Höhe vermieden werden.

Daneben diene die betrachtete Stauhaltung auch dem Rückhalt von Hochwasser sowie einer Sport- und Freizeitschiffahrt, die ohne den Aufstau des Gewässers nicht möglich wäre. Die Ermöglichung dieser Wassernutzungen wird durch die Wasserdienstleistung „Gewässeraufstau“ unentgeltlich als lokaler „externer Nutzen“ zur Verfügung gestellt. Im Hinblick auf eine verursachergerechtere Finanzierung der Kosten der Wasserdienstleistung „Aufstau“ ist daher im Sinne des Art. 9 WRRL ein angemessener Beitrag dieser ebenfalls mittelbaren Wassernutzungen anzustreben. Da es sich hierbei jedoch um typische Wassernutzungen der „Allgemeinheit“ handelt, ist eine individuelle Inanspruchnahme von Nutzern jedoch im Regelfall nicht praktikabel. Ersatzweise kann der angemessene Beitrag für Wassernutzungen der Allgemeinheit über öffentliche Zuschüsse erfolgen. Hierdurch wird auch eine angemessene Beteiligung an Maßnahmenkosten zur Umsetzung der Umweltziele (hier: Kosten des Fischpasses). Ohne Berücksichtigung solcher externen Nutzen droht dagegen eine „übermäßige“ Anlastung der Kosten der Wasserdienstleistung „Gewässeraufstau“ bei der Wassernutzung „Stromerzeugung“. Im schlimmsten Fall kann eine unausgewogene Internalisierung externer Kosten und Nutzen eine gesamtwirtschaftlich ineffiziente Aufgabe von Wasserkraftnutzungen bewirken. Die Internalisierung externer Nutzen über angemessene Beiträge ist daher insbesondere in den Fällen empfehlenswert, in denen die Maßnahmenkosten nicht oder nicht vollständig

über das EEG überwältigt werden können und eine einzelwirtschaftliche Unwirtschaftlichkeit droht.

2.3 Wassernutzungsabgaben als Instrument zur Internalisierung von Umwelt- und Ressourcenkosten bei infrastrukturellen Wasserdienstleistungen

Im Zusammenhang mit der Umsetzung des Kostendeckungsgrundsatzes nach Art. 9 WRRL werden unter dem Stichwort „Wassernutzungsabgaben“ auch Abgabensinstrumente zur Internalisierung von URK diskutiert (z. B. Palm 2006). Eine Anwendung solcher Abgabensinstrumente ließe sich im Kontext des Kostendeckungsgrundsatzes dann fordern, wenn auf diesem Wege gegenüber einer ordnungsrechtlichen Durchsetzung von Verbesserungsmaßnahmen eine Verbesserung der Kosteneffizienz bei der Erreichung der gewässerbezogenen Umweltziele erreicht werden könnte.

Das allgemeine Grundprinzip eines Abgabensinstrumentes nach dem so genannten Standard-Preis-Ansatz („Second-Best-Strategie“) besteht in einer Dezentralisierung der Entscheidungen über Umfang und Art von Maßnahmen zur Erreichung eines vorgegebenen ökologischen Standards (Zimmermann/Henke 2005, Feess 2007). Die Dezentralisierung dient dazu, Informationsdefizite von Behörden bezüglich der individuellen Vermeidungspotenziale unterschiedlicher Akteure zu überwinden, die einer kosteneffizienten Aufteilung der insgesamt erforderlichen Maßnahmen auf die Akteure entgegensteht. Statt mit einer konkreten ordnungsrechtlichen Auflage werden die Akteure mit einer Abgabenzahlung in Abhängigkeit ihrer Einwirkung auf den ökologischen Standard konfrontiert. Auf Basis ihrer individuellen wirtschaftlichen Kalküle reduzieren die Akteure ihre Umweltwirkung soweit durch entsprechende Maßnahmen, bis die Entrichtung der Abgabe für sie günstiger ist, als den Maßnahmenumfang weiter zu erhöhen. In der Theorie führt dies im Anwendungsgebiet der Abgabe zu einer akteursübergreifenden Angleichung der Grenzvermeidungskosten, so dass eine gesamtwirtschaftlich kosteneffiziente Verteilung der Vermeidungsleistungen erreicht werden kann. In diesem Zusammenhang muss jedoch die Durchführung einer bestimmten Maßnahme durch unterschiedliche Akteure im Hinblick auf den ökologischen Standard äquivalent sein. Zudem kann der zugrunde gelegte ökologische Standard nur präzise erreicht werden, wenn zumindest die aggregierten Grenzvermeidungskosten der Akteure bekannt sind und der Abgabensatz in dieser Höhe festgesetzt wird. In der Praxis liegen aber auch diese Informationen i. d. R. nur unzureichend vor, so dass sich Abgabenslösungen vor allem als Instrument Tendenzsteuerung im Hinblick auf

großflächig und möglichst uniform wirkenden Umweltbelastungen eignen (z. B. CO₂-Steuer).

Im Kontext der hier betrachteten Wasserdienstleistung „Gewässeraufstau“ stellt die Beeinträchtigung der ökologischen Durchgängigkeit des Gewässers die wesentliche Beeinträchtigungsform im Hinblick auf die Erreichung der gewässerbezogenen Umweltziele der WRRL dar. Durch die Lenkungswirkung einer Abgabe müsste nun sichergestellt werden, dass die Gesamtdurchgängigkeit aller Gewässer im Anwendungsgebiet der Abgabe den Anforderungen der jeweiligen Umweltziele entspricht. Hierbei sind Vermeidungsmaßnahmen an unterschiedlichen Standorten jedoch nur bedingt ökologisch äquivalent. Während die alternative Errichtung eines gleichartigen Fischpasses an zwei benachbarten Standorten des gleichen Gewässers noch einen hinreichend äquivalente Verbesserung des Zustands eines Gewässers ausüben kann, ist die alternative Durchführung der Maßnahmen an zwei nicht zusammenhängenden Gewässern in Bezug auf die Erreichung der jeweiligen gewässerbezogenen Umweltziele offensichtlich nicht äquivalent. Da dem Abgabenplaner die jeweiligen standortspezifischen Vermeidungskosten und Abwägungskalküle nicht hinreichend bekannt sind, kann er ex-ante nicht erschließen, an welchen Standorten an welchen Gewässern im Anwendungsgebiet durch die Abgabe Maßnahmen in welchem Umfang induziert werden bzw. welche Akteure sich aufgrund hoher standortspezifischer Vermeidungskosten für die Zahlung der Abgabe entscheiden. Somit bleibt die Erreichung der jeweiligen gewässerbezogenen Umweltziele auf Basis einer Abgabe mit gewässerübergreifendem Anwendungsgebiet unsicher und müsste möglicherweise massiv ordnungsrechtlich flankiert werden, wodurch auch die Gefahr faktischer Doppelbelastungen der betroffenen Akteure bestünde.

Um die ökologische Treffsicherheit zu erhöhen wäre eine gewässerbezogene Differenzierung von Abgabengebieten und Abgabensätzen erforderlich. Ein solch differenziertes Abgabensystem ist sicherlich mit einem höheren Implementierungs- und Informationsaufwand verbunden. Darüber hinaus wird deutlich, dass sich die kosteneffizienzfördernde Wirkung der dezentralen Lenkungsfunction durch eine Segmentierung der beteiligten Akteure und standortbezogenen Vermeidungskostenunterschiede deutlich einschränkt.

Bereits auf Basis dieser einfachen Überlegungen erscheint es im Hinblick auf die betrachtete infrastrukturelle Wasserdienstleistung „Gewässeraufstau“ zweifelhaft, ob eine Internalisierung von URK über eine Abgabenlösung zu einer Verbesserung der Kosteneffizienz im Kontext des Kostendeckungsgrundsatzes führen kann. Aus diesem Grund scheint die Begründung der Notwendigkeit zur Einführung einer solchen Abgabe zur Umsetzung des Kostendeckungsgrundsatzes nicht überzeugend. Die Motivation

zur Einführung einer Abgabe in diesem Bereich könnte daher eher in der Generierung öffentlicher Einnahmen als Beitrag zur allgemeinen Finanzierung der Umsetzung der Wasserrahmenrichtlinie zu sehen sein. Nicht nur im Hinblick auf den Aufstau von Gewässern, sondern auch mit Blick auf den hier nicht betrachteten Aspekt der Ausleitungen sind daher die Ergebnisse eines vom Umweltbundesamt beauftragten und in Kürze abzuschließenden Forschungsvorhabens („Weiterentwicklung von Abwasserabgabe und Wasserentnahmeentgelten zu einer umfassenden Wassernutzungsabgabe“) mit Spannung zu erwarten. Hierbei wird neben der ökonomischen Zweckmäßigkeit auch die rechtliche Zulässigkeit einer solchen Abgabe zu klären sein.

3 Ausblick

Eine abschließende rechtliche Klärung der Frage, ob Aufstauungen von Gewässern zu Zwecken der Wasserkraftnutzung, Schifffahrt u. ä. Wasserdienstleistungen im Sinne des Art. 9 WRRL darstellen, ist möglicherweise erst durch den europäischen Gerichtshof zu erwarten. Eine Einstufung als Wasserdienstleistung determiniert jedoch weder die grundsätzliche Notwendigkeit noch eine spezifische Ausgestaltung der Anwendung des Kostendeckungsgrundsatzes im Bereich infrastruktureller Wasserdienstleistungen. Die Relativierungen des Art. 9 Abs. 1 Unterabsatz 3 sowie Abs. 4 WRRL gewähren den Mitgliedstaaten genügend Freiraum zu einer ausgewogenen Implementierung, die sowohl den Zielen der Richtlinie als auch weiteren gesellschaftlichen Zielsetzungen wie der Förderung regenerativer Energien Rechnung tragen kann. Mit Blick auf die Stromerzeugung aus Wasserkraft können unausgewogene Internalisierungen externer Kosten (URK) vermieden werden. Dabei bietet der Kostendeckungsgrundsatz insbesondere die Chance, auch die Mehrfachnutzung von Stauhaltungen verursachergerecht abzubilden und deren externe Nutzen im Hinblick auf eine Fundierung öffentlicher Zuschüsse bei der Umsetzung von ökologischen Verbesserungsmaßnahmen einzubeziehen.

Literatur

- Desens, S.: Wasserpreisgestaltung nach Artikel 9 EG-Wasserrahmenrichtlinie. - Berlin, Verlag Duncker & Humblot 2008
- Feess, E.: Umweltökonomie und Umweltpolitik. - München, Verlag Franz Vahlen 2007
- Fries, S.; Nafu, I.: Das Kostendeckungsprinzip – und die unbeantwortete Frage nach der richtigen Methodik. In: Korrespondenz Abwasser, Abfall, 53 (2006) 2, S. 154-159
- Hanjürgens, B. Messner, F.: Die Erhebung kostendeckender Preise in der EU-Wasserrahmenrichtlinie. In: Keitz, S. Schmalholz, M. (Hrsg.), Handbuch der EU-Wasserrahmenrichtlinie, S. 399-424. – Berlin, Erich Schmidt Verlag 2006
- Kolcu, S.: Der Kostendeckungsgrundsatz für Wasserdienstleistungen nach Art. 9 WRRL. - Berlin, lexxion Verlag 2008
- Kommission der Europäischen Gemeinschaften: Mitteilung der Kommission an den Rat, das europäische Parlament und den Wirtschafts- und Sozialausschuss – Die Preisgestaltung als politisches Instrument zur Förderung eines nachhaltigen Umgangs mit den Wasserressourcen vom 26.07.2000, KOM (2000) 477 endgültig
- Kommission der Europäischen Gemeinschaften: Aufforderungsschreiben Vertragsverletzung-Nr. 2007/2243. - Brüssel 2007
- Unnerstall, H.: Kostendeckung für Wasserdienstleistungen nach Art. 9 EG-Wasserrahmenrichtlinie. In: Zeitschrift für Umweltrecht, 20 (2009) 5, S. 234-242
- Reinhardt, M: Das Kostendeckungsprinzip nach der Wasserrahmenrichtlinie: Dritter Wasserwirtschaftlicher Gesprächskreis des Instituts für Deutsches und Europäisches Wasserwirtschaftsrecht der Universität Trier am 23.4.2007 in Berlin. In: Zeitschrift für Wasserrecht, 46 (2007) 4, S. 223-230
- RICHTLINIE 2000/60/EG DES EUROPÄISCHEN PARLAMENTS UND DES RATES vom 23. Oktober 2000 zur Schaffung eines Ordnungsrahmens für Maßnahmen der Gemeinschaft im Bereich der Wasserpolitik. ABl. L 327 vom 22.12.2000, S. 1
- WATECO - Common Implementation Strategy for the WFD, Working Group 2: Guidance Document No. 1: Economics and the Environment.

The Implementation Challenge of the Water Framework Directive. –
Luxemburg, 2003

Zimmermann, H. Henke, K.-D.: Finanzwissenschaft. - München, Verlag
Franz Vahlen 2005

Autor:

Dipl.-Kfm. Devid Krull,
RWE Innogy GmbH
Asset Management Hydro
devid.krull@rwe.com

Gildehofstr. 1
D-45127 Essen
Tel.: +49 – 201 – 1214162

Water power potential, development needs, recent projects as well as profitability of hydro power; what are the perspectives & what are the social impacts?

Prashant Kaul

1 Introduction

Hydro Power is a cheap, clean, environmentally friendly and a quality power and needs to be developed fast so that its benefit reaches the consumers. Hydro is among the cleanest end use energy inputs for economic activity, domestic and civic conveniences, climate control, communication and technology.

India has set an objective of providing “Power for all by 2012”. The infrastructure would need the availability of assured and quality power at affordable price through reliable and adequate generation, transmission and distribution facilities. Many reforms have taken place in the electricity sector in the country from time to time. Legal framework governing this sector has also undergone changes but the regulatory regime in India has brought remarkable improvement in the tariff setting and implementation of reforms/liberalized policies laid down in the new legislation.

The present installed generating capacity in India is 167077.36 MW. The hydro capacity with 37367.40 MW is about 22.36%. Thermal accounts for maximum share of 64.85% with 108362.98 MW. It comprises of 89778.38 MW from Coal, 17384.85 MW from Gas and 1,199.75 MW from Diesel. The share of Nuclear is about 2.7% with 4560 MW while Renewable Energy source accounts for the balance 16786.98 MW. Region wise Installed capacity given at Table 1.

During the year 2009-10, though the total ex-bus energy availability increased by 8% over the previous year and the peak met increased by 7.5%, the shortage condition prevailed in India both in terms of energy and peaking availability:

	Energy (MU)	Peak(MU)
Requirement	830,594	119,166
Availability	746,644	104,009
Shortage	10.1%	12.7%

Tabelle 1 REGIONWISE INSTALLED CAPACITY IN INDIA (in MW)

SL.	Region	Thermal				Nuclear	Hydro	R.E.S. (MNRE)	Total
		COAL	GAS	DSL (Diesel)	TOTAL				
1	Northern	23620.00	3813.26	12.99	27446.25	1620.00	13622.75	2777.32	45466.32
2	Western	2929.50	7903.81	17.48	37211.79	1840.00	7447.50	4918.28	51417.57
3	Southern	19172.50	4690.78	939.32	24802.60	1100.00	11299.03	8517.55	45719.18
4	Eastern	17635.38	190.00	17.20	17842.58	0.00	3882.12	344.41	22069.11
5	N. Eastern	60.00	787.00	142.74	989.74	0.00	1116.00	223.32	2329.06
6	Islands	0.00	0.00	70.02	70.02	0.00	0.00	6.10	76.12
7	All India	89778.38	17384.85	1199.75	108362.98	4560.00	37367.40	16786.98	167077.36

2 Why Hydro Power :

Seasonal load curves of the regional grids of India match with the pattern of hydro power generation. During summer/monsoon season when the generation at hydro power plants is maximum, the load factor of the system is high due to heavy agricultural load. During winter, the thermal stations operating at base load and hydro stations working as peak load stations take care of weather beating loads. The Indian power system requirement had been assessed to need hydro and thermal/nuclear power mix in the ratio of 40:60 for flexibility in system operation depending on typical load pattern. The present Hydro Thermal ratio is 23:77 which needs to be corrected immediately to meet peak load requirements as well as system and frequency stability. It is zero cost energy & in a cost plus tariff regime the tariff gets reduced over the years after the debt obligation is over. Status of Hydro Power potential in India given at Table 2.

Tabelle 2 STATUS OF HYDRO POTENTIAL REGION WISE (Installed capacity above 25MW, in MW)

Region/ State	Identified Capacity as per reassessment study	Capacity Developed	*Capacity Under construction	Capacity Developed + Under Construction	Capacity yet to be Developed
NORTHERN	53395	13678.3	7542	21220.3	31042.8
WESTERN	8928	5552	400	5952	2179
SOUTHERN	16458	9327.9	609	9936.9	5953.2
EASTERN	10949	2907.7	2454.0	5361.7	5318.3
NORTH-EASTERN	58971	1116	2876	3992	54364
ALL INDIA TOTAL	148701	32581.8	13881.0	46462.8	98857.2

Note: In addition to above 4785.6MW PSS are under operation.

3 Issues /Problems in Hydro Projects in India

DURING THE PROJECT IMPLEMENTATION STAGE:

Most of the hydro-potential lies in the Himalayan regions which are young, fragile and unstable. Geological surprises are typical in the Himalayan geology and are a major challenge, given the risks of time and cost overruns. The occurrence of natural calamities like cloud burst, flash floods, etc, makes project construction in river valleys even more risky.

Various challenges in Hydro Power development are as below;

Most hydro-projects are located in remote and inaccessible areas, mostly in difficult and hilly terrain. The approach roads through mountains are often prone to landslides, falling rocks, etc. Some projects also face snow and inclement weather conditions. Insurgency and militant activities in remote areas pose a further challenge to the hydropower developer. It becomes difficult to mobilise and retain trained and skilled manpower under such adverse conditions.

a) Financial requirements

Keeping in view the development of 1,00,000 MW potential envisaged in India, with approx. US\$ 1.4 million per MW, capital cost of US \$ 140000 million would be required to finance the Hydro Power Development. An Equity (say 30% of the cost) would be around US\$ 42000 mn. Similar amount will be required for evacuation system and equal amount is anticipated for enhancing the distribution system.

b) Evacuation System from Hydro Potential Region to load centers

Evacuation System particularly from far away Hydro sites to load centers is a challenge to plan on techno commercial acceptable basis. Evacuation system from North East which has got maximum hydro potential in a hostile area with minimum infrastructure is a challenging task. The evacuation system will also face challenge due to different time frame of commissioning of hydro sites. Since these will not be commercially viable in normal planning methodology a special approach to attract fund will be required. Evacuation system from North East to load center of Northern/Western/ Southern has to be properly planned in respect of its evacuation capacity and optimum cost. State Govts and its power utilities role in setting up of evacuation system is very important as ultimate consumers belong to state utilities.

c) Clearances

In Hydro Power Projects which are site specific and no off the shelf solutions are available, lot of clearances are required and the same causes delay in its development. The various clearances involved in large sized projects are as under;

- Environment Clearances
- Forest Clearances
- Inter state aspects clearances from Govt. Agency (Center Water Commission)
- Techno-economic concurrence from Govt. Agency (Central Electricity Authority)
- Local body clearances
- Land and water availability from state

Land acquisition is a significant challenge for hydro-projects. It involves both government and private land. The diversion of forest land is a long-drawn process involving both state and Central governments. As regards private land, the process is elaborate and time-consuming. In some cases, opposition by locals, anti-dam activists and NGOs possess an additional challenge in implementing hydro-projects. Obtaining environmental and forest clearances nowadays involves multi-stage scrutiny, making the process cumbersome and time-consuming. In some cases, getting wildlife clearance is an additional challenge in view of heightened concerns for the preservation of our wildlife.

- Geological clearances from GSI,
- Some additional clearances like Defence, International Issues, etc. are also required depending upon size and location of a Hydro project.

d) Commercial Issues

To attract a financier for a Hydro project, it is essential that the project is techno-commercially viable and PPA is in place.

In the absence of proper study and authentic data/feasibility of the project, financial closure of the hydro projects is a difficult task particularly for the private developer. Similarly, getting concessions from Govt., local clearances and co-operation from concerned organizations in this sector is time & cost consuming.

e) Inconsistency in award of Hydro Projects

Award of the hydro projects is the prerogative of state governments. There is no standard policy for award of project. Every state is following its own policy for award:

- Upfront premium
- Share of free power to home state
- Equity allocation to state govt.
- Memorandum of Understanding (MoU)
- Competitive bidding

Uncertainties in policy framework results in slow development of hydro power and increase in ultimate tariff. Thus clear and transparent policy for award of hydro projects at national level is required. Recently Govt. of India has directed that w.e.f 06.01.2011 all procurement of power by the distribution licensees will be done through competitive bidding route, which may take care of upfront premium issue, but for Hydro the implementation of these directions may be a difficult task.

In recent years there has been an emerging tendency on the part of home states towards demanding upfront premium for the allotment of hydro-projects to developers. Home states in some cases have started imposing new conditions and making additional demands on the hydropower developer over and above those prevalent at the time of granting CCEA clearance to Hydro projects of Govt. Companies. Besides, many hydro-projects in India are involved in inter-state disputes between co-riparian states for water and power sharing, which acts as an impediment to the development of hydro-potential.

f) Resettlement and Rehabilitation

National R&R Policy 2007: The Policy sets minimum benchmarks for the compensation to the Project Affected Families (PAF) .

- It is felt the compensation amount specified in the Policy is not attractive .
- Politicization of the R&R, especially in regard to large hydro projects .
- Slow pace in disposing of PILs by the Judiciary
- Increasing demand for land-for-land, employment to PAF.
- Poor implementation of the R&R package by state govt. although premiere Hydro generating company like NHPC has also its own R&R policy besides the national policy 2007 and provides better facilities for PAF.
- States not enthusiastic on spending earnings from 12% (now 13%) free power on the local area development , although no policy guidelines from Govt. has been issued in this regard.

g) Long gestation period

In India, the gestation period of hydro power plants has been of 5-7 years. Long gestation period of affects the project viability due to:

- Increases in Project cost on account of higher Interest During Construction (IDC) .
- Discourages private investment due to late returns.
- Increases risk perception due to possible change in purchaser's credit profile, demand-supply scenario, supply from other alternative sources .

h) Regulatory Risks

Change of Tariff setting Norms by the Regulatory Commissions. In Tariff Regulation 2009 Regulatory Commission announced that Hydrological risk to be borne by developer and tightened operational Norms. Since electricity sector is regulated, the developer has to absorb these risks also.

4 During The Construction Stage:

Various problems/hurdles being faced by the developer during the construction stage are given below

- **Poor Geological starta in Tunnel:**

Himalayan belt, is of comparatively poor geology and has silt problems. Variation in rock characteristics, existence of cavities/shear zones under high

water pressure affects the progress of tunneling works; burying of tunnel boring machines in the tunnel itself and adopting Drill Blast Method(DBM) method also affect the progress of work.

Case study: Dulhasti HE Project (390 MW) & Pabati-II (800 MW) of NHPC where TBM was buried during the tunneling of HRT.

- **Poor road & Adverse security conditions:**

Bad condition of road leading to project has adversely affected the normal supplies and movement of manpower to project site. Law & order situation, militancy around the project area, labour strikes also affect the progress of the construction work . Dulhasti & sewa –II projects were badly affected due to the above problems.

The above aspects lead to increase in project cost. In a cost plus Tariff regime it creates undue problem for the developer to get adequate return for their investment.

5 Targets set by Government of India for electricity Sector:-

1. Rural Electrification –Top priority. 90% of the project cost subsidized by the central Govt.
2. Mission 2012: Power for All. A comprehensive programme for Power Sector development has been prepared with following objectives:
 - Sufficient power generation to achieve GDP growth rate of 8% ,Reliable power , Quality power ,Optimum power cost ,Commercial viability of power industry, Power for all
3. Per capita availability of electricity to be increased to over 100 units by 2012.

6 Close monitoring to achieve the above objective:-

- **Power Generation Strategy** with focus on low cost generation, optimization of capacity utilization, controlling the input cost, optimisation of fuel mix, Technology upgradation and utilization of Non Conventional energy sources.

- **Transmission Strategy** with focus on development of National Grid including Interstate connections, Technology upgradation & optimization of transmission cost.
- **Distribution Strategy** to achieve Distribution Reforms with focus on System upgradation, AT&C loss reduction, theft control, consumer service orientation, quality power supply commercialization, Decentralized distributed generation and supply for rural areas.
- **Regulation Strategy** aimed at protecting Consumer interests and making the sector commercially viable. Financing Strategy to generate resources for required growth of the power sector.
- **Conservation Strategy** to optimise the utilization of electricity with focus on Demand Side management, Load management and Technology upgradation to provide energy efficient equipment/gadgets.
- To fulfill the objectives of the National Electricity Plan (NEP), a capacity addition of 78,700 MW has been proposed for the 11th Plan (2007-12). This capacity addition is expected to provide a growth of 9.5% to the power sector.

7 Present Status;

During the year 2009-10, a capacity addition targets 14,507 MW was planned, out of which Capacity of 6865 MW has been commissioned till January, 2010.

- Govt. Monitoring

The Ministry of Power has adopted a robust monitoring system for the capacity addition programme so as to see that the cleared projects are executed in time. The monitoring mechanism comprises of 3 broad levels at which monitoring of power projects are carried by the Ministry viz. by the Central Electricity Authority; by the Ministry of Power; and through the Power Project Monitoring Panel (PPMP).

The Central Electricity Authority (CEA) has a nodal officer associated with each on going project which continuously monitors the progress at site through frequent visits and continuous interaction with utilities.

An Advisory Group under the chairmanship of the Hon'ble Minister of Power has been set up to suggest the ways and means to achieve the 11 Plan capacity addition target. The Eleventh Plan Capacity Addition Programme is also monitored by the Planning Commission, PMO and the Cabinet Secretariat as well.

8 Solutions to the issues

- In order to overcome the challenges faced by the hydropower developer, there is an urgent need to remove impediments in the expeditious development of hydropower projects. For example, the existing procedure of obtaining various clearances is cumbersome and time-consuming, especially when it comes to environmental and forest clearance.
- Land acquisition is another area of concern that needs to be addressed by state governments. It takes about two-three years for the land acquisition process; this needs to be reduced.
- The rehabilitation and resettlement of the project-affected people is another area where extensive cooperation and support from the state government besides political will is required for the smooth and timely implementation of the project.
- It is necessary to maintain a favourable law and order situation to provide an enabling work environment for the uninterrupted execution of the Hydro projects.
- It would also be worthwhile considering the development of basic infrastructural facilities such as road connectivity, communication, etc, by the state government, which would attract investment and help in the expeditious implementation of hydropower projects located in logistically difficult areas and this would result in lower capital cost.
- In view of the critical role of state governments in the successful implementation of hydro-projects, the developer can make them stakeholders and partners in project development through the joint venture route wherever feasible.
- Resolving inter-state issues involving co-riparian states is another area where Central government intervention would be helpful in implementing projects involving water-sharing issues. Water being a national asset, evolving a broad consensus on shifting water from the state list to the concurrent list through a Constitutional amendment is another possible solution.
- In order to improve the availability of long-term finance at lower rates of interest, it would be worthwhile to consider enhancing the exposure limit of lending institutions for enhanced credit flow to the hydro-sector.

- As far as the role of the developer is concerned, more emphasis has to be laid on extensive surveying and investigation so as to minimise the risk of geological uncertainties during execution.
- Greater sensitivity towards environmental issues and their compliance, effective implementation of the R&R policy, and improving communication with the locals and project-affected families (PAFs) to make them partners in progress through a shared vision would be helpful in the smooth execution of hydro-projects.
- The development of trained and skilled manpower through structured training programmes at reputed institutions and the development of ITIs for re-training and imparting technical skills to locals and PAFs would go a long way in providing employment and enhancing the availability of trained manpower. The provisions of Hydro Policy 2008 in this regards needs to be implemented seriously by the state Govt. for project affected families. NHPC is taking lead in this regard by opening professional colleges in the home states for PAF besides schools & hospitals.
- Hydropower projects bring development and prosperity to the entire region and deserve a special status to attract investment & should be given additional return for investment in tariff setting by regulators.
- Public sector companies in Hydro power play a very important role in developing large hydro potential as these are equipped with best infrastructure ,specialized man power and expertise in Himalayan geology. They need to be strengthened. Small and medium size Hydro potential (up to 100 MW) may be developed by Private developer but investment in large size and mega projects may not be taken up by private companies easily due to risks associated with it.
- A recent policy issued by Govt. of India regarding development Provision of supply of electricity in 5 Km area around Central Power Plants is a welcome step to address the concerns of Project Affected Families and shall improve the availability of Power supply in the remote areas of the company and create trust in the minds of local people and change their mindset in objecting the development of Hydro.

References:

Data from CEA website.(www.cea.nic.in)

Information from Ministry Of Power website (www.powermin.nic.in)

Authors:

Prashant Kaul
Chief Engineer(Comml.)
NHPC LTD.
E-Mail- prashantkaul@nhpc.nic.in,
Mobile No.91- 9810641220
T/FAX-91-129-2255706

Assessing environmental effects of hydropower peaking by 3D numerical modeling

Stephan Mark Spiller, Nils Rüther, Kiflom Belete, Brandon Strellis

The aim of the present study is to evaluate whether 3D numerical modeling is suitable to predict frequent load fluctuations in natural rivers according to different hydro power operation schemes. The study is carried out in the framework of the Center of Environmental Design of Renewable Energies (CEDREN). The objective of the centre is to develop and disseminate effective design solutions for renewable energy production that take adequate account of environmental and societal issues, both locally and globally. The focus of the present study is on the simulation of highly unsteady flow, including strongly varying water levels in a natural river reach of approximately 1.2 km length and 75 m width. The flow in the river reach is highly complex, since it includes river bends as well as large pool / riffle sequences. The model will be verified by measurements of 3D velocities and water levels. In the future, these results will be used to investigate morphodynamic changes and risk for potential fish stranding areas.

Das Ziel der vorliegenden Studie ist es ein dreidimensionales, numerisches Programm auf einen Flussabschnitt mit lokal und zeitlich starken Wasserspiegellagenschwankungen anzuwenden und zu beurteilen ob dieses numerische Programm in der Lage ist die richtigen Wasserspiegellagen vorherzusagen. Die Studie ist im Rahmen des Center of Environmental Design of Renewable Energy (CEDREN) durchgeführt. Das Ziel des Forschungsprojektes ist die Entwicklung und Verbreitung wirksamer Lösungen für erneuerbare Energien, welche ökologische und gesellschaftliche Problematiken in Betracht ziehen. Der Fokus der vorliegenden Studie beruht auf der Simulation von stark instationären Abflüssen einschließlich stark schwankender Wasserstände in einem natürlichen Flussabschnitt von ca. 1.2 km Länge und 75 m Breite. Die Strömung in diesem Flussabschnitt ist aufgrund von Flussschleifen und ausgeprägten Pool / riffle Sequenzen sehr komplex. Die Simulationsergebnisse werden mit gemessenen Wasserständen verglichen. In Zukunft werden die Resultate dieser Studie genutzt um Untersuchungen in den Bereichen morphodynamischer Veränderungen sowie Risiken möglicher Fisch Strandung durchzuführen.

1 Introduction

In the near future the production of electricity through hydropower peaking will increase dramatically. Especially Norway, where geographical situation and easy availability of the natural resource water favor hydropower peaking, will experience changes in electric power production schemes. When meeting peak load requirements, a power station is turned on at a particular time during the day. It generates power at a constant load for a certain number of hours and is then turned off or set to a different load for another time period, resulting in a high variability of flow discharges. Where reservoir hydro schemes are operated primarily to provide peak load services, particular environmental risks should be considered in any environmental impact assessment. At a minimum, focus should be on water quality, fluvial geomorphology, riparian vegetation, macro invertebrate, and fish communities underpinned by a sound hydrological analysis.

The most important issues are fast and frequent water level changes when stopping or starting production. From a morphological point of view this may result in an increased seepage-induced erosion of riverbanks as well as in special sorting processes of bed substrate, resulting in reduced hydraulic conductivity as well as clogging processes due to sedimentation of fines. From an ecological point of view this may have an impact on macro invertebrate and fish communities exposing them to flash floods and an increased stranding risk.

The motivation for the study was therefore to apply a 3D numerical code to a natural river reach in order to evaluate whether the program is usable to predict harm to the environment. Using CFD in hydraulic engineering applied to natural rivers has a young history. Rüther et al (2010) gives a short overview of CFD models applied to natural streams. Baranyi & J  zsa (2006) modeled the flow characteristics of a 4 km long reach of the river Danube with a CFD code called SSIIM (Olsen 2010) and concluded that measured velocities and turbulent kinetic energy are well reproduced by the model. Abad et al (2008) modeled the complex flow in a bend with 5 subsequent, submerged weirs over the total length of approximately 200 m and 20 m width with the commercial CFD code Flow3D 9.0 (Flow Science, Inc., Santa Fe, N.M.). They concluded that the CFD model reproduced the general pattern of the flow through the reach, including the recirculation zones in the vicinity of the weirs. All the before mentioned studies used the Reynolds-averaged Navier-Stokes equations and the standard k-Epsilon turbulence closure. The simulations were carried out for a steady state discharge. In all the cases, the flow is not subject of a flow change from subcritical to super critical.

Therefore, the present study aims to use a commercial CFD code to simulate highly unsteady flow with strongly varying discharge and consequent strongly varying water levels in a river reach with alternating pool and rapid sequences. The commercial code is called Star CCM+ (CD-adapco, Melville, NY, USA) and is introduced in chapter 3. The experimental field site is introduced in chapter 2. Chapter 4 describes the results and chapter 5 sums up the main conclusions and gives an outlook to further research.

2 Field Site

The River Nidelva has its catchment in mid Norway, south-east of Trondheim. The Nidelva watercourse has its source near Sylan in Sweden and flows westwards out to sea in Trondheim. The distance from the source to the sea is 160 km and the catchment area of the watercourse is 3100 km². The river Nidelva is characterized by several hydro power plants and is therefore highly regulated. The investigated study reach, shown in figure 1, is approximately 1200 m long and is located 5 km south of Trondheim. Located at the upstream boundary of the study reach, is the outlet of the last hydropower plant before river Nidelva flows into the Trondheim fjord. Downstream of the power plant, the river is characterized by sequences of large bended pools and rapids as it is depicted in figure 1.

Right after the upstream pool, the water heads for a rapid and changes from sub to supercritical flow. As it can be seen in the aerial photo in figure 1, this section is characterized by strong surface waves and local hydraulic jumps. The rapid continues throughout the subsequent bend and leads to a pool which ends in the models downstream boundary condition. The bed elevation difference between the end of the upstream pool and the beginning of the downstream one, is approximately 3.0 m

The data to establish the digital elevation model and the grid for the numerical simulation was gained from digital maps with detailed elevation lines as well as bathymetry measurements. The bathymetry measurements were taken by boat, kayak and wading. The measurements taken by boat and kayak are based on a single beam echo sounder measurement coupled with a differential global positioning system (D-GPS). The measurements taken by wading are based on D-GPS only. An upstream cross section was subject of Acoustic Doppler Current Profiler (ADCP) measurement.



Figure 1 Aerial photo of the study site. Flow direction from down right to up left.

3 Numerical method

The commercial CFD software Star-CCM+ (CD-adapco 2010) uses a volume-of-fluid (VOF) method to solve various engineering problems. The application deals with Certificate Trust List (.stl) files to remesh the geometry surface for further handling. To create a volume mesh, it offers three techniques to choose from. Those are tetrahedral, trimmed (hexahedral) and polyhedral cell shape based core mesh models. For more accurate observation of important regions, a finer grid can automatically be generated around derived parts.

Star-CCM+ provides several physical models for an efficient simulation, including Large Eddy Simulation (LES) and Reynolds-Averaged Navier-Stokes (RANS) turbulence models.

For the current study, a trimmed (hexahedral) mesh was generated with an anisotropic cell size distribution in the z-direction. This leads to comparatively shallow cells along a slightly inclined plane in the position of the water surface level. The cell height increases with the distance to the water surface.

The base size for the x and y extension of the cells is 3m while the height of the cells varies from 10% of the base size (0.3m) in the area around the water surface level, to several meters in regions with less required accuracy. The total number of cells is 7.600.000.

For the present simulation, describing a multiphase flow of water and air, a three dimensional, implicit unsteady, gravity driven, segregated flow model together with a k-Epsilon, RANS turbulence model was chosen.

4 Results

Figure 2 displays the digital elevation model, used for the simulation. The observed region spans altitudes between 0.25 m and 66.25 m over the mean sea level, while several pool structures are visible along the course of the river.

The alternation of pool and riffle sequences produces clear rapid areas that could very well be reflected in the numerical results. Figures 3 and 4 show the water surface of the steady state flow before and after a hydropower peaking operation, shaded by the surface velocity magnitude. While figure 3 gives an overview over the entire study reach, figure 4 offers a closer look upon the rapid sequence in the center of the study reach, from a perspective point of view.

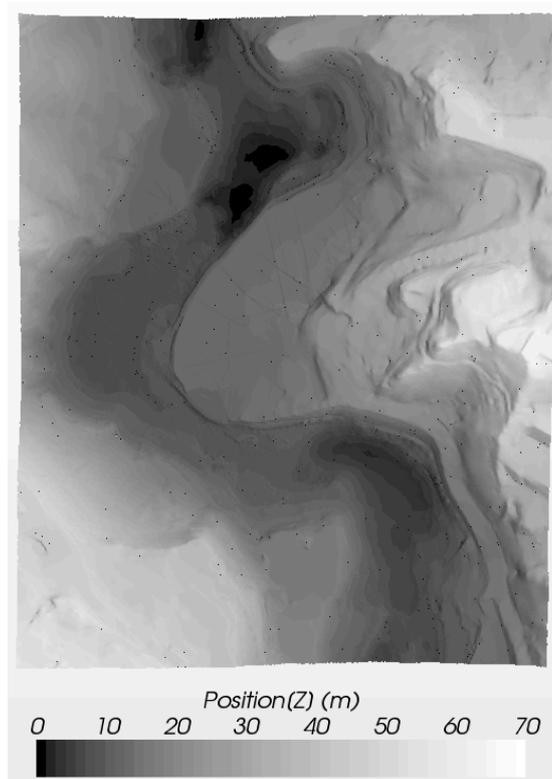


Figure 2 Digital elevation model of the study reach

The simulated scenario begins with the development of a steady state river flow with a discharge of $150 \text{ m}^3/\text{s}$ (see figures 3 and 4 left). During this state, the water depth at the deepest point of the upstream pool was about 8.5 m with a surface velocity of 0.6 m/s. The following section of rapids accelerated the mean flow up to 4 m/s. Some scattered points within the rapids, even reached velocities just over 5 m/s. Short before the outlet boundary, another pool slowed the flow down to a mean velocity of about 1 m/s. Recirculation zones, developed along the undercut slopes of the river and appear as dark areas in figure 3 and 4.

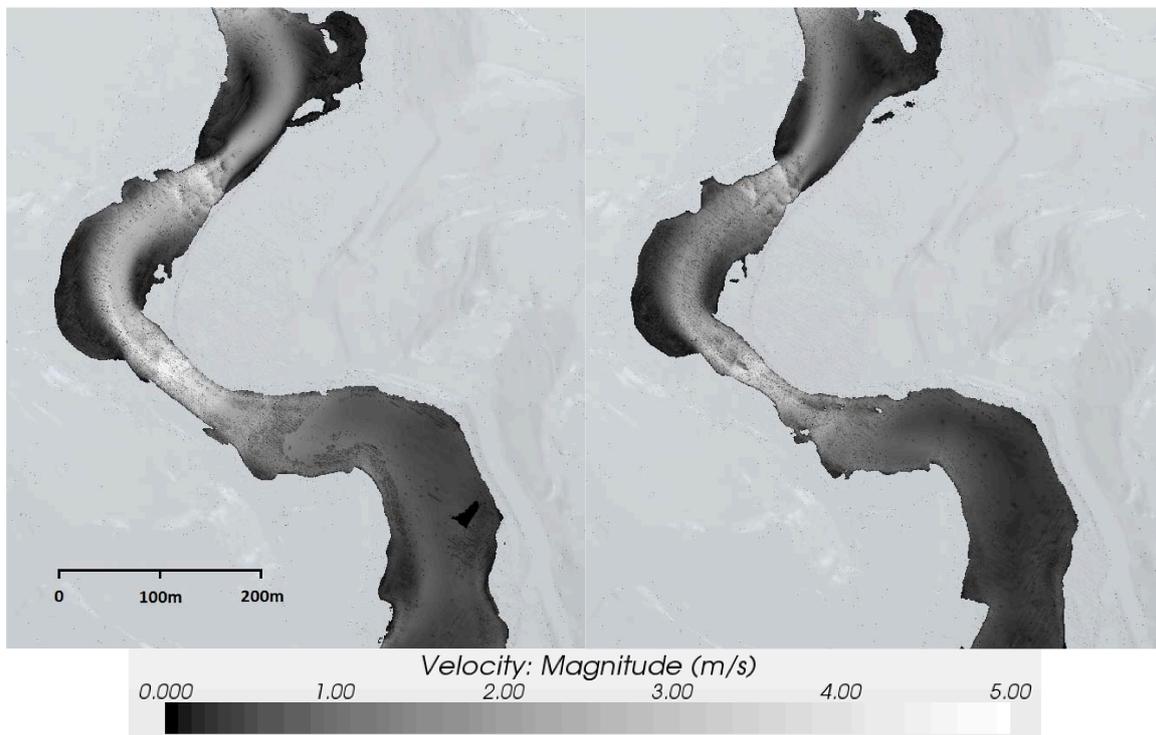


Figure 3 Water surface location and velocity at $150 \text{ m}^3/\text{s}$ (left) and $50 \text{ m}^3/\text{s}$ (right)

After the achievement of this fully developed situation, a hydropower peaking operation was initiated. During 20 minutes, the inflow discharge was decreased linearly from $150 \text{ m}^3/\text{s}$ to $50 \text{ m}^3/\text{s}$. This extreme event corresponds to a negative ramping rate of $5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{min}$. Figures 3 and 4 (right), show the water surface of the fully developed flow after the hydropower peaking scenario. Due to less discharge, the mean water level was lowered. In the upstream pool, a new maximum water depth of 8 m was reached while the surface velocity in this part was 0.3 m/s. Despite the lower discharge, the velocity along the rapid sequences remained comparatively high, with magnitudes of about 3 m/s. This corresponds to the much slighter width of the river in this part, compared to the situation before the hydropower peaking event. Besides the velocities, also the wetted area within the riverbed was significantly reduced. Parts of the river dried out and left several areas for potential fish stranding. Furthermore, the expanse of

the recirculation zones was reduced as a consequence of the lower discharge and water level.

Throughout the highly unsteady process of the hydropower peaking scenario, a constant dry out of the riverbed began to develop. With its origin at the inlet of the study reach, over time this effect was carried forward towards the downstream boundary. The discharge at the outlet, located approximately ca. 1200 m away from the inlet, showed a first response 8 minutes after the beginning of the inflow decrease. Almost steady state conditions were reached about 45 minutes after the development of the new inflow discharge.

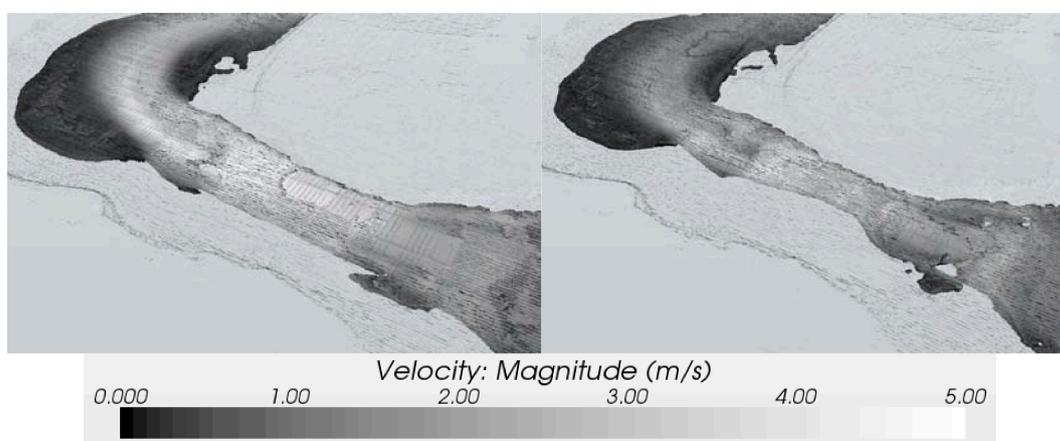


Figure 4 Water surface velocity in rapid area at $150 \text{ m}^3/\text{s}$ (left) and $50 \text{ m}^3/\text{s}$ (right). Perspective view.

5 Conclusion and further research

The present study documents the flow simulation of a highly unsteady flow process with a commercial 3D CFD code. The modeled natural river reach is 1200 m long, 75 m wide and is characterized by alternating pool and rapid sequences. Throughout the simulated scenario, the discharge is reduced from $150 \text{ m}^3/\text{s}$ to $50 \text{ m}^3/\text{s}$ with an extreme negative ramping rate of $5 \text{ m}^3/\text{s}/\text{min}$.

The study shows that it requires a large amount of CPU power to simulate such a complex flow at highly unsteady conditions. However, the study shows also that the results of the simulation have great potential for the investigation of wetted areas as well as shear stress and velocity distribution along the reach during a strong decrease of discharge. The authors see a great potential in the fact that the model was able to calculate the flow change from areas with sub critical flow, to flow in rapids dominated by high velocities and severe surface waves.

The goal of this study was to identify a CFD model which is capable of simulating flow changes in natural rivers with highly unsteady flow rates. Further studies will use an improved digital elevation model along the rapids and will use measurements of averaged cross sectional velocities and shear stress estimations to verify the numerical model. In addition, the model will be applied to cases of extreme discharge increase in order to study additional forces on the river bed. Finally, the model range will be extended to areas further downstream where existing data of stranding areas is available.

References

- Abad, J. D. Rhoads, B. L. et al.: Flow structure of different stages in a meander-bend with bendway weirs. In: *Journal of Hydraulic Engineering* 134(8), (2008), 1052-1063.
- Baranya, S. Józsa, J.: Flow analysis in river Danube by field measurement and 3D CFD turbulence modelling. In: *Periodica Polytechnica: Civil Engineering* 50(1), (2006), 57-68.
- CD-adapco: User Guide Star-CCM+ Version 5.06.007, (2010).
- Rüther, N. Jacobsen, J. Olsen, N. R. B. Vatne, G.: Prediction of the three-dimensional flow field and bed shear stresses in a regulated river in mid-Norway. In: *Hydrology Research* 41(2), (2010), 145-152.
- Olsen, N.R.B.: SSIIM manual, <http://folk.ntnu.no/nilsol/ssiim/manual3.pdf> (2010)

Authors:

Stephan Mark Spiller, M.Sc.,
Dr. Nils Rüther (PhD),
Dr.-Ing Kiflom Belete
NTNU, Norway,
S.P. Andersens veg 5,
N-7491 Trondheim,
Tel.: +47 - 735 92409
stephan.spiller@ntnu.no

Brandon Strellis
Mason Building
790 Atlantic Drive
Atlanta,
GA 30332-0355 P

Flow investigations for fish pass Lauffen/Neckar in field and laboratory

Béla Sokoray-Varga*, Roman Weichert**, Boris Lehmann*

The present study deals with ADCP fixed-boat measurements carried out in the outflow region of a hydro power plant in the river Neckar, where the entrance of a new fish pass is planned. The investigated region is characterized by highly turbulent flow influencing the ADCP data quality. The applied methodology of capturing the mean velocity field is presented, with considerations on filtering possibly erroneous samples using the “error velocity” value.

Die vorliegende Studie befasst sich mit ADCP-Punktmessungen, die im Nahfeld des Saugrohraustritts der Wasserkraftanlage Lauffen am Neckar gemacht wurden. An dieser Stelle ist der Einstieg einer neuen Fischaufstiegsanlage geplant. Der untersuchte Bereich ist durch hochturbulente Strömungen gekennzeichnet, welche die Qualität der ADCP-Aufnahmen beeinflussen. Die angewandte Methodik zur Erfassung der mittleren Fließgeschwindigkeiten wird vorgestellt, mit Überlegungen zur Filterung von eventuell fehlerhaften Proben durch den „error velocity“-Wert.

1 Introduction

One of the most challenging tasks in designing fish passes is to develop a fish pass entrance region with an effective fish attraction level. Guidelines recommend placing the entrance of the fish pass as close as possible to the outflow of the hydro power plant. So, considering the near-field attractivity of the fish pass, fish have to be able to locate the entrance beside the strong and highly turbulent current of the hydro power plant while the flow rate from the fish pass entrance is relative small. An important basis of the orientation for fish migrating upstream is the detection of the mean flow. The near-field attractivity can be consequently achieved by producing appropriate hydraulic conditions so that the entrance is detectable by fish.

In a current project of the Federal Waterways Engineering and Research Institute (BAW) attractivity issues of a planned fish pass in the river Neckar at Lauffen are studied using a laboratory model and field measurements. The

entrance of the fish pass is planned to be located on the left bank next to the outflow of the hydro power plant (Figure 1). The investigations aim to achieve effective hydraulic conditions in the entrance region, so that the outflow of the fish pass is detectable for fish migrating upstream.

The main focus of the investigations is to study the hydraulic conditions at the confluence of the outflow from the fish pass and the current of the hydro power plant in a laboratory model with a scale of 1:10. As only the investigation of the near-field situation was scheduled in the setup for the scale model, the approximately 100 m wide weir field of the barrage and the right bank were not included in the model. In order to achieve a good representation of the natural flow in the model field measurements have been carried out. These are intended to be used as validation data for the model.

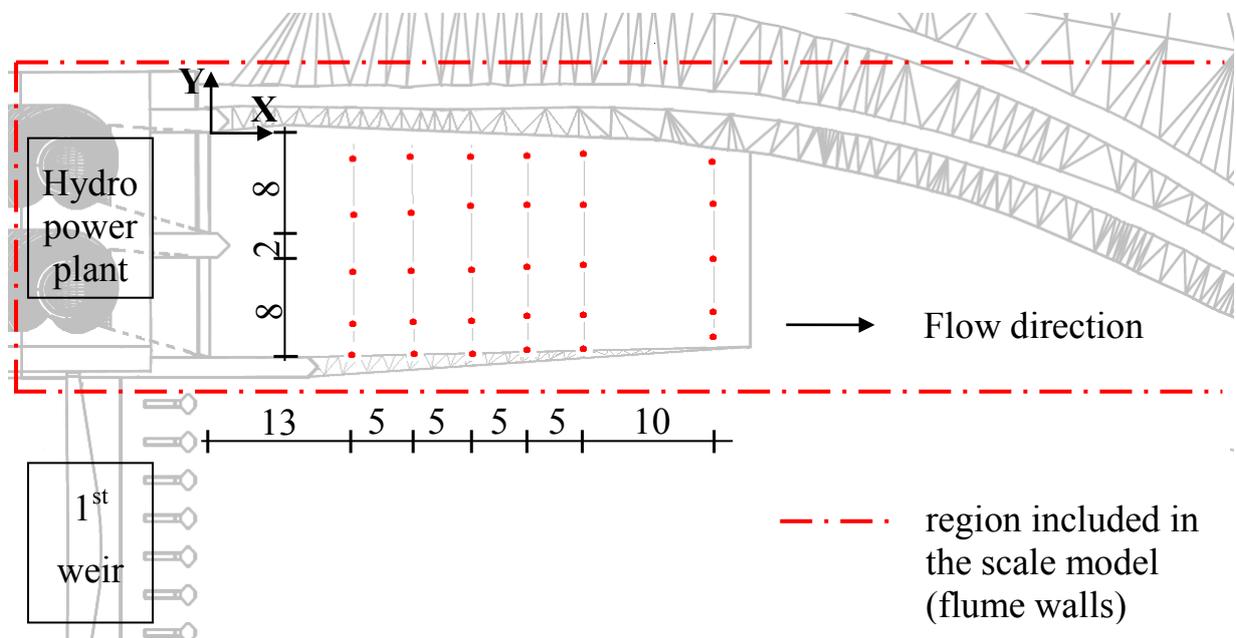


Figure 1 Plan view of the modelled region, borders of the scale model, and the locations of the ADCP fixed-boat measurements (units: meters in prototype).

An ADCP (Acoustic Doppler Current Profiler) has been used to capture the mean velocity field in the investigated region by doing fixed-boat measurements (e.g. Muste et al. 2004b, Baranya 2010) at the locations indicated in Figure 1.

The ADCP measurements were carried out during a week where a discharge of about $45 \text{ m}^3/\text{s}$ flew through the hydro power plant and no flow over the weirs. During the measurements the ADCP was mounted on a standard vessel that was held at the locations indicated on Figure 1 by ropes. This is not a rigid fixing, a displacement of the vessel could occur in vertical sense due to water surface level variations and to some extent also in horizontal sense due to the surface velocity variations. A DGPS was used to provide a velocity reference.

2 Some considerations on ADCP measurements in turbulent flow

The investigated region is situated next to the outlet of the turbines and is therefore characterized by high turbulence and flow structures of different time and length scales. Such flow characteristics cause disturbances in the horizontal homogeneity of the flow velocities, and may weaken the accuracy of the ADCP measurements. Data obtained from such flow conditions need to be examined with respect to the possible measurement errors.

ADCP is an acoustic water current meter that can measure the 3-dimensional flow velocities in depth cells along a water column. To get the 3D velocity vector the applied ADCP uses four acoustic beams as shown in Figure 2 (for detailed descriptions see RDI 2006). As acoustic sensors are only able to measure the beam-axis components of the velocity, the reconstruction of the 3D velocity vector occurs in two consecutive steps. First is to measure the beam-axis velocity components in the four different sampling volumes (Figure 2), and second is to combine the measured beam-components to a 3D velocity vector. Accordingly, one pair of beams allows the reconstruction of one horizontal and the vertical components, and using two pairs' results in two independent measurements for the vertical component.

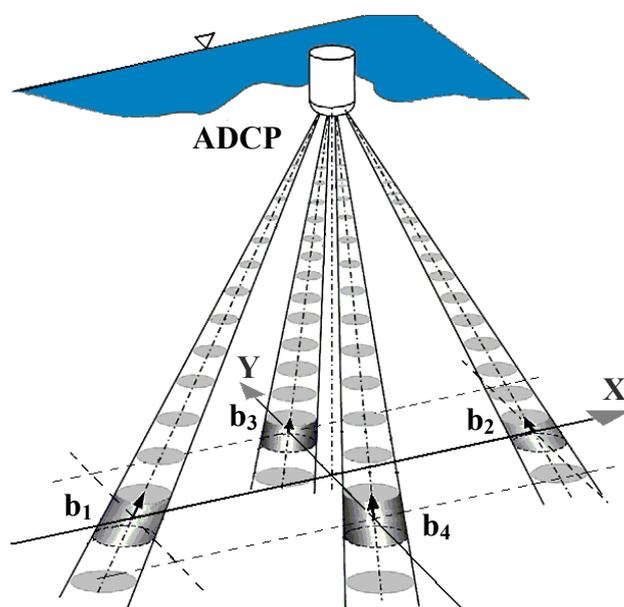


Figure 2 Beam geometry of the used ADCP (after Muste et al. 2004a) showing the sampling volumes of a depth cell and the corresponding beam-components

Each beam is performing its own measurements along its own axis. Due to the beam inclination the beams are sampling in volumes that are located horizontally further away from each other as the sampling depth increases.

During the reconstruction of the 3D velocity vector data from all four beams are used, so that the velocities in the four sampling volumes are practically averaged during the process and a type of spatial average is generated. The reconstruction is done using a trigonometric beam-to-orthogonal transformation (RDI 2010):

$$U = \frac{1}{2 \cdot \sin \varphi} (b_1 - b_2); \quad V = \frac{1}{2 \cdot \sin \varphi} (b_4 - b_3); \quad W = \frac{1}{4 \cdot \cos \varphi} (b_1 + b_2 + b_4 + b_3),$$

where b_i are beam-components, and U, V, W orthogonal components (Figure 2).

The trigonometric reconstruction is correct only if the flow velocity distribution is horizontally homogeneous. Even one sampling volume with deviant velocity affects at least 2 orthogonal velocity components. As an indicator for non-homogeneous velocity distribution the so called “error velocity” is delivered by the instrument for every sample in each depth cell (RDI 2010), involving the horizontal components from all of the four sampling volumes as:

$$e = \frac{1}{\sqrt{2} \cdot 2 \cdot \sin \varphi} (b_1 + b_2 - b_4 - b_3)$$

A threshold value for the error velocity can be set in the ADCP, so that samples collected with a too high value are filtered out during the measurement.

The flow characteristics in the investigated flow region constitute flow conditions where a large amount of erroneous samples were expected during the measurements. The strategy of the field survey was therefore to measure at the highest possible sampling rate, to allow the recording of even suspicious vectors and to filter the measured values within a post-processing step. Accordingly, the error velocity threshold was set to the relative high default value of 2 m/s so that the collection of less accurate samples was allowed.

For an adequate description of the mean flow velocity data has to be collected over a sufficient sampling time length while the instrument is held at the same location (fixed-boat measurement). Collecting long enough, the derived statistical features become stationary. This is usually verified by inspecting the stability of statistical features as a function of the sampling time length e.g. the cumulated mean function of the velocity, or the normalized mean square error function (Muste et al. 2004b, Gonzalez-Castro et al. 2000).

The sampling rate can not be specified directly for the ADCP as the processing cycle of one sample includes signal processing and data transmission times depending on the number of depth cells (RDI 2006). The processing cycle time can be reduced by selecting suitable sampling settings, for example reducing the cell number. In case of the maximal water depth of 4.2 m and a cell depth of 20 cm the number of cells could be reduced to 22 (instead the default of 30). The blank time between pings was also reduced to 5 ms.

3 Analysis and results

The water depth varied between 2.5 m and 4.2 m in the investigated region, as the bottom level has a constant gradient elevating in flow direction. Due to the beam-geometry the instrument could not deliver vectors from the lowest depth range of 1.2 m. The first measured depth cell from the water surface was at 0.51 m depth. The instrument could reach a sampling rate of about 4.5 Hz in all of the locations. The sampling time interval was set to 10 minutes.

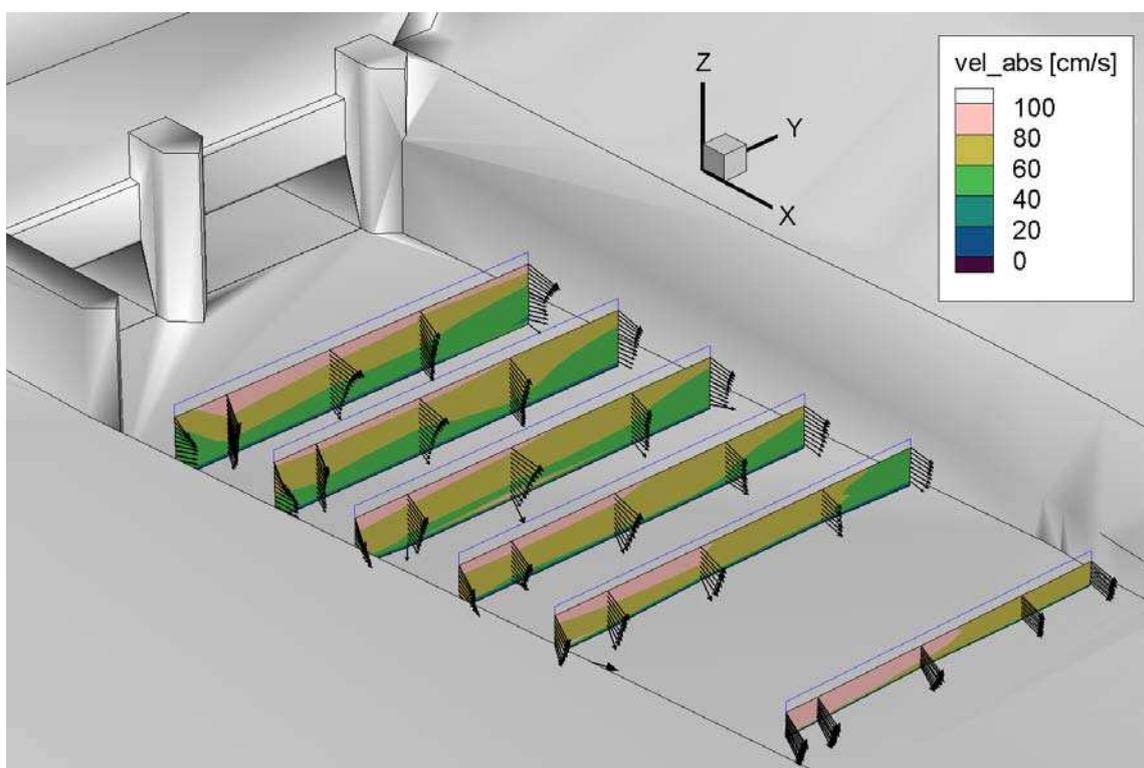


Figure 3 The mean velocity vectors with the distribution of the magnitude of the 3D velocity vectors

The resulting mean velocity vectors of the measured depth cells and the interpolated fields of the velocities (Figure 3) show a plausible distribution both along the verticals and in the cross-sections. The ADCP classified most of the samples as valid and only 1-3 % as erroneous, although the flow was highly turbulent and large quantities of air bubbles were in the flow according to visual inspection. In order to examine the quality of the records, the data of each depth cell was examined. The steps of the examination are described in the following demonstrated on an example depth cell from the cross-section nearest to the outlet. Note that the measured ranges of the vertical velocity components were an order of magnitude smaller than those of the horizontal ones; so the vertical component is not discussed in the following analysis.

The cumulated velocity functions (Figure 4) showed that the 10 minutes sampling time length was long enough for the vast majority of the profiles, only some depth cells near the outlet seem to require some additional sampling time.

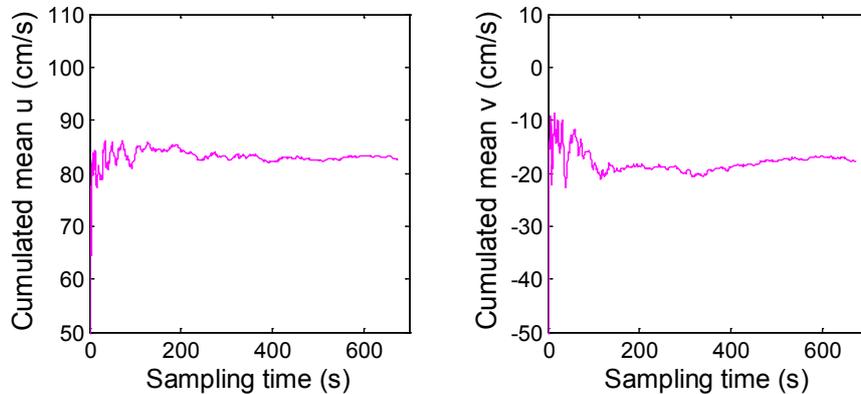


Figure 4 Sensitivity of the velocity against the sampling time length

As the default error velocity threshold was used during the measurements, samples of lower accuracy (hence higher error velocity value) may also be among the data. To examine the possible influence of such samples on the quality of the data, the sensitivity of the mean velocity against the error velocity threshold was examined (Figure 5). One can observe that reducing the threshold removes samples having high error velocity values, and the rate of the valid samples (dashed line) is reduced. At the same time this modifies the value of the mean velocity (solid line), and is consequently a relevant parameter. For the specification of an acceptable threshold, the local flow characteristics should also be taken in account, since different turbulence levels probably allow different tolerances.

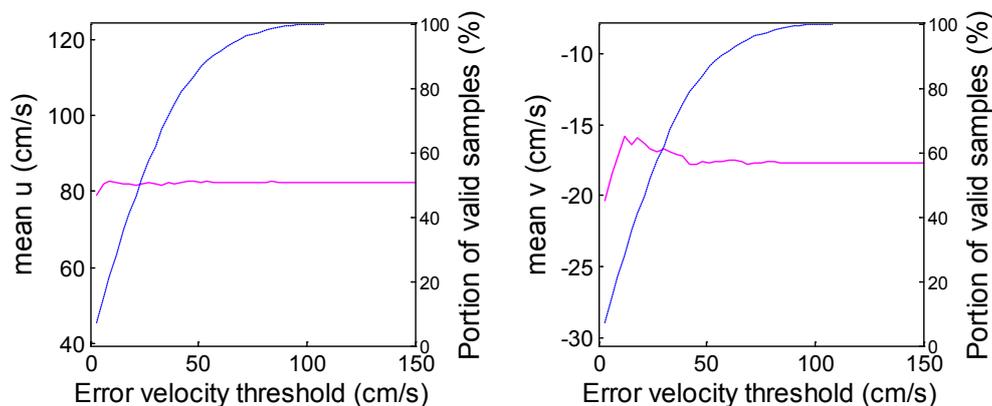


Figure 5 Sensitivity of the mean velocity against error velocity threshold (solid line: mean value; dashed line: portion of valid samples)

The use of the standard deviations calculated from the measured horizontal components was examined as a possible threshold for the error velocity. A

threshold for a filter is required to be more-or-less invariant against the filtering process, so the sensitivity of the measured standard deviation was inspected against error velocity threshold (Figure 6). The inspection showed no significant sensitivity. Note that the values of the standard deviations in X and Y directions were only little differing, and their values generally lied between 30 and 50 cm/s.

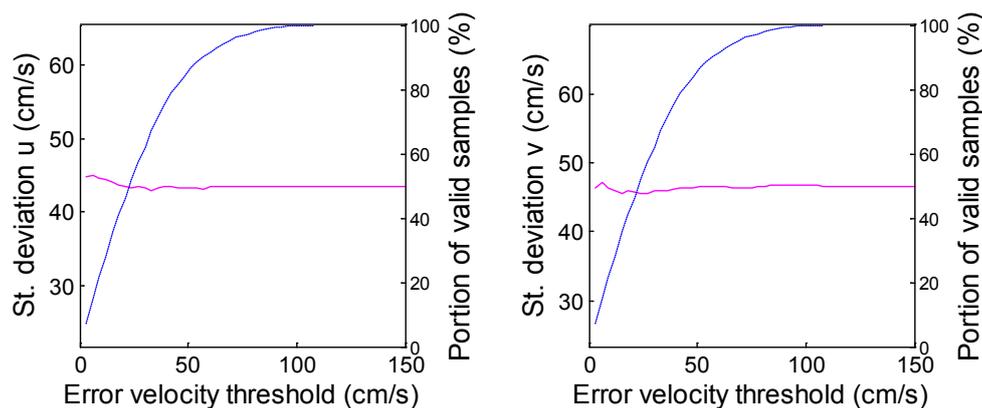


Figure 6 Sensitivity of the standard deviation of the velocity against error velocity threshold (solid line: mean value; dashed line: portion of valid samples)

Applying the average of the two horizontal standard deviations as error velocity threshold on our data resulted in over 70 % of valid samples for the vast majority of the depth cells, and did not significantly change the magnitudes of the velocities.

4 Conclusions

ADCP fixed-boat measurements have been carried out in the outflow region of a hydro power plant. The flow is characterized by highly turbulent flow and large quantities of air bubbles observed on the water surface. Despite of these flow conditions the ADCP classified over 97 % of the samples as valid for a vast majority of the depth cells.

The mean velocities were calculated based on the time-series collected for 10 minutes. The mean values reached a statistical stationary value in most of the depth cells. The calculated mean velocities showed a plausible distribution both along the verticals and in the cross-sections. The sensitivity of the mean velocities has also been examined against the error velocity threshold and it did not show significant changes with the used threshold.

The measurements provided the mean flow velocity field of the entrance region of the planned fish pass. The results can be used as validation data for the scale

model, so that the needed flow rate of the fish pass can be determined with a higher certainty. Further investigations are needed to determine if other discharges have significant effects on the flow field, and if field measurements are necessary for those cases.

References

- Baranya, S.: Three-dimensional analysis of river hydrodynamics and morphology, Budapest University of Technology and Economics, PhD Thesis, 2010
- González-Castro, J.A., Oberg, K. & Duncker, J.J.: Effect of Temporal Resolution on the Accuracy of ADCP Measurements, Proceedings ASCE Conference, Minneapolis, 2000
- Muste, M., Yu, K. & Spasojevic, M.: Practical aspects of ADCP data use for quantification of mean river flow characteristics; Part I: moving-vessel measurements, Flow Measurement and Instrumentation 15 (2004) 1–16, 2004, Vol. 15, pp. 1-16
- Muste, M., Yu, K., Pratt, T. & Abraham, D.: Practical aspects of ADCP data use for quantification of mean river flow characteristics; Part II: fixed-vessel measurements, Flow Measurement and Instrumentation, 2004, Vol. 15, pp. 17–28
- RD Instruments: Acoustic Doppler Current Profiler - Principles of Operation; A Practical Primer, Manual, RD Instruments, 2006
- RD Instruments: ADCP Coordinate Transformation - Formulas and Calculations, Manual, RD Instruments, 2010

Authors:

Dipl.-Ing. Béla Sokoray-Varga,
Dr.-Ing. Boris Lehmann
Karlsruher Institut für Technologie
Institut für Wasser und
Gewässerentwicklung
Campus Süd
76128 Karlsruhe
Tel.: +49 – 721 – 97263615
sokoray@kit.edu
B.Lehmann@kit.edu

Dr. sc. tech. Roman Weichert
Bundesanstalt für Wasserbau
Abteilung Wasserbau im
Binnenbereich
Kußmaulstraße 17
76187 Karlsruhe
Tel.: +49 – 721 – 97262660
roman.weichert@baw.de

Umfassende ökologische Untersuchungen an der Wasserkraftanlage Döbritschen/Saale – eine Bilanz nach 5 Jahren Forschung

Maria Schmalz, Konrad Thürmer, Wolfgang Schmalz

An der Wasserkraftanlage Döbritschen an der Saale wurden seit dem Jahr 2003 mit Unterstützung der Deutschen Bundesstiftung Umwelt umfangreiche Forschungen, verbunden mit weitreichenden ökologischen Verbesserungen durchgeführt. Dabei wurden die Bereiche Mindestwasser, Fischschäden, Fischabstieg und Fischaufstieg umfassend untersucht.

At the hydroelectric power plant „Döbritschen“ at river Saale extensively researches were carried out since 2003, connected with far-reaching ecological improvements. The project was supported by the Deutsche Bundesstiftung Umwelt. In this context minimum flow, fish injuries, upstream and downstream fish migration were investigated comprehensively.

1 Einleitung und Zielsetzung

Wasserkraftanlagen beeinflussen die Ökologie eines Fließgewässers hinsichtlich mehrerer Faktoren. Die Wehranlage sorgt für eine Unterbrechung der flussaufwärts gerichteten Durchgängigkeit und für einen Aufstau des Gewässers mit chemischen und strukturellen Folgen. Die Ausleitung von Wasser beeinträchtigt den Teil des Gewässers, dem dieses entzogen wird. Der Betrieb von Turbinen ohne ausreichende Schutzmöglichkeiten kann Fische verletzen und töten. Das Konfliktpotenzial zwischen Wasserkraftbefürwortern und –gegnern ist aufgrund dieser Beeinträchtigungen sehr hoch.

An der Wasserkraftanlage Döbritschen wurden seit dem Jahr 2003 viele der genannten Faktoren einer umfassenden ökologischen Kontrolle unterzogen. Ausgangspunkt war die Eintragung einer bereits mehrere Jahrzehnte bestehenden Stauerhöhung in das Wasserrecht, was die Nachrüstung einer Fischaufstiegsanlage erforderte. Da die Wasserkraftanlage ein Ausleitungskraftwerk ist, gab es zwischen Behörden und Betreiber Unstimmigkeiten hinsichtlich des Standortes der geplanten Fischaufstiegshilfe. Um diesen Konflikt zu lösen, wurden mit Unterstützung der Deutschen Bundesstiftung Umwelt umfangreiche Untersuchungen hinsichtlich des Fischaufstieges, der

Lage der Fischwanderhilfe(n), der Mindestwassermenge und der Fischschäden sowie des Fischabstieges durchgeführt. Der vorliegende Beitrag gibt einen Kurzüberblick über die Ergebnisse dieser langjährigen Erfahrungen. Die vollständigen Ergebnisse sind in den beiden Abschlussberichten des Vorhabens dargestellt (SCHMALZ & SCHMALZ 2007, SCHMALZ 2011).

2 Die Wasserkraftanlage (WKA) Döbritschen

Die WKA Döbritschen befindet sich in Thüringen am Fluss-km 194,9 der Saale ca. 8 km südlich der Landesgrenze zu Sachsen-Anhalt. Die hydrologische Situation ist durch den benachbart gelegenen Pegel Camburg/Stöben charakterisiert: MNQ 10,9 m³/s; MQ 31,4 m³/s, MHQ 138 m³/s. Am 115 m langen Streichwehr, welches aus einem Betonkörper mit Bretteraufsatz besteht, wird das Wasser an die Wasserkraftanlage abgeschlagen (Abb. 1). Ein Oberwasserkanal ist nicht vorhanden. Der Unterwasserkanal der WKA (Turbinenkanal) ist ca. 150 m lang. Der Saalebereich, dem das Wasser entzogen wird (Mutterbett) vereinigt sich nach ca. 170 m wieder mit dem Turbinenkanal. Die beiden langsam drehenden Francis-Turbinen haben ein Schluckvermögen von gesamt ca. 20 m³/s. Abflüsse darüber hinaus werden über das Wehr abgegeben. Vor der WKA befindet sich ein herkömmlicher vertikaler Stabrechen mit einem Stababstand von 25 mm. Die vorhandenen Fischwechseleinrichtungen werden in den folgenden Kapiteln näher vorgestellt.

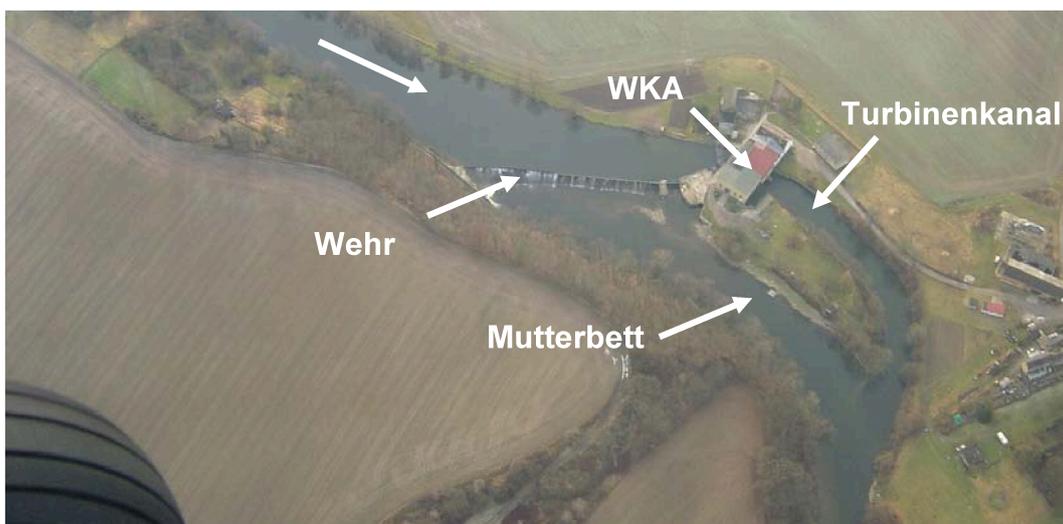


Abbildung 1 Wasserkraftanlage Döbritschen/Saale. Foto mit freundlicher Genehmigung Falk Fleischer

3 Untersuchungen und Ergebnisse

3.1 Untersuchungen zur Mindestwassermenge

Von behördlicher Seite wurde eine Mindestwassermenge von 3,1 m³/s festgesetzt. Diese Wassermenge sollte mit Hilfe zweier methodischer Ansätze, der Methode nach LAWA (2001) und dem Simulationsansatz CASIMIR (DVWK 1999) einer Verifizierung unterzogen werden. Hierfür wurden im Vorfeld hydraulische, strukturelle und biologische Parameter erfasst. Die Fließgeschwindigkeit wurde mittels Halbkugelmethode und mittels elektroinduktivem Fließgeschwindigkeitsmessgerät erfasst. Die Makrozoobenthosfauna wurde mehrfach beprobt (auch im Umfeld) sowie mehrere Elektrofischungen durchgeführt.

Das Mutterbett weist aufgrund des Rückstaus durch den Zusammenfluss große Wassertiefen (bis zu 3 m) und eine sehr geringe Fließgeschwindigkeit auf. Eine Tendenz zur übermäßigen Erwärmung besteht nicht, da seitliche Grundwassereintritte lokalisiert sind.

Für die Betrachtung der ökologisch begründeten Mindestwassermenge wurden vier Durchflüsse miteinander verglichen 1,75 m³/s (1/20 MQ), 3,1 m³/s (1/10 MQ, behördliche Forderung), 6,4 m³/s (ca. ½ MNQ) und 10,9 m³/s (MNQ).

Bei Beurteilung nach LAWA-Methode müssten mindestens 6,4 m³/s Mindestwassermenge abgegeben werden, um an der pessimalen Schnelle eine der Leitart Barbe angepasste Fließgeschwindigkeit zu erreichen. Allerdings ist aufgrund der besonderen räumlichen Gegebenheiten im Mutterbett auch bei diesem Durchfluss keine ausreichende Strömung vorhanden, die die Auffindbarkeit gewährleisten würde.

Mit Hilfe der CASIMIR-Simulation stellte sich heraus, dass für die Leitart adulte Barbe eine Mindestwassermenge von 10,9 m³/s notwendig wäre, um geeignete Habitatbedingungen im Mutterbett bereitzustellen. Die Auffindbarkeit des Mutterbettes ist aber auch dann nicht gewährleistet, wie die Visualisierung der Strömungsgeschwindigkeiten zeigte. Bei Simulation der Habitateigenschaften für Kleinfischarten wurde demgegenüber deutlich, dass diese mit einer reduzierten Wassermenge gefördert werden. Die optimale Wassermenge z. B. für die Schmerle lag dabei noch unter dem behördlich geforderten Abfluss.

Letztendlich wurde entschieden, unter Berücksichtigung der energetischen Verluste, die bei einer Mindestwasserabgabe von 10,9 m³/s den Betrieb des Kraftwerkes unrentabel machen würden, den Behörden eine reduzierte Mindestwassermenge von 1,75 m³/s vorzuschlagen, um Habitate für Klein- und Jungfische bereitzustellen. Eine Abgabe von 3,1 m³/s hätte weder für

Kleinfische noch für strömungsliebende Arten einen ökologischen Vorteil. Die Behörde folgte diesen Ausführungen.

3.2 Untersuchungen der Fischsäden

Die durch die Turbinen verursachten Fischsäden wurden in den Jahren 2003/2004 untersucht. Hierfür wurde unterhalb der Turbinen ein 25 m langer Hamen, ausgestattet mit einer Steertreue über den gesamten Turbinenkanalquerschnitt aufgespannt. Am Ende der Reuse war ein großer Kübel angebracht, um den gefangenen Fischen eine strömungsberuhigte Zone zu bieten und fangtechnikbedingte Schäden zu vermeiden. Monatlich wurde während der Neumondwoche ein Untersuchungsblock mit 4 Tagen und 3 Nächten durchgeführt. Die Steertreue wurde nachts alle 2 Stunden und tagsüber alle 6 Stunden geleert. Die gefangenen Fische wurden bestimmt, nach Länge und Breite vermessen und auf Verletzungen untersucht. Um Spätfolgen der Turbinenpassage zu erfassen, wurden die Fische ein bis drei Tage gehältert. Alle verendeten Tiere wurden konserviert und später auf Wirbelschäden und innere Blutungen untersucht. Für die Einteilung der Fischsäden wurde die Kategorisierung nach HOLZNER (1999) verwendet.

Insgesamt wurden mehr als 18.000 Fische erfasst. Dominant waren dabei die Arten Gründling, Hasel, Stichling und Plötze. Das Abstiegsmaximum wurde im Juli 2003 mit mehr als 8.000 Fischen innerhalb 96 h erreicht (Abb. 2). Aber auch im Winter konnten trotz niedriger Wassertemperaturen zum Teil mehr als 1000 absteigende Fische pro Untersuchungsintervall erfasst werden.

Auf Verletzungen genauer untersucht wurden 9095 Fische. Von der Untersuchung ausgenommen wurden alle durch Krankheiten vorgeschädigten Tiere. 83 % waren äußerlich unverletzt (Kategorie 1), 15,7 % zeigten Verletzungen der Kategorie 2 (leichte Verletzungen, z. B. Schuppenverluste). Bei 1,1 % waren Fleischwunden sichtbar. Teil- oder Totaldurchtrennungen blieben die Ausnahme. Der Rechen war nur in sehr geringem Maße für Schädigungen verantwortlich, da er aufgrund seiner großen Stababstände einen Großteil der Fische unverletzt passieren ließ. 8,7 % der die Turbine passierenden Fische waren direkt tot oder verendeten zeitverzögert während der Hälterung.

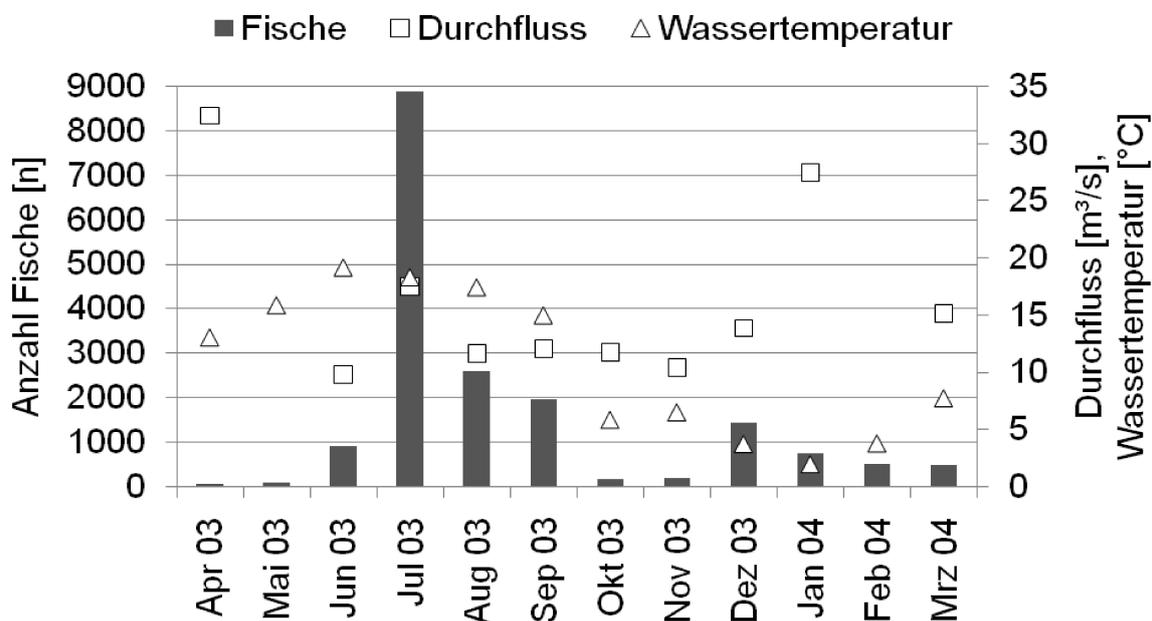


Abbildung 2 Fischabstieg durch die Turbinen während monatlicher Untersuchungsintervalle an der WKA Döbritschen

3.3 Fischaufstieg am Wehr

2004 wurde am spitzen Winkel des Wehres eine Fischaufstiegsanlage in Form eines so genannten Fisch-Kanu-Passes bzw. Borstenfischpasses errichtet. Direkt neben dem Pass wird das Restwasser durch ein teilweise geöffnetes Wehrfeld abgegeben, um die Leitströmung zu verstärken. Der Borstenfischpass weist mit einem Gefälle von 1:18 und einem Durchfluss von 160 l/s für den Fischaufstieg geeignete hydraulische Verhältnisse auf.

Bei Reusenkontrollen über 3 Monate im Frühjahr 2005 und 2 Monate im Herbst 2005 konnten mehr als 5600 aufsteigende Fische registriert werden. Dominant waren Gründling, Döbel und Schmerle. Zeitgleich zu den Kontrollen wurden Elektrofischungen im Unterwasser (Mutterbett und Turbinenkanal) durchgeführt. Die im Turbinenkanal unterhalb der WKA gefangenen Fische wurden mittels Farbmarkierung gekennzeichnet. Im Falle einer Umorientierung sollte ein Wiederfang in der Kontrollreuse möglich sein.

Es stellte sich heraus, dass von 346 markierten Fischen nur ein Tier 3 Wochen später in der Reuse wieder gefangen wurde. Der Aufstieg war zudem von eher eurytopen und schwimmschwachen Arten geprägt. Strömungsorientierte Arten waren nur in Einzelfällen über das Mutterbett aufgestiegen. Zusammen mit den Ergebnissen der Fließgeschwindigkeitsanalyse stellte es sich als zwingend heraus, eine zweite Fischaufstiegsanlage zu errichten, die Turbinenkanal und Oberwasser verbindet.

3.4 Fischabstieg durch den Abstiegsbypass

2005 wurde ein Bypass für abstiegswillige Fische installiert, der vor den Turbinenpassage schützen sollte. Es handelte sich dabei um eine Rohröffnung (0,3 m Durchmesser), die in einer Wassertiefe von ca. 3 m bodennah in der Nähe des Rechens platziert wurde. Die Öffnung setzt sich in ein Rohrsystem fort, das durch ein Entlastungsschütz weitergeführt wird und im Unterwasser oberhalb der Wasserlinie endet. Die Fische werden mit dem Wasserstrahl in ein ausreichendes Wasserpolster entlassen.

2005 erfolgte die vergleichende Kontrolle des Fischabstieges an allen möglichen Abstiegsrichtungen: Turbinen, Bypass, Wehr und Borstenfischpass. Für die Erfassung wurden Reusen bzw. der bereits erwähnte Hamen verwendet und wiederum viertägige Fangperioden pro Monat durchgeführt. Dabei wurde festgestellt, dass vor allem bei zunehmendem Durchfluss insgesamt nur wenige Tiere den Bypass für die Abwanderung nutzten. In der Bilanz waren 87 % der Tiere weiterhin durch die Turbinen abgewandert, 10 % nutzten den Bypass und nur 3 % den Borstenfischpass. Es war kein Fischabstieg über das geöffnete Wehrfeld zu verzeichnen.

3.5 Errichtung und Kontrolle einer zweiten Fischaufstiegsanlage

2009 erfolgten die Konzeption und der Bau der zweiten Fischaufstiegsanlage. Aufgrund beengter Platzverhältnisse und weiterer Zwangspunkte wurde eine technisch anspruchsvolle Lösung gefunden. Es handelt sich um einen Schlitzpass, der ein sehr tiefes Vorbecken aufweist, um die in ca. 2,4 m Wassertiefe liegende Sohle des Turbinenkanals an die Sohle des Passes anzuschließen. Der Pass wurde mittels eines Kanals mit geringem Gefälle durch ein Betriebsgebäude der WKA geführt. Der Ausstieg im Oberwasser endet direkt neben dem Rechen. Aufgrund der geringen Anströmung des Rechens mit 0,5 m/s ist dies für aufsteigende Fische unproblematisch. Zusätzlich wurde ein Rohrsystem nach dem Düsenprinzip integriert, was die Leitströmung im Unterwasser verstärken soll.

2009/2010 erfolgten mehrmonatige Reusenkontrollen des Fischaufstieges, die zeitgleich den Borstenfischpass einbezogen. Sie wurden mit Elektrofischungen im Unterwasser kombiniert. Die Ergebnisse entsprachen den Erwartungen. Während in den Turbinenkanal und damit in den Schlitzpass überwiegend strömungsliebende Arten wie Barbe, Bachforelle und Gründling einwanderten, waren im Borstenfischpass eurytope und schwimmschwache Arten (z. B. Döbel, Elritze) vorherrschend. Insgesamt wurden 2912 Fische erfasst, von denen zwischen 20 und 25 % in dem neu errichteten Schlitzpass aufstiegen. Der Anteil rheophiler Fische im Schlitzpass bewegte sich zwischen

70 und 89 %, während im Borstenfischpass nur 39 bis 48 % rheophile Tiere (überwiegend Gründlinge) anzutreffen waren.

Interessant war die Entwicklung der Aufstiegsdynamik während Zeiten, in denen das Wehr leicht bis stark überströmt wurde (ab ca. 22 m³/s, Abb. 3). Dann nahm die Zuwanderung zum Schlitzpass deutlich ab, da unter diesen Bedingungen offenbar viele Fische den Einstieg in das Mutterbett bevorzugten, auch wenn der Durchfluss dort noch nicht den des Turbinenkanals überstieg.

Es zeigte sich sehr deutlich, dass an diesem Standort die Aufwanderung aller Arten nur gewährleistet ist, wenn zwei Fischaufstiegsanlagen betrieben werden. Diese Erkenntnisse sind insbesondere an Standorten in den Unterläufen der Flüsse mit einem artenreichen Fischbestand, der differenzierte ökologische Ansprüche hat, von großer Bedeutung.

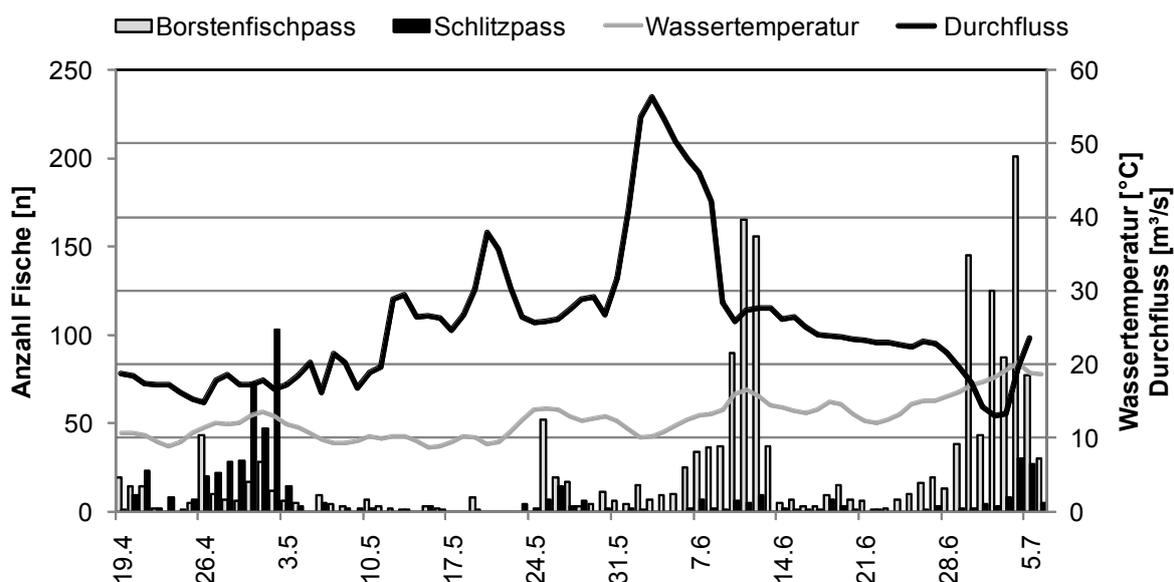


Abbildung 3 Fischaufstieg an zwei Fischaufstiegsanlagen an der WKA Döbritschen im Frühjahr 2010

3.6 Fischabstieg unter Berücksichtigung des Schlitzpasses

2009/2010 wurden vergleichbare Untersuchungen wie 2005 durchgeführt, um nunmehr den Anteil der durch den rechennah einmündenden, oberflächennahen Schlitzpass abwandernden Fische zu bestimmen. Wiederum wurden alle möglichen Abwanderrichtungen beprobt. Über Schlitzpass und Abstiegsbypass waren zusammen 8 % der Fische abgewandert. Dies entspricht nicht den Erwartungen, allerdings waren in den 5 Untersuchungsperioden methodische Probleme zu bewältigen, die zu einer geringen Datenbasis führten (Abb. 4). Von 737 Fischen waren noch 66 % durch die Turbine abgestiegen. Aufgrund eines leicht veränderten Öffnungsmodus des Wehres konnte hier anders als 2005 ein beachtlicher Teil der Fische (24 %) abgelenkt werden. Dies galt für Abflüsse über das Wehr, die das Mindestwasser umfassten. Alle höheren Abflüsse konnten an dieser Stelle aus methodischen Gründen nicht beprobt werden, es wird davon ausgegangen, dass der dann hier absteigende Anteil noch höher lag.

Es zeigte sich jedoch auch, dass Bypass und Schlitzpass gezielt von Fischen aufgesucht wurden, die aufgrund ihrer Körpergröße den Rechen hätten passieren können. Zudem waren einige große Exemplare abgestiegen, denen keine Rechenpassage möglich gewesen wäre.

Um die Ableitwirkung vor dem Rechen noch zu verbessern, erfolgen derzeit weitere Forschungen zum Fischabstiegsbypass, bei dem Anströmgeschwindigkeit und Wahl der Wasserschicht näher untersucht werden.

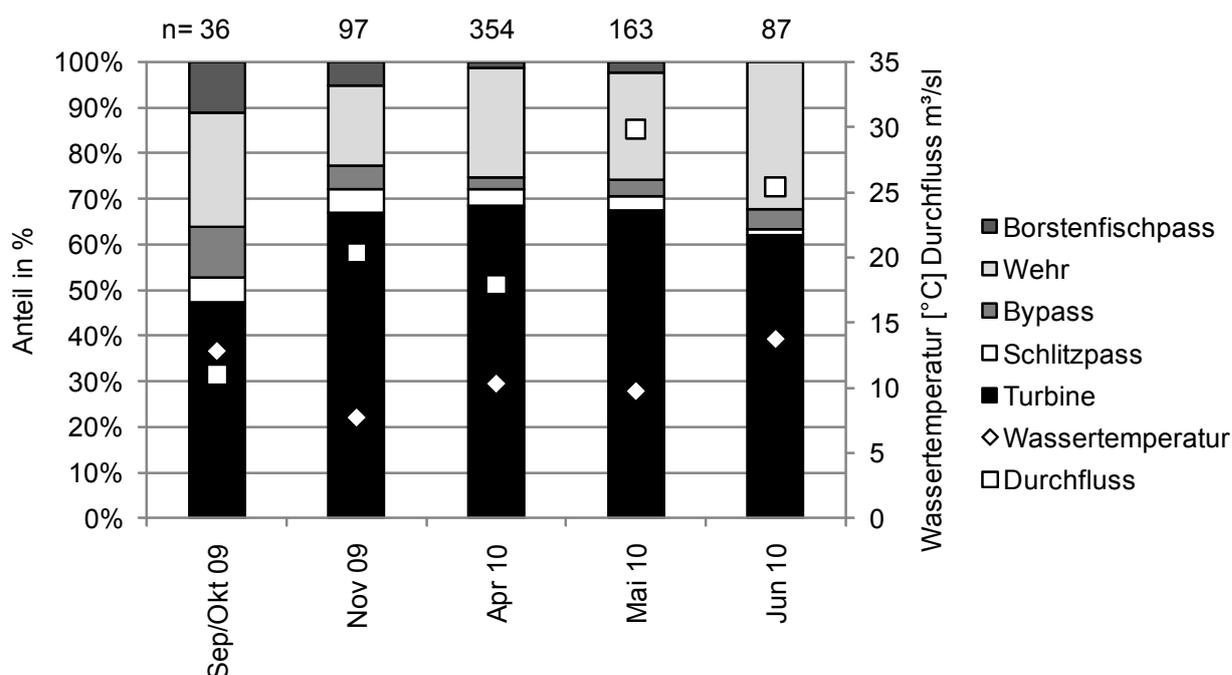


Abbildung 4 Fischabstieg an der WKA Döbritschen während 5 Untersuchungsintervallen 2009/2010

4 Fazit und Bilanz

Durch die aufwändigen, mehrjährigen Untersuchungen konnte am Beispiel der WKA Döbritschen ein Wasserkraftstandort sehr genau analysiert werden. Dabei wurde deutlich, dass es Parameter gibt, die für jeden Standort immer als Einzelfallbetrachtung angesehen werden müssen, aber auch Erkenntnisse, die sehr gut auf andere Standorte übertragbar sind.

Die Restwasserregelung muss immer einzelfallbezogen betrachtet werden, da hier Parameter wie strukturelle und hydrologische Besonderheiten eine große Rolle spielen. Die Erkenntnisse zur Aufteilung des Fischaufstieges sind demgegenüber sehr gut übertragbar. Auch die generellen Erkenntnisse zum Fischabstieg sind für andere Standorte von Bedeutung. Die Fischschäden sind bei ähnlicher Turbinenausstattung bedingt übertragbar, obwohl Art der Turbine, Auslastungsgrad, Art des Feinrechens und vorkommende Fischfauna ebenfalls entscheidend sind.

Das Projekt zeigte zudem sehr deutlich, dass in dem derzeit sehr kontrovers diskutierten Konfliktfeld „Wasserkraftnutzung“ nur wissenschaftlich belegte Fakten eine echte Entschärfung bewirken können. In Döbritschen waren zu Beginn des Projektes die Fronten zwischen Betreiber, Behörden, Naturschutz und Angelfischerei verhärtet. Im Ergebnis des Projektes konnte eine deutliche Entspannung beobachtet werden. Durch Vor-Ort-Termine, Medienaufmerksamkeit und Mithilfe (z. B. der Angler bei den Reusenkontrollen) wurde ein gutes Miteinander ermöglicht. Neben den ökologischen Fortschritten, die erzielt wurden, gab es auch nicht zu unterschätzende soziale Verbesserungen.

Literatur

- DVWK (1999): Ermittlung einer ökologisch begründeten Mindestwasserführung mittels Halbkugel-Methode und Habitat-Prognose-Modell. Schriftenreihe des Deutschen Verbands für Wasserwirtschaft und Kulturbau e. V. (DVWK), Heft 123.LAWA
- HOLZNER, M. (1999): Untersuchung zur Vermeidung von Fischschäden im Kraftwerksbereich, dargestellt am Kraftwerk Dettelbach a. Main / Unterfranken. Schriftenreihe des Landesfischereiverbandes Bayern e. V. München, Heft 1.
- LÄNDERARBEITSGEMEINSCHAFT WASSER (LAWA) [HRSG.] (2001): Empfehlung zur Ermittlung von Mindestwasserabflüssen in Ausleitungsstrecken von Wasserkraftanlagen und zur Festsetzung im wasserrechtlichen Vollzug. Schwerin.
- SCHMALZ, M. (2011): Durchführung systematischer Untersuchungen zur Konzeption funktionsgerechter Wanderhilfen im Bereich von Wasserkraftanlagen am Beispiel der Wasserkraftanlage Camburg/Döbritschen (Thüringen). - Abschlussbericht des DBU geförderten Projektes Az. 18364/02
- SCHMALZ, W.; SCHMALZ, M. (2007): Durchführung systematischer Untersuchungen zur Konzeption funktionsgerechter Wanderhilfen im Bereich von Wasserkraftanlagen am Beispiel der Wasserkraftanlage Camburg/Döbritschen (Thüringen). - Abschlussbericht des DBU geförderten Projektes Az. 18364/01

Autoren

Dipl.-Biol. Maria Schmalz,
Dr.-Ing. Konrad Thürmer
Institut für Wasserwirtschaft,
Siedlungswasserbau und
Ökologie (IWSÖ) GmbH
Hydrolabor Schleusingen
Themarer Str. 16 c
D-98553 Schleusingen
Tel.: +49 – 36841 – 5309-10
Fax: +49 – 36841 – 5309-14
maria.schmalz@iwsoe.de

Dipl.-Biol. Wolfgang Schmalz
Fischökologische und limnologische
Untersuchungsstelle Südthüringen
(FLUSS)
Koppewiese 2
D-98553 Breitenbach
Tel.: +49 – 36841 – 55932
Fax: +49 – 36841 – 55731
info@fluss-im-netz.de

A PVC geomembrane integrated in the landscape

Dr. Alberto SCUERO and Dr. Gabriella VASCHETTI

The Aubert dam, owned by EDF - Electricité de France, is a 17 m high earthfill dam used for hydropower. The dam is situated within the site of a natural park in the High Pyrenees, at 2151 m of altitude. The dam has a concrete facing, covered by cement and bituminous layers. To protect the facing from the thermal and mechanical aggression a 40 cm thick layer of stone masonry has been placed over the entire upstream face of the dam.

Aging of the dam, which was built in the 1920s, caused deterioration of the facing with subsequent seepage that in 2009 reached 1200 l/min. Most of the seepage was estimated to originate from a trapezoidal area in the top part of the dam. A PVC geomembrane system was deemed by the owner as the most suitable and reliable method to stop seepage in the long term. The challenges were to adapt the system to the existing situation, and to integrate it in the natural and wild environment.

In the critical 1100 m² trapezoidal area the stone masonry was totally removed to allow installation of the PVC geomembrane system. The geomembrane was mechanically anchored at the top and sealed with a watertight seal along the remaining perimeter. To maintain the system's natural appearance it was decided to reinstate the stone masonry facing in the top 470 m² area above the water fluctuation level that would result in the part remaining exposed.

The paper will describe the site's specifics, and the design and installation of the geomembrane system.

Keywords: **geomembrane, waterproofing, dams rehabilitation, tensioning system.**

1 Introduction

The lake of Aubert lies within the nature reserve of Néouvielle in the High Pyrenees. The lake stores 8.26 million m³ of water and serves as a back-up to the Cap-de-Long dam, discharging into the Pragnères hydroelectric power plant. The earthfill dam, that takes its name from the lake it encloses, was built between 1907 and 1932 and is located at an elevation of 2151.03 m above sea level.

The dam is 17 m high and has a total crest length of 350 m. The normal water level is at 2148 m, and bottom outlet level is at 2134 m. The upstream and

downstream slopes have a gradient of 3H/2V. An inspection gallery is located at the foot of the dam.

The watertightness of the dam is ensured by a 30 cm thick lightly reinforced concrete facing without dilation joints, a 25 mm thick cement layer and a 15 mm thick bituminous topping. The watertight facing is protected from thermal and mechanical aggression by a 40 cm thick dry stone masonry layer in blocks of 50-200 litres.

The dam is monitored by a drainage system incorporated in the upstream face and discharging into the inspection gallery.

2 The problem and the repair history

The dam has had leaks since its impoundment in 1932. No major repair campaigns have been made, only some injections have been carried out over the years with no noticeable improvement to the situation. The largest repair campaign, that took place in 1988, included special treatment at the upstream toe of the dam, contact grouting of the concrete and rock interface, and the creation of an articulation toe shield block above the inspection gallery and additional drains. During this campaign, the riprap layer was removed and 900 m² of the upstream face was exposed which showed a severely cracked bituminous lining.

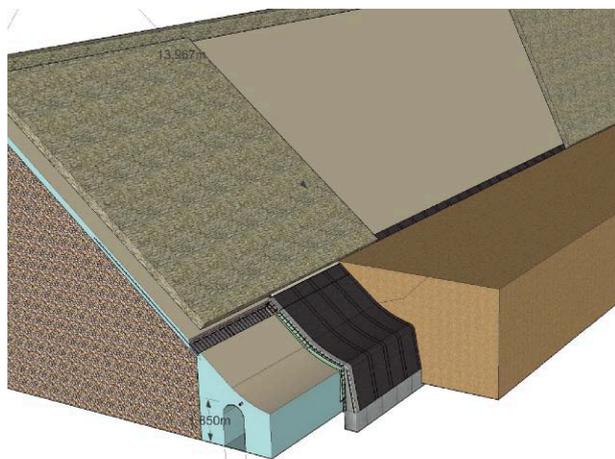


Figure 1 The diagram shows the configuration of the dam upstream toe following the repair in 1988.

Following the increase in leakage, which in 2009 reached 1200 l / min, EDF decided to upgrade the watertightness of the dam by covering the deteriorated area of the old bituminous waterproofing lining, placed during the construction of dam between 1907 and 1932, with a new waterproofing system.

3 The solution

The objectives of the new waterproofing system were to reduce the leakage in the critical zone, i.e. blocks 7 and 8, and to minimize environmental impact, including maintaining to a minimum the visual impact of the new system, as well as minimizing the impact of construction work in the area. To achieve these objectives, a geomembrane system was selected, because of the reduced volume of materials, reduced stock area and reduced site mobilisation. To limit the visual impact, it was decided to leave the geomembrane exposed only in the lower section (below normal water level), and to reinstate the riprap layer over the geomembrane system in the upper section that would otherwise be left exposed during normal operation of the lake. In such a way the geomembrane will be totally covered by water in the lower part and by riprap in the upper part.

The new waterproofing system was applied to a trapezoidal area of about sixty meters in width, which had been previously cleared of stones to allow for the installation. The waterproof liner, which is a PVC composite membrane (PVC geocomposite), extends to 2 m below the articulation joint.

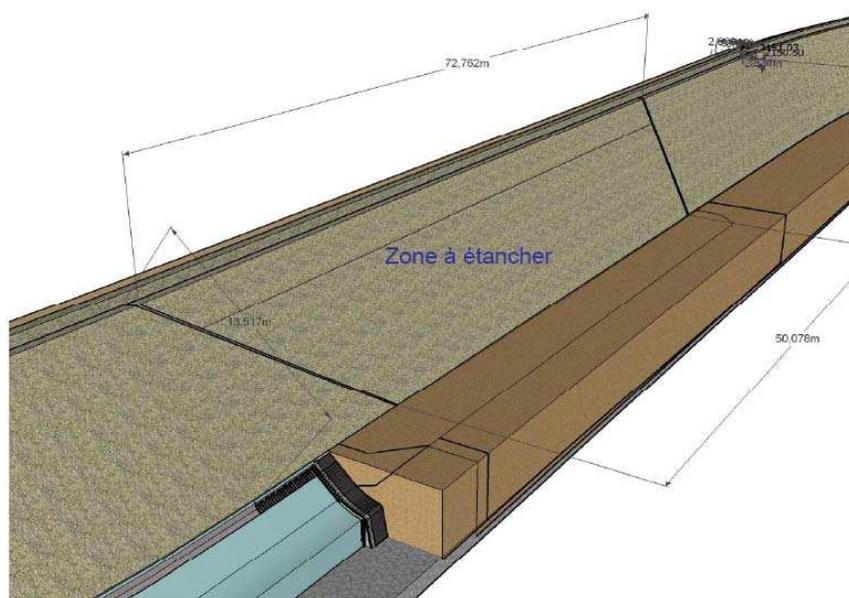


Figure 2 Diagram illustrating the area to be waterproofed

3.1 The drainage system

A drainage system has been installed below the PVC geocomposite to allow monitoring of the future behaviour of the waterproofing system. The drainage system below the geocomposite consists of a geonet that collects any seepage or condensation water and discharges it to the tensioning profiles that anchor the PVC geocomposite to the face of the dam and also serve as conduits to water

that can flow through them under gravity. The geonet is applied to the full area to be waterproofed with the exception of the areas of the face anchorage profiles and of the perimeter seals; where the geonet is interrupted to prevent the passage of water from one compartment to the next (figure 3). Refer to compartmentation in later section.

The geonet is supplied in flexible rolls and is mechanically fastened to the support by means of chemical bolts and load distributing washers.

To enable better monitoring of system's performance, six separated drainage compartments were created; three upper compartments to monitor the upstream face, and a further three lower compartments to monitor the sealing of the area of the articulation joint. This subdivision was devised to separate foundation seepage water from any seepage caused by damage to the geocomposite. The compartments are confined by the watertight seals along the toe, the vertical perimeter seals, and by special vertical anchorage profiles, where a neoprene gasket is placed under the profiles on each side of the compartment, to prevent water migrating between adjacent compartments. The entire drainage system is kept at atmospheric pressure.

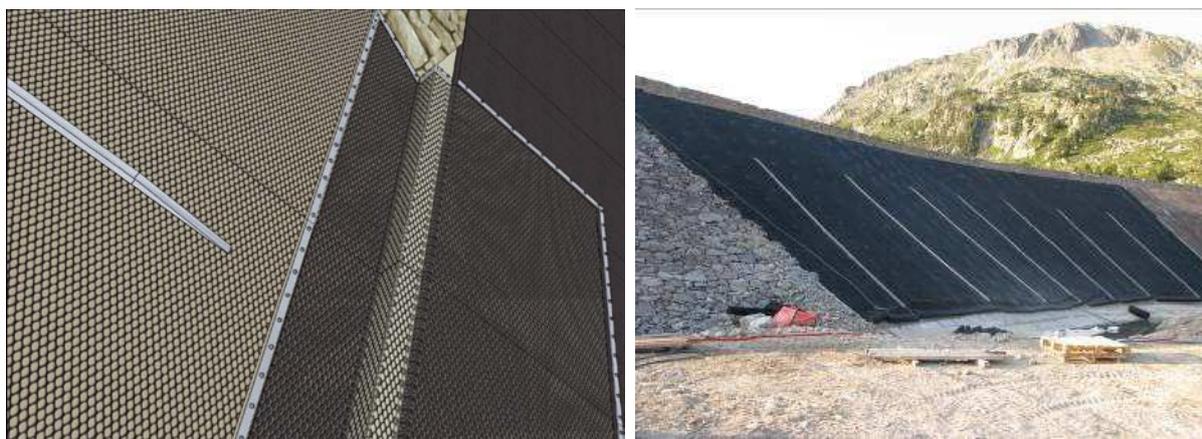


Figure 3 and Figure 4 Diagram and photo of geonet on upper and lower compartments.

The drainage water collected on the upstream face and at the toe is discharged through drainage pipes, one pipe for each compartment. Each pipe discharges into the inspection gallery. Steel plates positioned upstream of each drainage pipe prevent the geocomposite from collapsing inside the holes.

The drainage system will monitor the behaviour of the waterproofing system and prevent the generation of water bubbles below the geocomposite that could create excessive uplift forces beneath it.

3.2 The PVC geocomposite lining

The system consists of a synthetic geocomposite, SIBELON CNT 3750, consisting of a 2.5 mm thick flexible and UV-stable PVC geomembrane

laminated during fabrication to a 500 g/m^2 non-woven anti-puncturing geotextile.

This type of geocomposite and solution has already been successfully employed on many EDF dams and reservoirs in the past.

3.3 Face anchorage

In most EDF dams waterproofed using a similar system to that used at Aubert, the geocomposite is left exposed and is mechanically anchored to the upstream face via special profiles that achieve tensioning of the geocomposite. At Aubert because of the need to reconstruct the riprap in the upper section, a mixed anchoring system was used. From crest to about 0.5 m below the minimum water level, the geocomposite is covered by riprap that acts as ballast. From 0.5 m below the minimum water level down to the articulation joint in the toe area, the geocomposite is left exposed and anchored to the face of the dam via tensioning profiles patented by Carpi. In the zone of the articulation joint, no tensioning profiles are present and the geocomposite is ballasted by backfilling.

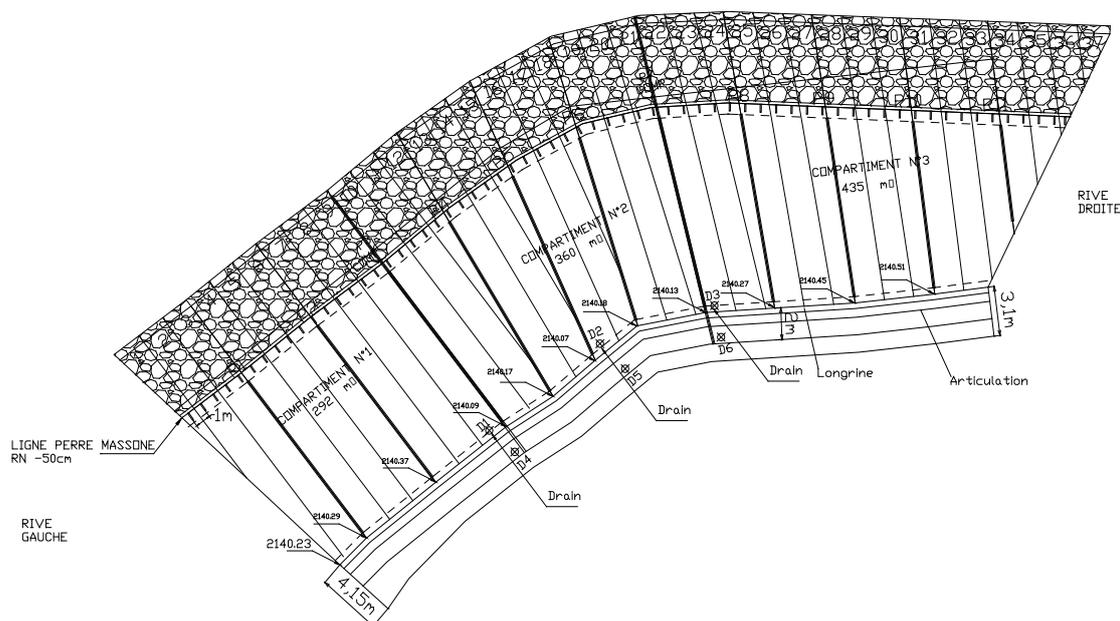


Figure 5 Anchorage of PVC geocomposite on dam face: by riprap on the top part and by tensioning profiles on the lower part.

The geometry of the tensioning profiles is such that they transversely tension the geocomposite over the face of the dam. The tensioning profiles enable the geocomposite to maintain a stable position and resist service loads such as wind, waves and uplift without creasing.

3.4 Watertight perimeter seals

The geocomposite is sealed with an impermeable seal along its perimeter. Along the bottom a primary seal is present directly above the articulation joint. A secondary seal is placed below the articulation joint. Vertical seals are present along the lateral limits of the geocomposite.

The perimeter seals consist of flat stainless steel profiles that compress the geocomposite through a layer of acrylic resin and a neoprene gasket through tightening of threaded rods anchored via chemical phials.

The primary seal separates water drained the three upper compartments from that in the bottom compartments. The secondary seal serves the purpose of reducing the hydraulic load on the primary seal.

The top seal that runs along the crest is not a watertight but merely splash-proof and can resist the ingress of rain, melting snow and inundation water. It consists of flat stainless steel profiles anchored via expansion anchors.

3.5 Ballasting of the upper section

The riprap reinstated over the upper section of the dam is supported by precast concrete beams installed at elevation 2147.70 m that are in turn supported by mounted brackets that penetrate the geomembrane. The seal is nonetheless maintained by employing watertight details at penetrations.

A 800 g/m² polypropylene geotextile was laid over the geocomposite to protect it prior to placing the beams and applying the ballast.

4 Construction

The waterproofing operation took place during the summer of 2010. Installation was conducted by a specialist workforce using ropes and other safety equipment to work directly on the upstream face of the dam.

Construction began with the top section (i.e. from the crest down to the articulation joint) and continued with the lower section (i.e. from the articulation joint to toe level).

Works began with the removal of the existing masonry in the area to be waterproofed, followed by hydrojetting.

Holes for drainage discharge were drilled starting from the upstream face and terminating in the inspection gallery, one per compartment, i.e. six in total. Steel pipes were fed through the holes and grouted in place. These pipes were cut flush with the subgrade to ensure any damage to the geomembrane is prevented.

The U-shaped profiles that compose the tensioning assembly were then mechanically fastened by means of chemical anchors to the subgrade, starting 0.5m below the normal water level and terminating shy of the articulation joint (figure 6).

The geonet was laid (from crest to articulation joint) between U-shaped profiles and fixed to the substrate via impact anchors (figure 7).



Figure 5 and Figure 6 Left: view on the U-shaped tensioning profiles mechanical fixed via chemical anchors to the concrete facing. Right: view on the geonet sheets being laid down between lower tensioning profiles and mechanical fixed via impact anchors to the concrete subgrade.

The geocomposite was then applied over the geonet.



Figure 7 and Figure 8 Left: Geomembrane sheets are being unrolled from crown to articulation joint. Right: The upper Ω -shaped profile is installed over two overlapping adjacent sheets.

The sheets of geocomposite were placed vertically from crown down to articulation joint and from articulation joint down to toe level. The sheets were placed such that two adjacent strips overlapped sufficiently to allow manual heat-welding over the profiles (figure 8).

Once two adjacent geomembrane sheets were placed over the lower U-shaped profile and welded, the upper Ω -shaped profile was placed over the geocomposite and tightening of the two profiles completed the tensioning of the sheets (figure 9). Geocomposite strips were then welded over the upper Ω -shaped profile (figure 10).



Figure 9 and Figure 10 Left: geocomposite strips welded over the upper Ω -shaped tensioning profile. Right: view on the perimeter watertight seal at the articulation joint.

The watertight perimeter seals were fastened on the outer perimeters, once the geocomposite had been pulled over the perimeter bolts (figure 11).



Figure 11 and Figure 12 Lower section from articulation joint down to toe. Placement of the geocomposite sheets over the drainage geonet, and the secondary perimeter seal completed.

Watertight perimeter seals are inherently waterproof due to the presence of the resin regularization layer, neoprene gaskets and splice plates, and the exerted compression.

L-shaped steel brackets were installed to support the concrete beams that in turn support the ballast over the top of the exposed section (figure 14).

Prior to ballasting, a layer of geotextile was laid over the geocomposite to prevent it from being damaged by the stone masonry (figure 15).



Figure 13 and Figure 14 Left: L-shaped steel brackets are installed at 2147.7m elevation. Right: a layer of geotextile is placed over the geocomposite.

Whilst in the lower part face anchorage of the PVC geomembrane was secured by the tensioning profiles, in the upper part ballasting is provided by the reconstructed stone masonry (figures 16 and 17).



Figure 15 and Figure 16 Left: riprap being laid over the protective geotextile layer. Right: close up of completed riprap.

In the lower section (zone of articulation joint) no tensioning profiles were installed and the geocomposite was secured in place by backfilling the foot.

Conclusion

Waterproofing works were carried out during the summer of 2010, and took a total of about 12 weeks, 2.5 of which were taken up by the removal of the existing stone masonry. The installation of the geomembrane system took only 4 weeks and the remaining time was used for reinstating the original masonry. The total area of geomembrane installed was 1185 m².

The system installed at the Aubert dam is an example of a geomembrane successfully integrated within the natural environment, so as to constitute a "green" solution. Riprap coverage at the top, which helped restoring the original appearance of the dam, will also protect the geomembrane from the aggression and negative aging effects of the environment.

Measurements taken as the water level was allowed to rise showed that the system is completely waterproof. All six drainage pipes were either dry or experienced very slight dripping and the main leakage was noted to originate from the foundations.

Authors:

Dr. Alberto Scuero
Via Passeggiata 1
6828 Balerna
Switzerland
Tel.: +41 – 91 – 6954001
Fax: +41 – 91 – 6954009
carpiscuer@aol.com

Dr. Gabriella Vaschetti
Via Passeggiata 1
6828 Balerna
Switzerland
Tel.: +41 – 91 – 6954002
Fax: +41 – 91 – 6954009
carpivasch@aol.com

Duktile Guss- Rohrsysteme für Kleinwasserkraftanlagen

Jürgen Rammelsberg

Since about 40 years ductile cast iron pipe systems are used for water distribution and for small hydroelectric power plants as well. Especially their possible high working pressure capacity and their easy and secure assembly technique made them preferred for extreme difficult pipeline construction sites in alpine terrain. Material properties, system components, jointing technique, structural and hydraulic design are presented as well as some realized projects.

Duktile Guss-Rohrsysteme werden seit 40 Jahren in der Wasserversorgung und ebenso für Kleinwasserkraftwerke eingesetzt. Vor allem ihr möglicher hoher Betriebsdruck und ihre einfache und sichere Montagetechnik machten sie zum bevorzugten Rohrsystem zum Bau von Rohrleitungen unter extrem schwierigen Bedingungen in alpinem Gelände. Materialkennwerte, Systemkomponenten, Verbindungstechnik, Wanddickenberechnung und hydraulische Auslegung werden beschrieben, sowie einige wenige durchgeführte Projekte werden dargestellt.

1 Einleitung

Die Nutzung erneuerbarer Energien durch Wasserkraftanlagen ist ein wesentlicher Aspekt der Zukunftsfähigkeit unserer Volkswirtschaften. Die Anwendung duktiler Guss-Rohrsysteme in Kleinwasserkraftanlagen soll im folgenden Vortrag in das Motto des heutigen Tages eingebunden werden.

2 Geschichtliche Entwicklung und Leistungsbereich

Rohrsysteme aus duktilem Gusseisen werden seit Mitte der 60er Jahre industriell im Schleudergießverfahren hergestellt. Im Vergleich zum Grauguss, dem Rohrmaterial der Industrialisierung, war der neue Werkstoff verformbar. Die gefürchteten Schalenbrüche von Graugussrohren bei Druckstößen oder Erdbewegungen gehörten nun der Vergangenheit an.

Es war nur folgerichtig, dass man bald die Eignung der neuen Rohre beim Bau von Kleinwasserkraftwerken nutzte. Die erste dokumentierte Turbinenleitung aus duktilen Gussrohren DN 500 wurde 1967 im Stuibenkraftwerk Ötztal / Österreich verlegt.

Nach inzwischen mehr als 40 Jahren erfolgreicher Bewährung sind Rohrssysteme aus duktilem Gusseisen beim Bau von Triebwasserleitungen kleiner Wasserkraftwerke nicht mehr wegzudenken.

Die eindrucksvolle Entwicklung der Leitungslängen von Triebwasserleitungen in diesem Zeitraum in Europa zeigt **Abb. 1**. Dabei sind allein in den letzten 5 Jahren 160 km Triebwasserleitungen, vor allem in den Alpen und in Norwegen gebaut worden.

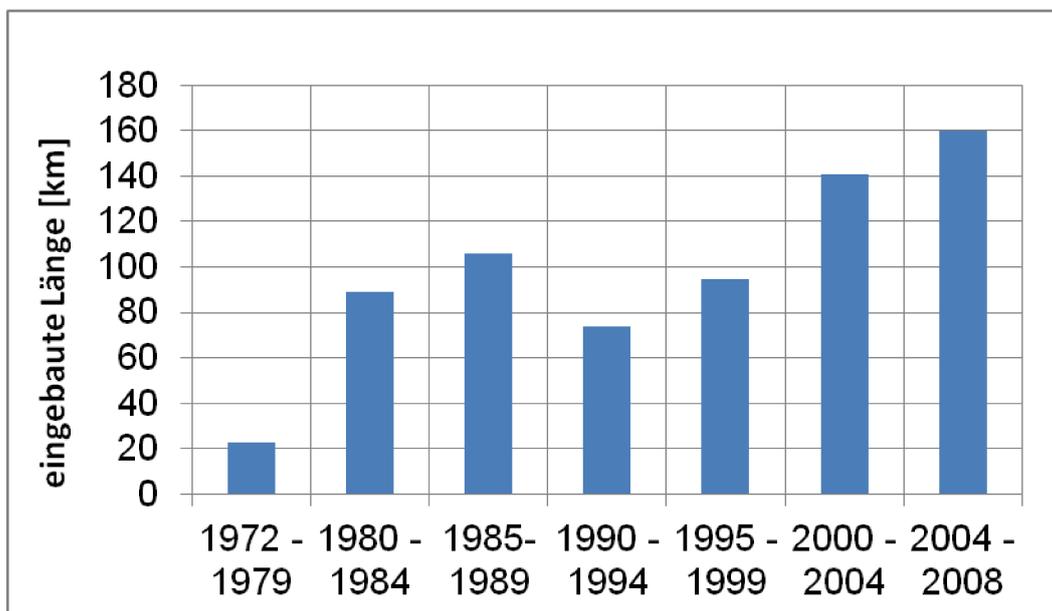


Abb. 1: Entwicklung der Längen von Triebwasserleitungen aus duktilem Gusseisen in Europa in den letzten 40 Jahren

Einen deutlichen Zusammenhang zwischen der Kraftwerksleistung und dem Durchmesser der Triebwasserleitung zeigt **Abb. 2**. Zwar hängt die Leistung auch von der Fallhöhe des Triebwassers ab, jedoch dürfte der Einfluss der Wassermenge überwiegen.

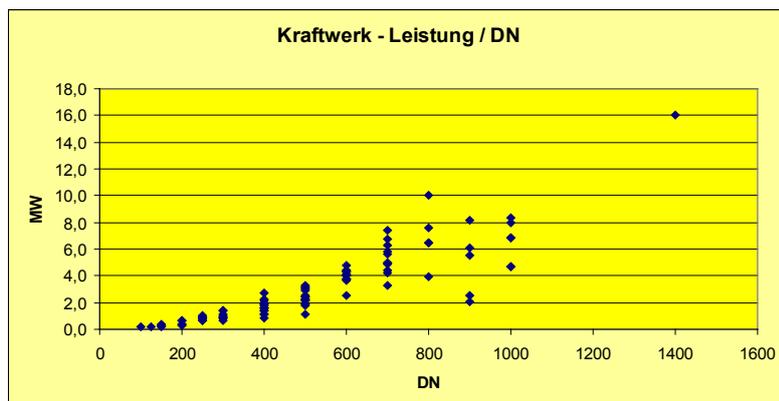


Abb. 2: Zusammenhang zwischen Kraftwerksleistung und Nennweite der Triebwasserleitung

Das Erneuerbare-Energien-Gesetz (EEG) hat den Bau von Kleinwasserkraftanlagen stimuliert. Aufgrund der Einspeisevergütung ist es sinnvoll, das vorhandene Potential zu erschließen oder auch ältere Anlagen auf den neuesten Stand der Technik zu bringen.

Die Kosten für den Bau von Wasserkraftanlagen sind grundsätzlich an die Höhe der installierten Leistung gebunden, aber auch abhängig von der Fallhöhe und von den weiteren Standortbedingungen, also meist dem Schwierigkeitsgrad der Leitungstrasse im alpinen Gelände.

Naturgemäß werden Turbinenleitungen in vorwiegend schwierigen Geländeformen eingebaut. Dies bedeutet, dass auch den Einbaukosten dieser Leitungen bei der Auswahl der Rohrmaterialien eine entscheidende Bedeutung zukommt.

Mit ihren geringen Baulängen von 5 oder 6 m, ihrer Druckbeständigkeit sowie der einfach zu montierenden Steckmuffen-Verbindung, die den erreichbaren Betriebsdruck keinesfalls einschränkt, konnten sich duktile Gussrohre in einem bestimmten Leistungsbereich der Kleinkraftwerke einen festen Platz erobern.

3 Systemkomponenten

Duktile Guss-Rohrsysteme für den Bau von Triebwasserleitungen bestehen aus Rohren, Formstücken und Armaturen. Die Rohre mit beweglichen Steckmuffen-Verbindungen werden ausschließlich im Schleudergussverfahren hergestellt, während innerhalb des Krafthauses auch Flanschenrohre vorkommen können, die wie die Formstücke im Sandgussverfahren hergestellt werden.

Werkstoff ist das in EN 545 genormte, überwiegend ferritische duktile Gusseisen mit folgenden typischen Kennwerten:

Zugfestigkeit $R_m \leq 420$ MPa

Bruchdehnung $A \leq 10\%$

0,2%-Dehngrenze $R_{p0,2} \leq 270$ MPa

Für im Sandformguss hergestellte Formstücke mit ferritisch-perlitischem Gefüge liegt die Mindestbruchdehnung bei 5%, während die Festigkeitswerte die Anforderungen an Rohre erfüllen müssen.

Armaturengehäuse als Teile des Maschinenbaus genügen nach EN 1563 ähnlichen Anforderungen. Sie erfüllen auch in großen Talsperren wichtige Absperrfunktionen.

3.1 Verbindungen

Das herausragende Charakteristikum duktiler Gussrohre ist ihre Verbindungstechnik. Die bewegliche Steckmuffen-Verbindung – ob längskraftschlüssig oder nicht – erlaubt eine schnelle und sichere Montage, gerade in schwierigem Gelände, an Steilhängen oder unzugänglichen Orten. Diese einfache Technik unterstützt die so genannte „Auf-Zu-Methode“, wenn nur der Graben für ein einziges Rohr geöffnet werden soll. Beim Bau von Turbinenleitungen im alpinen Gelände ergeben sich meist auch noch zusätzliche erschwerte Bedingungen wie z. B. eine Bauzeit meistens nur zwischen Mai und September. Nach Einbau eines jeden Rohres muss der Rohrgraben sofort wieder verfüllt und abgedeckt und mit der alten Flora versehen werden, damit sich im Fall eines Regens keine Schlammlawine bilden kann.

Mit diesem Bauverfahren entfällt der ohnehin schwierige Transport des Aushubmaterials an eine geeignete Stelle, zum anderen wird das Risiko von Murenabgängen angesichts des oft im Gebirge schnell umschlagenden Wetters minimiert.

Die Abmessungen und zulässigen Abweichungen der in **Abb. 3** dargestellten gummigedichteten TYTON[®]-Verbindung sind so gewählt, dass selbst unter ungünstigsten Bedingungen (bei maximaler Dezentrierung und gleichzeitig auftretenden Scherlasten) über die gesamte Funktionsdauer Dichtheit gewährleistet ist. EN 545 enthält entsprechende Funktionsanforderungen.

Die Verbindung nimmt keine axialen Kräfte auf, wie sie an Richtungsänderungen oder Endverschlüssen aus dem Wasserinnendruck

entstehen. Diese Kräfte sind durch Betonwiderlager oder mit längskraftschlüssigen Verbindungen in den Baugrund einzuleiten.

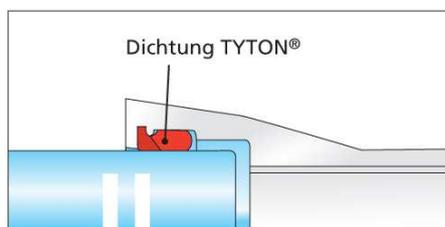


Abb. 3: Steckmuffen-Verbindung TYTON®

Längskraftschlüssige Muffen-Verbindungen bieten den Vorteil, dass alle Kräfte aus dem Innendruck von den Verbindungen aufgenommen und über Erddruckaktivierung und Reibung in den Baugrund eingetragen werden können.

Abb. 4 zeigt zwei typische kraftschlüssige Verbindungen:

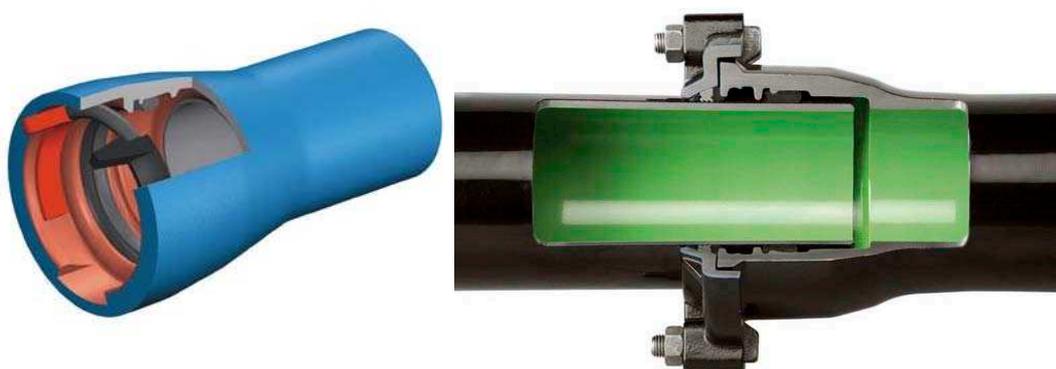


Abb. 4: kraftschlüssige Muffen-Verbindungen

Links im Bild stützen sich Verriegelungselemente einerseits formschlüssig an einer Schweißbraupe auf dem Einsteckende ab und übertragen die Längskraft auf der anderen Seite auf eine Sicherungskammer in der Muffe. Die rechte Bildhälfte zeigt eine außenliegende reibschlüssige Verbindung, bei der gehärtete Zahnsegmente die Kraft über Reibung auf das Einsteckende übertragen.

Die Anzahl der zu sichernden Verbindungen neben einer Richtungsänderung wird nach DVGW-Arbeitsblatt GW 368 berechnet.

3.2 Rohrwanddicke

Die Rohrwanddicke wird in Abhängigkeit von Durchmesser und Bauteilbetriebsdruck PFA mit der Kesselformel (1) in EN 545 Anhang A berechnet,

$$PFA = \frac{20 \cdot e_{\min} \cdot R_m}{(DE - e_{\min}) \cdot S_F} \quad (1)$$

in der

R_m die Mindestzugfestigkeit in Megapascal ($R_m \leq 420$ MPa),

e_{\min} die Mindestwanddicke des Rohres in mm,

DE der Nennaußendurchmesser des Rohres in mm,

S_F ein Sicherheitsfaktor von 3

sind. Für die Mindestzugfestigkeit von 420 MPa nimmt die Kesselformel folgende Gestalt an:

$$PFA = \frac{20 \cdot e_{\min} \cdot 420}{(DE - e_{\min}) \cdot 3} \quad (2)$$

oder, mit der Mindestwanddicke als abhängiger Variablen als Funktion des zulässigen Bauteilbetriebsdruckes PFA für einen bestimmten Rohraußendurchmesser DE

$$e_{\min} = \frac{3 \cdot PFA \cdot DE}{8400 + 3 \cdot PFA} \quad (3)$$

3.3 Außenschutz

Für alle Bodenarten haben duktile Guss-Rohrssysteme passende Außenschutzarten; sie stellen eine Nutzungsdauer von 100 Jahren sicher.

Die Standardlösung entsprechend EN 545 ist aktiver Korrosionsschutz mit einer metallischen Zink-Auflage (200 g/m^2) und Deckbeschichtung aus Bitumen bzw. Epoxid- oder Polyurethanharz (PUR). Dickbeschichtungen auf Basis PUR nach EN 15189 und eine Zementmörtel-Umhüllung nach EN 15542 sind für hohe Bodenaggressivitäten möglich. Formstücke und Armaturen werden standardmäßig nach EN 14901 mit einer sowohl außen als auch innen aufgetragenen Epoxidharzpulverbeschichtung geliefert.

3.4 Auskleidungen und Hydraulik

Üblich sind Auskleidungen aus Zementmörtel und Polyurethanharz. Diese Auskleidungen sind gegenüber allen vorkommenden Wässern beständig.

Die Durchmesser, Wanddicken und Auskleidungsdicken der Rohre sind so festgelegt, dass bei Nennweiten über DN 150 der lichte Durchmesser mindestens gleich oder größer als die Nennweite ausfällt. Mit den genormten

Auskleidungen wird eine Konstanz der hydraulischen Rauigkeit über die gesamte Betriebsdauer und Leitungslänge erreicht, wobei vor allem Inkrustationen nachhaltig vermieden werden.

Druckverluste im Leitungssystem werden in erster Linie durch die Rohrverbindungen und die Anzahl der verwendeten Formstücke bei Richtungsänderungen beeinflusst. Die Wandrauigkeit ist von nachrangiger Bedeutung. Nach DVGW Arbeitsblatt W 302 ist bei Einsatz duktiler Gussrohre in Turbinenleitungen (gestreckte Leitungsführung) eine Rohrrauigkeit von $k_1 = 0,1$ mm anzusetzen.

4 Besondere Projekte

4.1 Kraftwerk Dorferbach in Osttirol

- Bauherr: TIWAG
- Duktile Druckrohre DN 800 mit Zementmörtel-Auskleidung und längskraftschlüssiger BLS[®] - Steckmuffen-Verbindung
- Wanddickenklasse K 9 bis K 18 (Wanddicke bis 23,4 mm)
- Leitungslänge: 4.400 m
- Höhendifferenz: 760 m

Dieses Projekt ist die weltweit erste Triebwasserleitung aus duktilem Gusseisen im Durchmesser von 800 mm, die mit einem Prüfdruck von 93 bar abgenommen wurde.

4.2 Kraftwerk Furkelbach in Südtirol

- Bauherr: Gemeinde Trafoi
- Duktile Druckrohre DN 400 mit längskraftschlüssiger BLS[®] - Steckmuffen-Verbindung
- Wanddickenklasse K 9 bis K 14 (Wanddicke bis 12,6 mm)
- Leitungslänge: 2.500 m
- Höhendifferenz: 480 m

Bei diesem Projekt musste etwa ein Drittel der Rohrtrasse mittels Sprengvortrieb bearbeitet werden. Die Rohre und Formstücke wurden mittels einer mobilen Standseilbahn an ihren Einbauort in dem teils unwegsamen Gelände gebracht. Die steilsten Teilstücke der Leitung wiesen eine Neigung bis zu 65° auf.

4.3 Trinkwasserkraftwerke

Trinkwasserkraftwerke haben in der Schweiz lange Tradition. Seit 1990 wurden etwa 100 Trinkwasserkraftwerke gebaut; sie erzeugen heute rund 100 Mio. kWh/a Elektrizität. Damit lassen sich 112.000 Haushalte versorgen. Die Vorteile für den Betreiber liegen auf der Hand. Der in Trinkwasserkraftanlagen erzeugte Strom wird lokal produziert, die Natur und der Wasserkreislauf bleiben praktisch unberührt, und mit relativ geringen Kosten kann ein wichtiger Beitrag im Sinne der Energie- und Klimapolitik geleistet werden. **Abb. 5** zeigt das Anlagenprinzip:



Abb. 5: Prinzip eines Trinkwasserkraftwerks

Zur Stromerzeugung wird die Fallhöhe zwischen der Wasserfassung und dem Trinkwasserbehälter der Gemeinde im Tal ausgenutzt. Mit der üblichen Einspeisevergütung amortisiert sich die Anlage innerhalb weniger Jahre.

4.4 Kraftwerk Holzerbach in Südtirol

- Duktile Druckrohre DN 300 mit Zementmörtel-Auskleidung und längskraftschlüssiger BLS[®] - Steckmuffen-Verbindung
- Wanddickenklasse K 9 (Wanddicke = 7,2 mm)
- Leitungslänge: 1.400 m
- Höhendifferenz: 380 m

Dieses Beispiel steht für die Lösung der Aufgabe, der Triebwasserleitung Teilmengen für andere Rechtsträger (Beregnung, Löschwasser) zu entnehmen. Häufig werden für diese zusätzlichen Entnahmen Hydrantenanschlüsse eingerichtet. Die Abgänge mit diversen Messeinrichtungen werden in Armaturenschächten untergebracht. **Abb. 6** zeigt einen beispielhaften Armaturenschacht, wie er in der Triebwasserleitung zum Kraftwerk Holzerbach in Südtirol eingebaut wurde.



Abb. 6: Armatureschacht für mehrere Leitungsabhänge

4.5 Sanierung eines Ringkolbenventils in der Talsperre Wendefurth

Die Überarbeitung eines 40 t schweren Ringkolbenventils DN 2000 nach 40 Betriebsjahren erwies sich wirtschaftlicher und nachhaltiger als die Herstellung einer neuen Armatur. **Abb. 7** zeigt das Ventil beim Ausbau aus der Talsperre.



Abb. 7: Ausbau eines Ringkolbenventils DN 2000

5 Ausblick

Der künftige Bau von Kleinwasserkraftwerken wird sicher entscheidend von der Energiepolitik der Länder bzw. der EU beeinflusst werden. Da die einfachsten und rentabelsten Projekte wahrscheinlich schon realisiert sind, wird sich der mögliche weitere Ausbau der Wasserkraft in Richtung höherer Anforderungen an das Rohrmaterial und Einbausituationen entwickeln.

Literatur

- Rammelsberg, J. und Titze, E.: Ductile iron pipe systems for hydropower plants, Posterpräsentation auf der hidroenergia 2010, Lausanne
- Moser, A.: Neubau von Triebwasserleitungen für Kleinwasserkraftwerke.
In: GUSS-ROHRSYSTEME 45(2011), S. 67
- Aebi, R.: Stromgewinnung durch Ausnutzung der Wasserkraft hat Zukunft
In: GUSS-ROHRSYSTEME 44(2010), S. 62
- Hammer, Th.: Armaturen aus duktilem Gusseisen - eine Investition in die Zukunft
In: GUSS-ROHRSYSTEME 44(2010), S. 49

Bildnachweis

Abb. 1, 2: Harzwasserwerke; alle anderen vom Verfasser.

Autor:

Dr.-Ing. Jürgen Rammelsberg,
Fachgemeinschaft Guss-Rohrsysteme (FGR / EADIPS) e. V.
Im Leuschnerpark 4
64347 Griesheim 7 / Deutschland
Tel.: +49 – 6155 – 605-225
Fax: +49 – 6155 – 605-226
rammelsberg@arcor.de

Asphalt facing for Al Sourani Dam in Syria

Mohamad Al Chiblak

Nowadays, linings for dams are usually manufactured from asphalt. This type of sealing also proves to be advantageous in the case of large dams for irrigation water, drinking water, and water for industrial uses. Asphaltic linings are also suitable for replacing or overlaying old sealing made of concrete or mineral materials, which have become less efficient for one reason or another. Asphalt is a mixture of bitumen and mineral aggregates. With a suitable composition, if professionally placed, Asphaltic concrete can be manufactured in such a way that it is waterproof.

The advantageous characteristics of an Asphaltic lining in relation to its basic requirement, namely impermeability to water that it can absorb pressure forces as well as bending and shearing forces, and up to a certain limit, it is compatible with regard to consolidation settlements. To a certain extent, as a result of the visco-elastic characteristics of the bitumen, tensile stresses in the film of the bonding agent between the adjacent grains of mineral can be reduced without the development of cracks. This feature, exploited in the Asphaltic linings with large areas, can be produced without seams. Asphaltic mixes can be composed in such a way that in addition to the desired consistency and flexibility they also have sufficient suitability to be placed on slopes with an inclination of up to 1:1.3, [Shoenian, E, 1999]. The first use of the Asphaltic concrete in Syria was the sealing of **Al-Sourani Dam in Tartous** by the use of asphalt facing with an inclination of 1:2.25. The construction of the asphalt facing was finished in Nov. 2003. In this paper, we shall explain the property of the construction materials, lining design, quality control, and thermal condition such semi-arid area.

1 Construction materials

1.1 Bitumen

The usual classification of bitumen in grades is done according to penetration. In fact, this represents the viscosity at a certain temperature [Geiseler W.D, 1996].

It is the value in 1/10 mm, by which a needle loaded with 100g penetrates the bitumen at 25 C in 5 seconds. In hydraulic engineering, bitumen with a penetration range of 50 and 70 is usually designated as B65, and penetration of between 70 to 100, designated as B80. The penetration of the bitumen used in **Al-Sourani Dam** was 71. It has also the following properties:

- Ductility 150 mm
- Ring and ball 65°C

1.2 Mineral aggregates

The mineral aggregates should be from healthy rock, free of all swellable components and with a good affinity to bitumen.

The aggregates used for Al-Sourani Dam were from healthy rock from area near **Lattakia (Rassion)**. The grain-size distribution for the used aggregates is shown in **Figure 1** for impervious layer.

2 Lining design

The cross section of the asphalt facing used in Al-Sourani Dam is shown in **figure 2**, [Ludewig ,M,1992]. It consists of:

- 1- Asphaltic mastic seal coat approx. 1-2mm (70% filler+30% bitumen).
- 2- Impervious Asphaltic concrete course (25 cm).
- 3- Asphalt binder course (0-25mm), thickness 10cm.
- 4- Bituminous emulsion 2Kg/m².
- 5- First transition layer (0-56mm), thickness 100cm.
- 6- Second transition layer (0-32mm), thickness 100cm.

3 Qualification tests

Qualification tests must demonstrate, on a Marshal specimen compacted with an effort comparable to that achievable on site, that a final void content in a range well below the maximum value of 3% vol. is attainable [Asbeck, Van., Baron W.F,1968].

Final compaction by the rollers will varies according to mix temperature, slope and equipment used for the considered project. In the design of the mix the number of Marshal Blows on each side of the specimen must be adapted to the compaction that finally can be expected with the equipment. From experience it is known that the number of blows can vary between 7 and 35[Shoenian, E ,1999]. The number of blows should always be stated when the void content of a sample prepared in the laboratory mix is given. The weight of the roller used in **Al-Sourani** Dam was about 5 ton and the marshal blows were 30.

In the qualification tests, mix compositions of aggregate and bitumen was tested with [Shoenian, E ,1999 ;Asbeck, Van.,Baron W.F,1968]:

- 8 different amounts of bitumen, with increments of 0.5%, (7%, 8%, 9%, 9.5%, 10%, 10.5%)
- 3 specimens were made for each bitumen content, and compaction was carried out with the standard Marshal hammer.
- The specimen was weighed in air and in water to determine the mass density of the compacted mix.
- At each bitumen content the following mix properties were determined (average of the three specimens):
 - 1- Marshal stability and flow
 - 2- voids in the mineral aggregate in the compacted specimen $V (ma)$
 - 3- air voids of the compacted specimen (VA) .

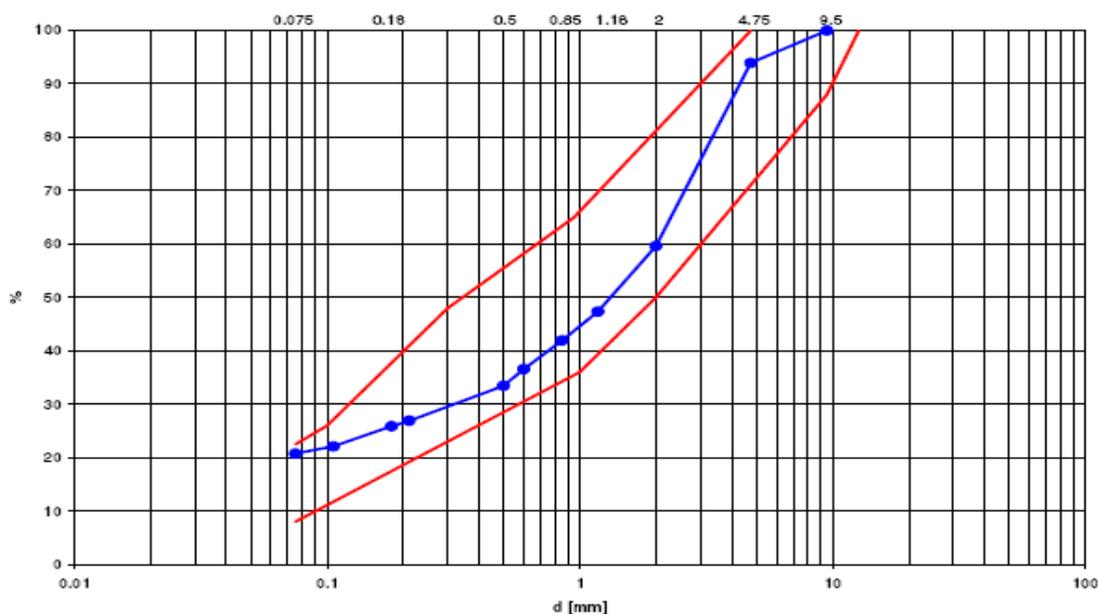


Figure 1 The grain-size distribution for the used aggregates in **AL-Sourani** dam

These properties were entered into Figure 3a-e. The $V (ma)$ for hydraulic mixes with sufficient bitumen content will normally be positioned just beyond the minimum on the rising branch of the curve and it must be less than 22% [Shoenian, E ,1999].

While the mass density ρ_A will be positioned just beyond the maximum on the falling branch [Shoenian, E ,1999]. The bitumen content must be so-coordinated in such a way that, on the one hand there is a sufficient coating of the mineral particles, on the other hand, the stability on slope is guaranteed.

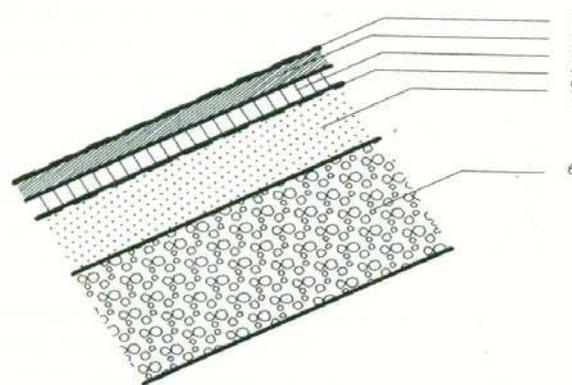


Figure 2 The cross section of the asphalt facing used in Al-Sourani Dam

The optimal bitumen content is a function of the type of aggregate employed, of the necessary workability of placing temperatures, of the layer thickness and required service life [Ludewig ,M,1992]. **Figure 3a-e** shows the relationships between bitumen content and Marshall Stability, flow, density, V (ma) and void content.

From **Figure 3a-e** the optimal content of bitumen is selected to be 9% and the air void was about 1.66%, Marshall stability=7.37 KN, V(ma)=21.6%, Marshall flow=8.17mm, density=2.28 g/cm³.

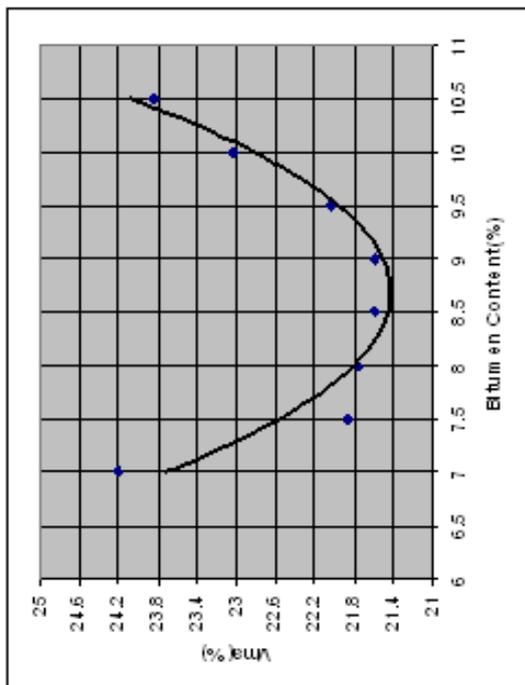


Figure (3-c) Relationship between V(ma) and bitumen content

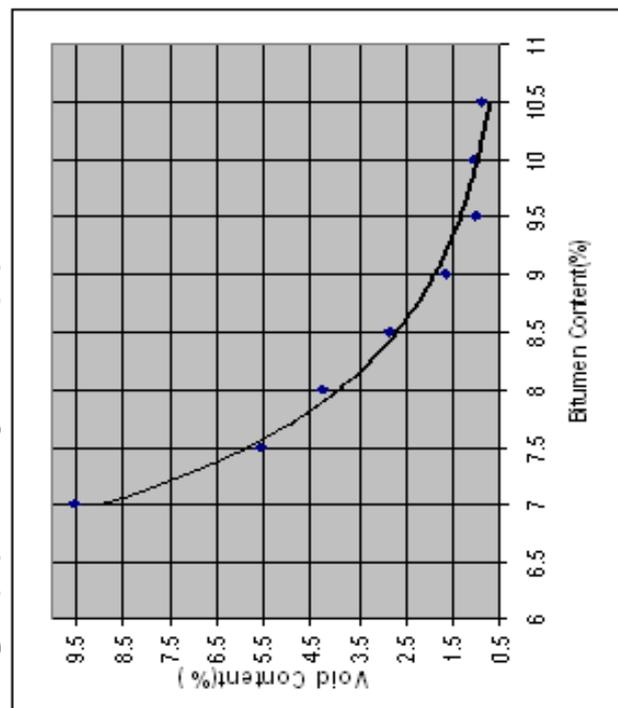


Figure (3-d) Relationship between void content and bitumen content

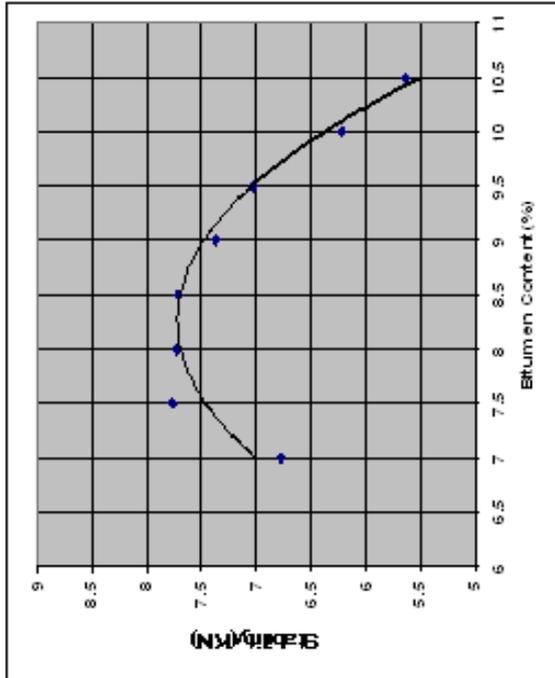


Figure (3-a) Relationship between Marshal Stability and bitumen content

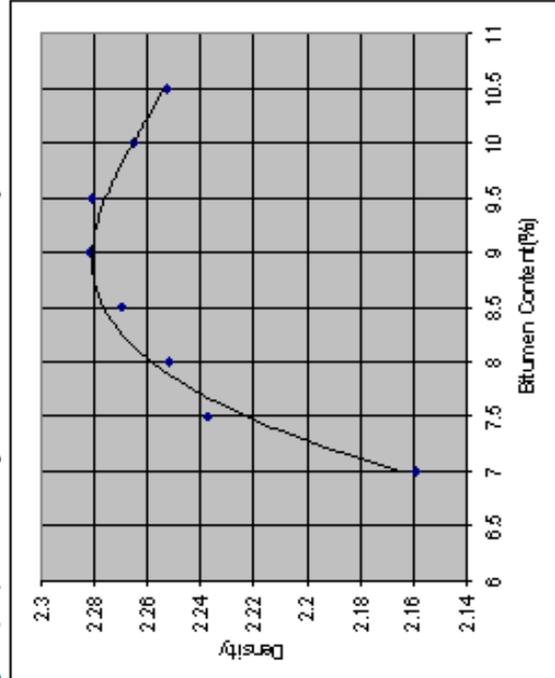


Figure (3-b) Relationship between densities of Marshal Specimen and bitumen content

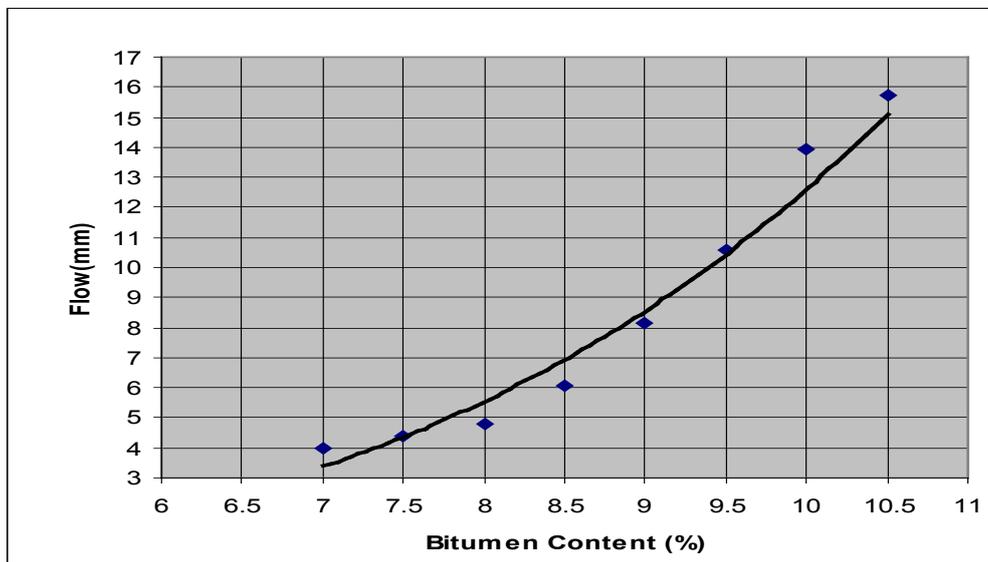


Figure 3 Relationship between flow after Marshal and bitumen content

4 Other mix properties

The **table 1** shows the requirements for impervious layer and experimental values [Ludewig ,M,1992]

Tabelle 1

	Properties	Permissible values	Experimental values
A	basic requirements		
1	Compression strength At temperature 20°C- R20 At temperature 50°C- R50 At temperature 0°C- R0	30 15 -	55 20.15 126.43
2	Coefficient of thermal stability Kt=R 20/R 50	2-2.5	2.734
3	Coefficient of water resistance after test performed in vacuum.	>0.9	0.92
4	Coefficient of elasticity Ke=R0/R20	2-2.8	2.295
5	Coefficient of permeability (cm/s)	<10E-7	6.8×10E-8
B	Supplementary requirements		
1	Water absorption in % of the volume.	<1.5	0.3
2	Swelling in % of the volume.	<0.5	0.038
3	Bond index of the asphalt with the surface of	>90%	95%
4	Marshal stability	>6KN	7.37KN
5	Marshal stability after 14days water laying down.	5.4KN	6.7KN
6	Flow according to Marshal.	(4-8mm)	(8mm)

5 Special test methods

5.1 Flexibility tests

To test the flexibility of Asphaltic layers an apparatus was manufactured for this purpose described in [Shoenian, E ,1999] where the sample was exposed to water pressure equivalent to the water height upstream the dam, the thickness of the sample was about 50mm and the diameter 500mm. The space below the test specimen was only partially filled with sand, so there was free space left. The partial filling forms a saucer with depth (h) equal to one tenth of the diameter (s) of the trough ($h/s=1/10$). The pressure was increased in the way described in [Shoenian, E ,1999] and consequently the sample remained quite impermeable.

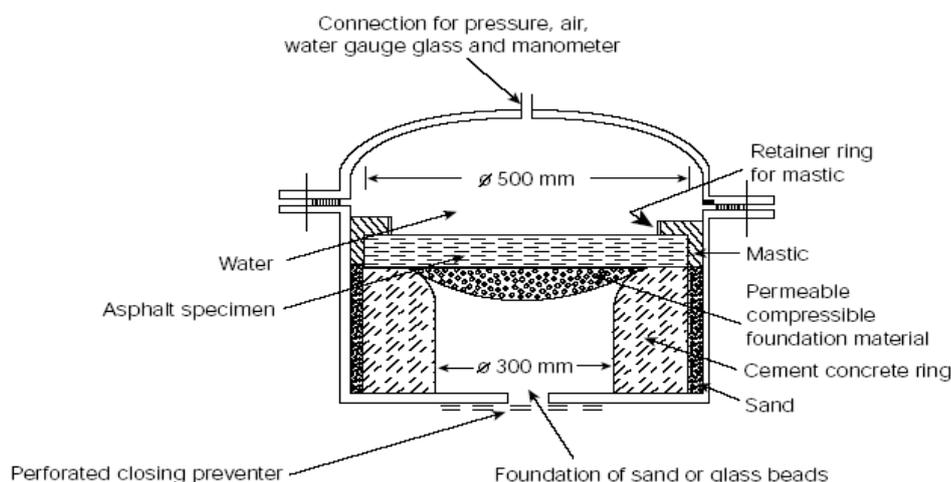


Figure 4 Illustrates the used apparatus that was manufactured according to [Shoenian, E ,1999]

5.2 Slope stability tests for Asphaltic concrete mixes

5.2.1 Determination of maximum temperature of the Asphalt facing

Temperature has been measured in many depths in an experimental area that was built near the location of the dam site which has the same inclination (1:2.25), the measurements were taken for two consecutive years.

The maximum temperature measured on the surface was about 60°C during the measuring period. To obtain the maximum temperature which may occur, a **mathematical-physical model** was established through which the maximum expected temperature could be calculated on the surface of the Asphaltic facing and also at various depths. This model depends on the energy budget equation at the surface of the Asphaltic facing [Al chiblak M,1989]. The model requires

climatic information such as (air temperature – atmospheric pressure, air turbidity etc..) as well as geographic information such as (latitude, height above sea level etc..) and information related to properties of heat transfer of Asphaltic concrete.

The above mentioned model and the respective program with the actual measures performed in the experimental area were tested and results showed good conformity between the calculated values through the model and the measured values in the experimental area. For determining the maximum temperature of the Asphaltic concrete may be exposed, search was made for the highest air temperature in the dam area during fifty-year period and this temperature was 41°C.

Other accidental climatic conditions that lead to maximum temperature were also indicated. By using the mathematical-physical model the maximum temperature that could be occur once every fifty-year period was calculated and it was about 73°C and temperature was also calculated on various depths of the asphaltic facing as illustrated in **Figure 5**.

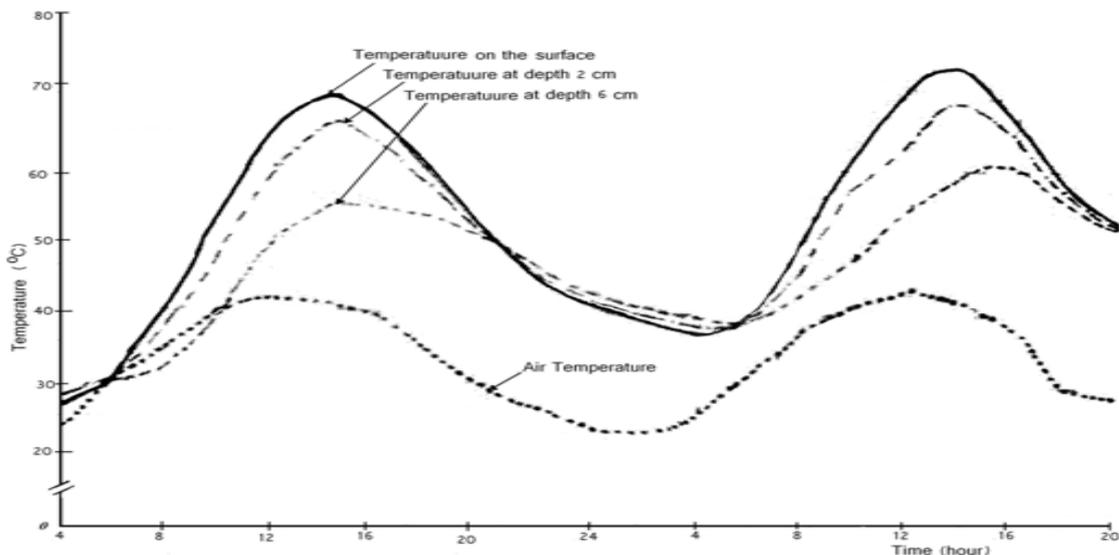


Figure 5 Temperature changes on the surface of the asphaltic concrete and in various depths of Al-sourani dam(Syria)

5.2.2 Stability test

For testing slope stability [Shoenian, E ,1999] showed an apparatus, **Figure 6**. As a simpler method, it is recommended to take Marshall specimens, cut them in two half-cylinders and store them for 48 hours in an oven at the highest ambient temperature to be expected (for **Al-Sourani** Dam in Syria at 73°C), the specimens were taken from the executed layers and were placed on a tilted plated with the inclination of the projected structure (1:2.25) and held by a metal

strip about 1mm high, the rest of the cylinder height of ca.65mm being free to deform.

Deformations of the specimen was small within the first 24 hours and not further increase substantially during the second 24 hours, so we can say the layer is stabile on the slope [Shoenian, E ,1999, 5].

6 Site inspection

During the execution period specimens were continuously taken from the asphaltic mix and from executed layers after compaction. The void content and the mass density were determined. Experiment results showed that the values of void content were less than 3% of the specimen taken from the executed layers and laboratory specimens prepared by using the hot mix. The average rate of compaction was more than 97%.



Figure 6

Permeability factor of specimens of the executed layer was also indicated and the average value of six specimens was $4.2 \cdot 10^{-8}$ cm/s. Grain-size distribution was also controlled many times per day and the abnormal mixes were refused.

During operation period since 2003 until now (December 2010) the facing is stable and there is not any fissures or creep features or loosening of sand or gravel grains seen in the surface of the facing .

7 Discussion and conclusion

Asphaltic concrete linings for dams are today classed as state of art. Many dams are sealed with asphaltic concrete world-wide.

Alsourani dam was the first dam sealed with asphaltic concrete in Syria. However, prerequisites are absolutely necessary for successful use of this sealing method. First, there must be careful selection and suitability testing of construction materials and then the subsequent elaboration of the mix compaction for the various layers. Professional placement and careful compaction are of critical importance for the quality of finished lining. Moreover, continuous control of the construction material, mix and layer placed is imperative.

References

- 1- Shoenian, E: The shell bitumen hydraulic engineering, Handbook, published by Shell International Petroleum Company, London, 1999
- 2- Ludewig ,M: Konstruktive Grundlagen ,Herstellung-und Einbautechnologie der Asphaltbetonaussenhautdichtungen an Staudaemen, STRABAG-AG Schriftreihe Nr.46 Koeln, 1992
- 3- Al Chiblak M: Untersuchungen ueber die Standsicherheit von Asphaltbetonaussenhautdichtungen im Wasserbau in ariden-und semi ariden Klimatischen Bedingungen, Diss. A TU DRESDEN ,GERMANY, 1989
- 4- Asbeck, Van., Baron W.F: Bitumen im Wasserbau, Band 2, Verlaganstalt Huething und Dreyer GmbH and Shell Aktiengesellschaft, 1968
- 5- Geiseler W.D: Introduction to the technology of Asphaltic Linings for Storage Reservoirs, STRABAG-AG Schriftreihe Nr.51 Koeln, 1996

Author:

Prof. Dr. Eng.- Mohamad Al Chiblak
International University for Science and Technology
Faculty of Engineering
Department of Civil and Environmental Engineering
Tel: 00963933781544
Chiblak@SCS-net.Org

Wasserräder, Wassersäulenmaschinen und Turbinen – Oberharzer Wasserwirtschaft wurde Weltkulturerbe

Mathias Döring

Das Welterbekomitee der UNESCO hat am 1. August 2010 in Brasilia die Oberharzer Wasserwirtschaft zum Weltkulturerbe erhoben. Zum siebten Mal wird damit einer wasserbaulichen Anlage diese Auszeichnung zuteil. Neben den Bewässerungssystemen von Schushtar (Iran) und Aflaj (Oman), dem römischen Aquädukt Pont du Gard, dem Canal du Midi (beide Frankreich), dem barocken Aquädukt von Caserta (Italien) und den Schiffshebwerken am Canal du Centre (Belgien) verfügt nun auch Deutschland über ein anerkanntes wasserbauliches Denkmal von internationaler Bedeutung und weltweiter Einzigartigkeit. Erstmals wurde damit auch eine historische Einrichtung zur Energieerzeugung in den Rang eines Weltkulturerbes erhoben.

The UNESCO World Heritage Committee recognised the Upper Harz Water Management System as a world heritage site on the 1st of August 2010 in Brasilia. This is the seventh time that a hydro-engineering complex has been awarded this status. In addition to the irrigation systems of Shushtar (Iran) and Aflaj (Oman), the Roman aqueduct of Pont du Gard, the Canal du Midi (both in France), the Baroque aqueduct of Caserta (Italy) and the hydraulic boat lifts at the Canal du Centre (Belgium), Germany has now also become the site of a hydraulic monument recognised for its international significance and unique status. This is also the first time that a historical construction for producing energy has been given the status of world heritage.

1 Einleitung

Spätestens seit dem 13. Jh. ging im Oberharz Bergbau auf Blei und Silber um. Ein Problem war von Anfang an das den Gruben zusickernde Bergwasser, das man zunächst noch per Hand ausschöpfen konnte. Mit zunehmender Tiefe der Gruben, Mitte des 16. Jhs. bereits über 100 m, wuchs der Zufluss so schnell, dass die Wasserhaltung nur noch mit mechanisch angetriebenen Pumpen möglich war. Als einzige Antriebsmaschinen standen overschlächtige Wasserräder

zur Verfügung. Das dafür erforderliche Wasser leiteten die Bergleute mit Gräben aus den kleinen Bächen auf der Harzhochfläche herbei.

Weil deren Abfluss nicht immer ausreichte, musste man den Niederschlag in regenreichen Zeiten in Teichen zurückhalten, um den Bergbau auch im Winter und während trockener Perioden betreiben zu können. Um den immer umfangreicheren Bergbau mit immer tieferen Schächten bedienen zu können, vermehrte und vergrößerte man die Teiche und leitete mit bis zu 15 km langen ober- und unterirdischen Sammelgräben, die heute noch den ganzen Oberharz bis zum Brockengebiet durchziehen, Wasser aus entfernten Bächen herbei. Vor allem im 17. und 18. Jh. entstanden so mehrere, teilweise miteinander vernetzte und immer wieder umgebaute Graben- und Teichsysteme, die um 1800 ihren größten Umfang erreichten.

Die Gesamtheit dieser Systeme um die Oberharzer Bergstädte Clausthal, Zellerfeld, Wildemann, Lautenthal, Bad Grund, Altenau, St. Andreasberg und Bad Lauterberg wird als Oberharzer Wasserwirtschaft bezeichnet und ist das größte historische Wasserkraftsystem weltweit (Abb. 1, 2).



Abbildung 1 Teichkaskade bei Clausthal. Vorn die drei Pfauenteiche (erbaut vor 1661), hinten der Hirschlerteich (1717)

Bei der Einstellung des Bergbaus durch die letzte Betreiberin, die Preussag AG, im 20. Jh. waren noch etwa 70 km Gräben und 63 Teiche in Funktion, die für den Betrieb von Wasserkraftwerken, für die Wasserversorgung und den Hochwasserschutz genutzt wurden. Um 1980 übernahm das Land Niedersachsen nach und nach die Oberharzer Wasserwirtschaft, die gleichzeitig zum Baudenkmal erklärt wurde. Da die meisten der bereits weit vor 1900 stillgelegten Gräben und einige Teiche nicht mehr reaktiviert werden konnten, wurde zwischen passivem

und aktivem Denkmal unterschieden. Letzteres umfasst alle 1980 noch funktionsfähigen Anlagen, die weiterhin in diesem Zustand erhalten werden (Abb. 3).

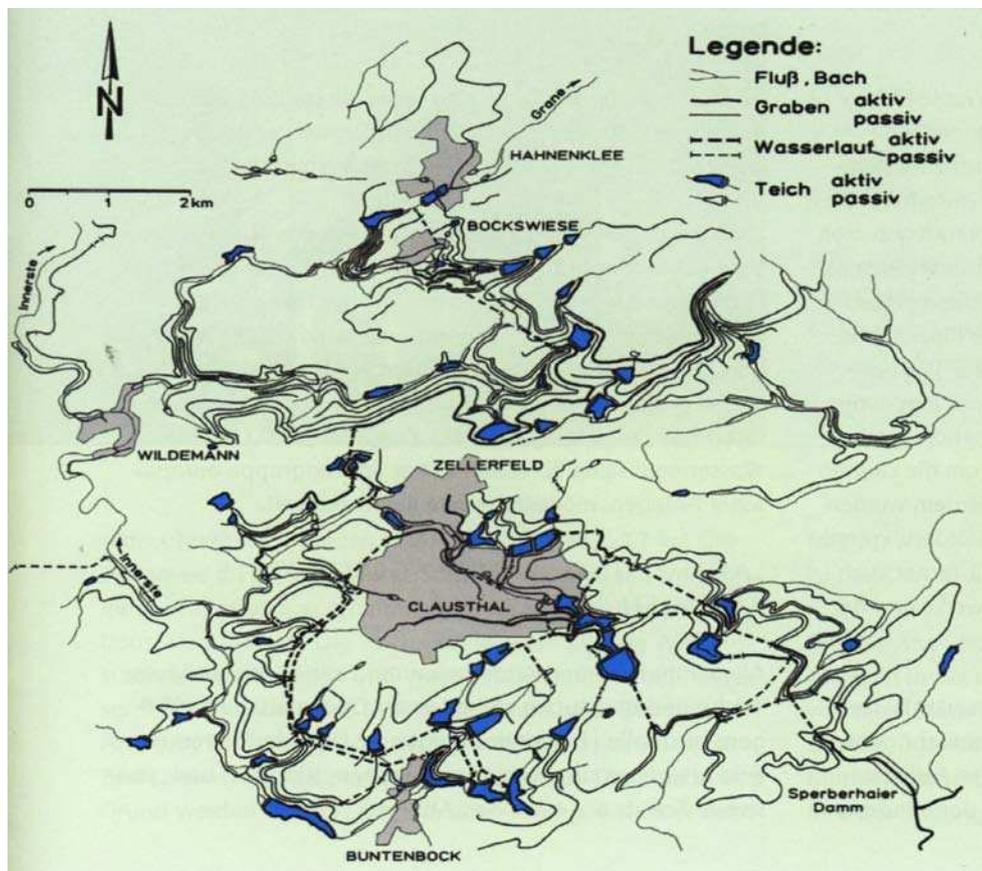


Abbildung 2 Gräben, Wasserläufe und Teiche um Clausthal-Zellerfeld

1991 wurde der größte Teil der Bauwerke den Harzwasserwerken (HWW) übertragen, die sich seinerzeit noch im Eigentum des Landes Niedersachsen befanden. Seitdem betreut das inzwischen privatwirtschaftliche Unternehmen, das im Harz sechs Talsperren und mehrere Wasserkraftwerke betreibt und weite Teile Niedersachsens mit Wasser versorgt, das Denkmal. Ausschließlich für den Erhalt des Denkmals wurde in Clausthal ein Betriebshof eingerichtet, der mit eigenem Personal und Etat ausgestattet ist.

Der oft verwendete Begriff Oberharzer „Wasserregal“ bezeichnet nicht die baulichen Anlagen, sondern das vom Landesherrn dem Bergbau verliehene Recht („Regal“), sich das für den Betrieb erforderliche Wasser zu beschaffen.

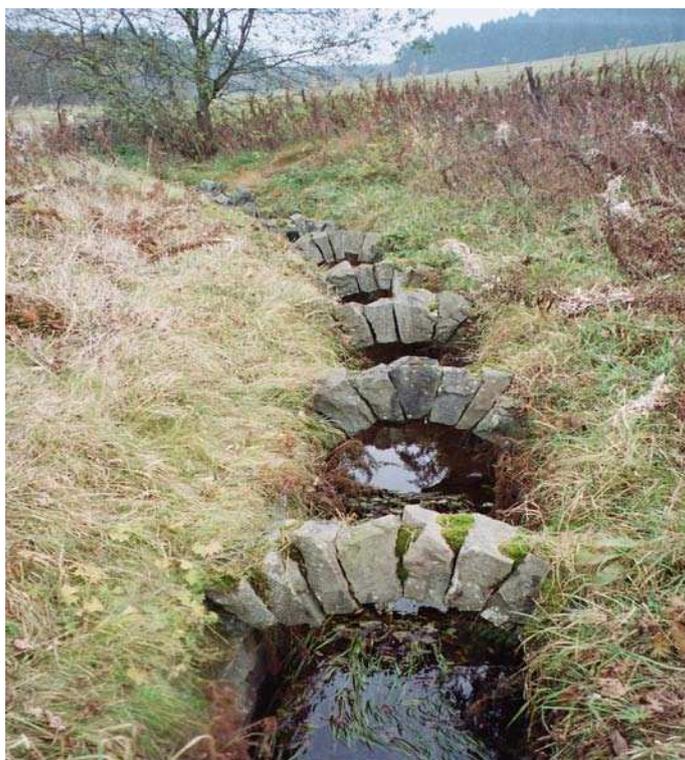


Abbildung 3 Der Zellerfelder Kunstgraben. Die Bögen dienten dazu, den Graben im Winter mit Fichtenzweigen abzudecken, um Zufrieren und einen Stau durch Schnee zu vermeiden.

2 Gräben, Wasserläufe und Teiche

Das Bestreben der Bergleute war es, das Wasser auf möglichst hohem Niveau zu halten und wenig ungenutzt wegfließen zu lassen. So führte man Gräben oft kilometerweit am Hang hin und her, um eine einzelne Grube oder auch nur ein einziges Wasserrad zusätzlich versorgen zu können. Da die Wasserräder Durchmesser von 9 bis 12 m hatten, erhielten die Gräben diesen vertikalen Abstand. Das Ergebnis waren parallele Grabenzüge, die manche Täler des Oberharzes in bis zu 7 Etagen übereinander durchziehen. War eine Grube erschöpft oder ergab sich eine andere Wasserversorgung, dann wurden die entsprechenden Gräben aufgegeben, manche Teichdämme komplett abgetragen und anderswo wieder aufgeschüttet. Zur Abkürzung der Gräben, um den Winterdienst zu erleichtern oder um Wasserscheiden zu unterqueren, wurden Überleitungsstollen („Wasserläufe“) gebaut.

Bis auf den Oderteich mit seiner 19 m hohen Staumauer haben alle Teiche Erddämme mit einer mehrere Meter starken Dichtung aus Rasensoden („Rasenhaupt“), die in der Anfangszeit auf der Wasserseite aufgelegt wurden. Weil die Dichtung dort aber von Mäusen durchwühlt und vom Eis beschädigt

wurde, verwendete man ab 1715 Kerndichtungen aus dem gleichen Material und baute viele ältere Teiche um.

Das Wasser wurde durch ein Holzrohr aus Baumstämmen („Striegelgerenne“) entnommen. Seine Menge konnte durch einen vertikalen Konus aus Holz gesteuert werden (Abb. 4, 5). Dieser wurde mit einer Stange betätigt, die anfangs in einem im Wasser stehenden Gerüst untergebracht war. Am Auslauf des Striegels befand sich ein Gegenstau („Widerwaage“), um die Luft vom Rohr fern zu halten. Einige Striegel aus dem 15. und 16. Jh. konnten dadurch bis heute betriebsbereit erhalten werden. Nach 1715 verlegte man auch die Verschlussvorrichtungen in einen Schacht in der Dammmitte.

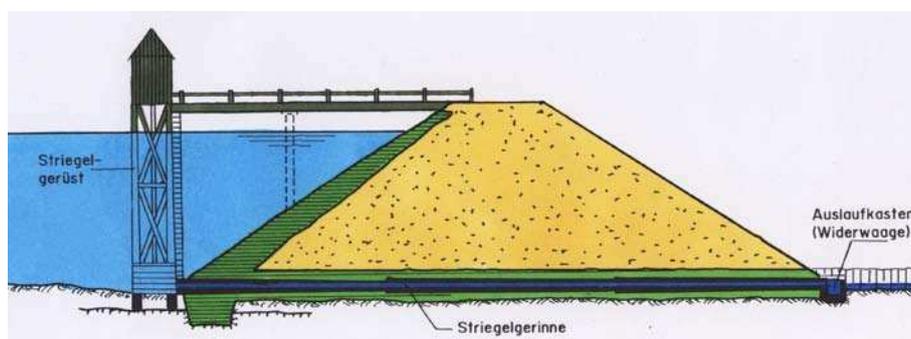


Abbildung 4 Staudamm der bis 1715 üblichen Bauart mit wasserseitiger Dichtung aus Rasensoden.



Abbildung 5 Striegelgerüst am Carler Teich (Clausthal)

3 Wasserräder

Das Heben des Wassers erfolgte in den kleinen Schächten des Mittelalters mit Hilfe eines Haspels (Abb. 6) oder durch Wasserknechte, die sich, auf Leitern stehend, Ledereimer zureichten. Um 1400 kamen die Bulgen- und Heinzenkünste auf, die bereits von Wasserrädern angetrieben wurden.

Den Durchbruch zum "modernen" Bergbau des 16. bis 19. Jhs. ermöglichte die um 1540 von Heinrich Eschenbach im sächsischen Zinnbergbau entwickelte Kurbelwelle („Kunst mit dem krummen Zapfen“) und die um die gleiche Zeit reaktivierte antike Saug- und Druckpumpe aus Holz mit bis zu 10 m Förderhöhe. 8 bis 10 Pumpen mit jeweils dazwischen liegenden offenen Becken konnten von einem Wasserrad ("Kunstrad“, Abb. 7) angetrieben werden und bildeten insgesamt eine "Pumpenkunst“. Mit dieser Einrichtung war für Jahrhunderte das Problem der Wasserhaltung tiefer Bergwerke gelöst.

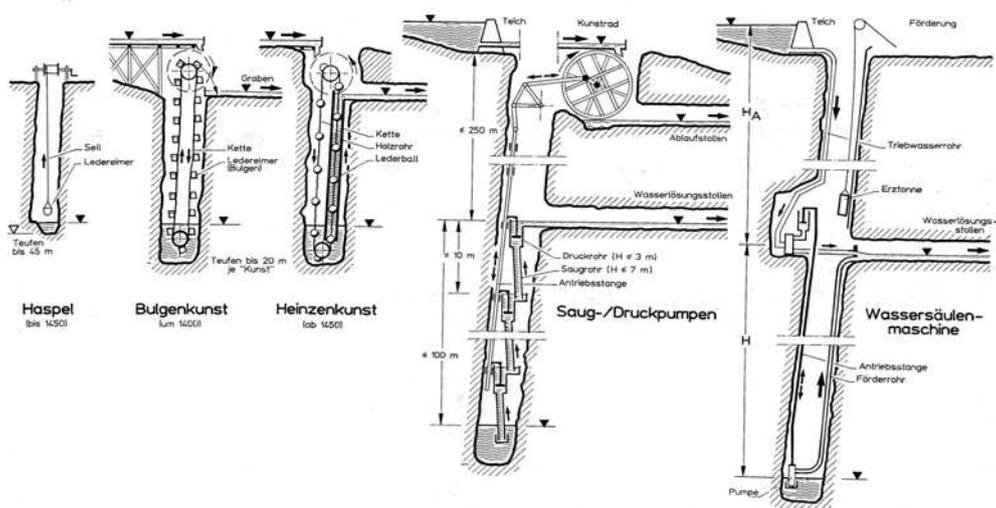


Abbildung 6 Energieerzeugung und Wasserfördertechnik im Oberharzger Bergbau seit dem Mittelalter Striegelgerüst am Carler Teich (Clausthal)

Für tiefe Schächte waren bis zu 5 Kunsträder mit ebenso vielen Pumpenkünsten erforderlich. Für einen 500 m tiefen Schacht benötigte man so z.B. 50 bis 60 Pumpen, von denen jeweils 10 mittels aneinander gekoppelter vertikaler Gestänge aus Balken von einem Kunstrad angetrieben wurden. Für die untersten Pumpen waren also rd. 450 m lange Gestänge erforderlich. Ein Bergwerksschacht der damaligen Zeit musste so nicht nur Förderung und Leitern, sondern auch eine Vielzahl hin- und hergehender Balkenwerke aufnehmen.

Um das Antriebswasser optimal zu nutzen, wurden die Räder so übereinander angeordnet, dass das Wasser von einem zum anderen weitergegeben und am Schluss durch einen der Wasserlösungsstollen abgeleitet wurde. Dadurch befand

sich das unterste von z.B. 5 Rädern in 60 m Tiefe. Wenn das Antriebswasser unmittelbar an den Schächten nicht zur Verfügung stand, übertrug man die Energie vom Wasserrad zum Schacht mit bis zu 1,2 km langen, von Kurbeln angetriebenen, langsam hin und her gehenden Balken, den „Feldgestängen“. Für die Förderung, bei der zum Heben und Senken der Erztonnen zwei Drehrichtungen des Haspels erforderlich waren, kamen um 1625 Wasserräder mit zwei gegenläufigen Schaufelkränzen zum Einsatz, die „Kehrräder“ (Abb. 8).



Abbildung 7 11,50 m großes Kunstrad. Nachbau am Schacht Wilhelm II. (Betriebshof der Harzwasserwerke) in Clausthal-Zellerfeld



Abbildung 8 Kehrrad von 9 m Durchmesser. Nachbau am Schacht Wilhelm II. in Clausthal-Zellerfeld

4 Wassersäulenmaschinen der ersten Generation (1747-1808)

Die Wassersäulenmaschine war, genau betrachtet, die erste wirkliche Innovation bei der großtechnischen Energieerzeugung seit der Antike. Denn das schon im Altertum als Schöpf-, Stock- oder Vertikalrad bekannte und vielfach eingesetzte Wasserrad war im Spätmittelalter ja lediglich „wiederentdeckt“ worden und eigentlich keine echte Neuheit. Weil die Bedeutung und Arbeitsweise der Wassersäulenmaschine heute kaum noch bekannt ist, soll diese etwas ausführlicher vorgestellt werden.

Bei Wassersäulenmaschinen wird ein Kolben durch Wasserdruck in einem Zylinder bewegt und so mechanische Energie erzeugt (**Abb. 9**).

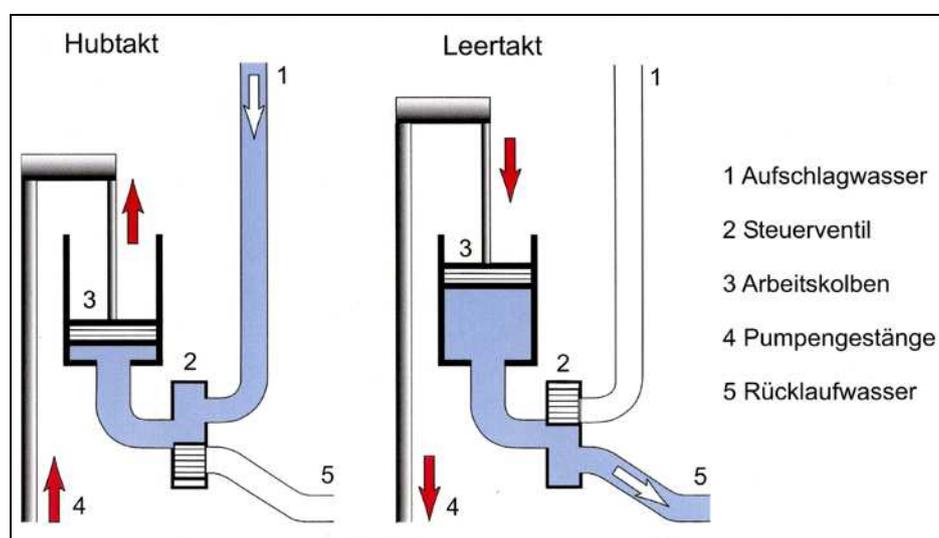


Abbildung 9 Prinzip der Wassersäulenmaschine

Während bei Wasserrädern die nutzbare potentielle Energie dem Raddurchmesser entsprach, konnte man mit der neuen Maschine den Höhenunterschied zwischen Wassergraben und Lösungsstollen in einer Stufe nutzen. Wassersäulenmaschinen waren Langsamläufer mit 4 bis 12 Takten pro Minute und mehreren hundert Litern Hubraum. Durch den gegenüber Kunsträdern geringeren Platzbedarf und die günstige Zahl der Takte eigneten sie sich besonders zum Antrieb von Pumpen.

Um die Wende zum 18. Jahrhundert arbeiteten in den angehenden Industriestaaten zahlreiche Tüftler an neuen Energiemaschinen. Schwierigkeiten bereitete vor allem die Herstellung von Zylinder, Kolben und Dichtungen. Der Durchbruch gelang Georg Winterschmidt in Clausthal 1747. Seine Wassersäulenmaschine trieb das Pumpengestänge direkt an und ersetzte vier Wasserräder bei gleichzeitig geringerem Wasserbedarf – ein für den Harzer Bergbau mit seinen damals schon mehrere hundert Meter tiefen Schächten geradezu idealer Energielieferant. Durch den Siebenjährigen Krieg (1756-63), der

viel Kapital und Kraft beanspruchte, wurde die neue Technik im Harz zunächst nicht weiter entwickelt und man blieb bei den traditionellen Kunsträdern. Im ungarischen Bergbau von Schemnitz (heute Banská Štavnica, Slovak. Rep.) jedoch wurde das Konzept von Joseph Karl Hell (1713-89) so weit verbessert, dass die Maschinen Winterschmidt'scher Bauart dort bis 1808 arbeiteten.

5 Wassersäulenmaschinen der zweiten Generation (1817-1923)

Anfang des 19. Jhs. erfuhr die Wassersäulenteknik eine Renaissance durch C. F. Brendel in Freiberg und Georg Reichenbach in Berchtesgaden. Während Brendel Winterschmidts und Hells Maschinen weiter entwickelte, ging Reichenbach, der sich in England über die technischen Details von Dampfmaschinen informiert hatte, andere Wege. Er setzte 1817 eine neu konzipierte Ein-Zylinder-Maschine für den Sole-Transport von Berchtesgaden nach Reichenhall ein, die bei einem Antriebsdruck von 109 m eine noch nie da gewesene Hubhöhe von 359 m erreichte. Die Maschine war bis 1904 in Betrieb.

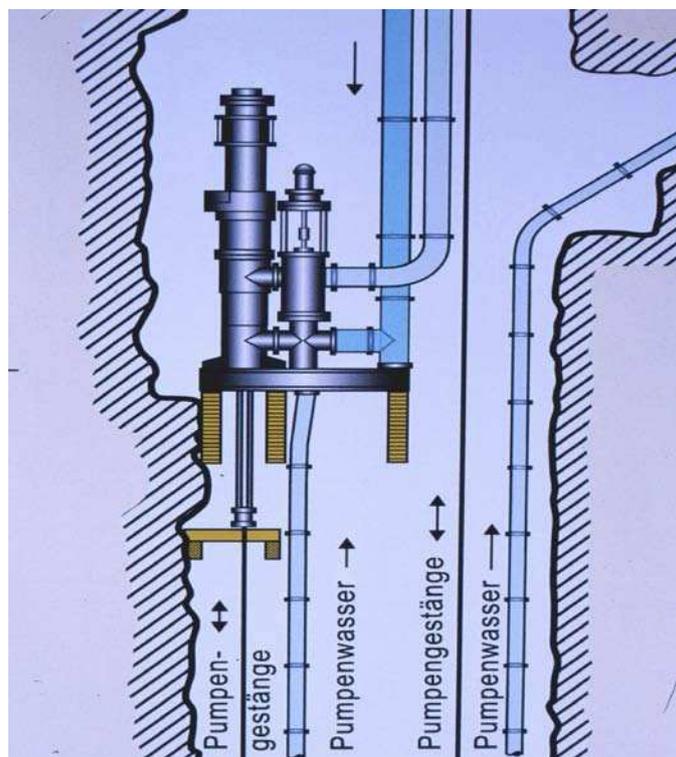


Abbildung 10 Die jüngere Wassersäulenmaschine im Schacht ‚Güte des Herrn‘ in Lautenthal/Harz arbeitete von 1872 bis 1910.

Als 1820 in Clausthal die Wasserhaltung der 115 m unter dem tiefsten Lösungsstollen gelegenen Grubenbaue anstand, wurde Reichenbach als Gutachter hinzu-gezogen, der einen Entwurf auf der Basis seiner eigenen

Arbeiten vorlegte. Die beiden danach gebauten Maschinen arbeiteten ohne Beanstandung bis 1864. Nach diesem Erfolg verbreitete sich die neue Technik in kurzer Zeit über die meisten europäischen Montanreviere.

Die Entwicklung der Wassersäulenteknik fand ihren Abschluss in den großen Zwillingsmaschinen, die in der zweiten Hälfte des 19. Jhs. im Harz gebaut wurden. So 1866 die im Schacht Königin Marie mit einem Arbeitsdruck von 597 m (60 bar). Die letzte Maschine arbeitete im Schacht „Kaiser Wilhelm II“ in Clausthal bis 1923, rd. 160 Jahre nach Erfindung der Dampfmaschine.

6 Kavernenkraftwerke in Clausthal und Bad Grund

Die wichtigsten Voraussetzungen für den Betrieb unterirdischer Wasserkraftwerke als Nachfolgenutzung waren in Form der Bergwerksschächte und Wasserlösungsstollen bereits vorhanden. Man musste nur noch die Kavernen, in denen zuvor Wassersäulenmaschinen gearbeitet hatten, erweitern und für den Einbau der Turbinen und Generatoren umbauen (**Tab. 1**).

Tabelle 1 Kavernenkraftwerke der Oberharzener Wasserwirtschaft

Kraftwerk	Anzahl Turbinen	Betrieb von...bis	Fallhöhe (m)	Durchfluss (l/s)	Leistung (kW)	Mittl. Erzeugung (MWh/Jahr)
System Clausthal-Bad Grund						
Wilhelm II (Clausthal)	6 Pelton	1898-1980	364	1686	4556	16 000
Otiliae (Clausthal)	2 Pelton	1942-1980	332	584	1500	10 000
Meding (Clausthal)	2 Pelton	1902-1967	158	134	167	360
Hilfe Gottes (Bad Grund)	2 Pelton	bis 1993	77 137	490	416	6 500
System St. Andreasberg						
Grüner Hirsch (Andreasberg)	1 Pelton	1922-heute	141	400	450	3 083
Sieberstollen (Andreasberg)	1 Pelton	1912-heute	199	174	240	1 438

Das leistungsstärkste Kraftwerk Wilhelm II. in Clausthal erhielt Wasser aus dem 15 km langen Dammgroben, dem wichtigsten und wasserreichsten Graben der Oberharzer Wasserwirtschaft, nachdem der Zufluss zuvor in mehreren Teichen ausgeglichen wurde. Vom Wasserschloss gelangte es durch vier Fallrohre zu sechs Peltonturbinen und floss durch den 1864 fertig gestellten Ernst-August-Stollens zum 11 km entfernten Gebirgsrand ab (Abb. 11, 12). Auf dem gleichen Niveau arbeitete das Kraftwerk „Ottiliae“, das sein Wasser aus einem 12 km langen, doppelten Grabenzug mit 12 Teichen erhielt. Die seit 1835 betriebene Erzschiffahrt auf dem Ernst-August-Stollen wurde beim Betriebsbeginn der Kraftwerke eingestellt. Mit dem Wasser der Innerste arbeiteten die Werke „Hilfe Gottes“ und „Meding“, letzteres auf dem Niveau des 1799 fertig gestellten Tiefen-Georg-Stollens, 120 m über dem Ernst-August-Stollen.

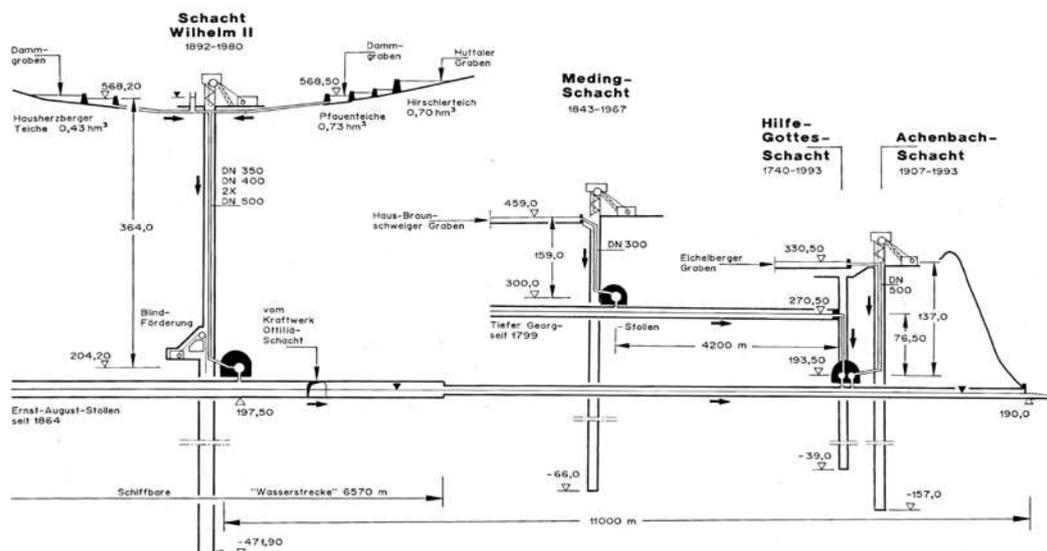


Abbildung 11 Das Kraftwerkssystem Clausthal–Bad Grund

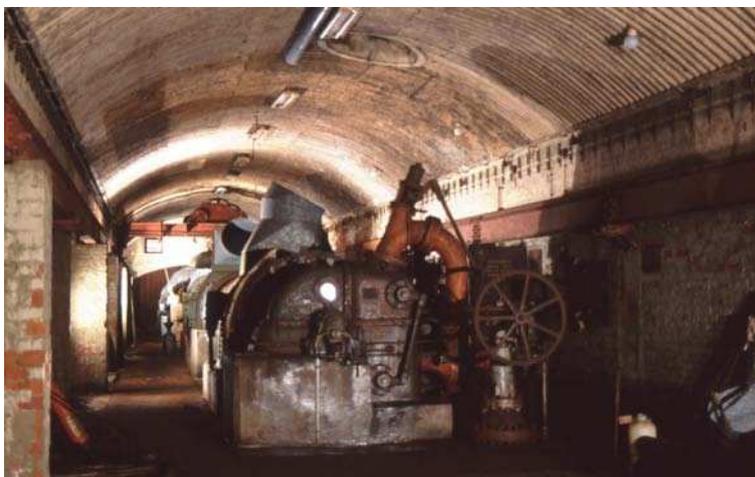
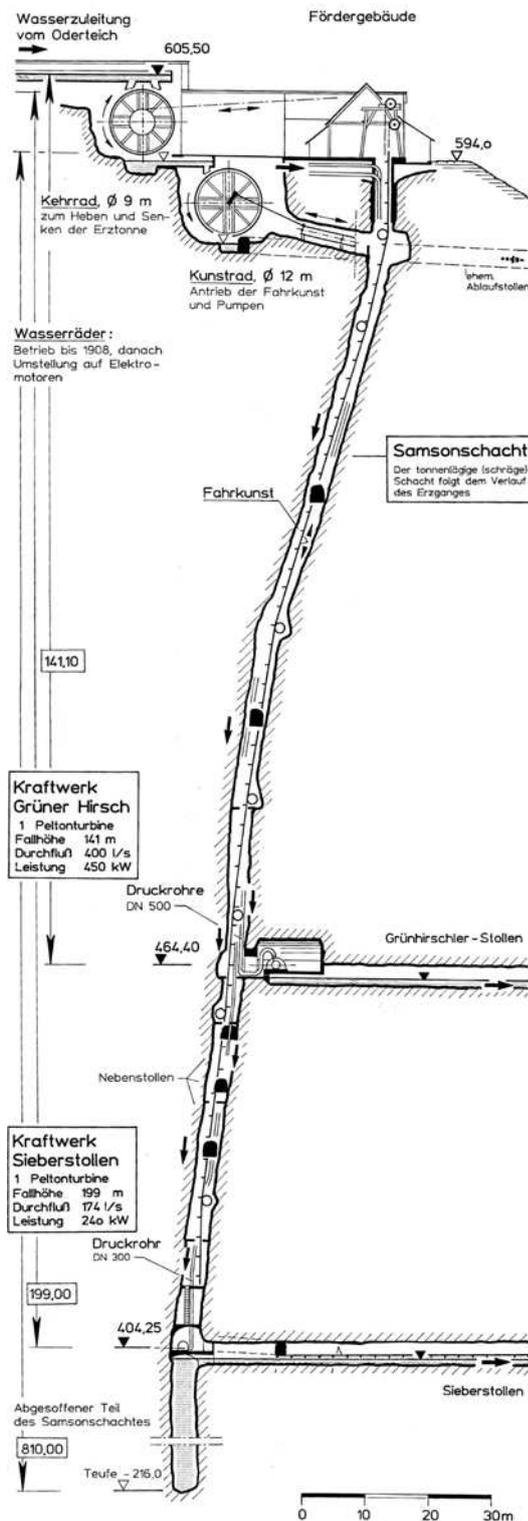


Abbildung 12 Das 1980 stillgelegte Kraftwerk Wilhelmschacht im Jahr 1999

7 Kraftwerke in St. Andreasberg/Harz

Als die Förderung im Samsonschacht in St. Andreasberg 1908 eingestellt wurde, entschied man sich für eine Nachnutzung durch zwei Wasserkraftwerke auf dem Niveau der beiden Entwässerungsstollen: dem 1,4 km langen Grünhirscher- und dem 3,1 km langen Sieberstollen, die den Schacht in 130 bzw. 200 m Tiefe erreichen. Das Wasser liefert der Oderteich, der mit seinen 1,7 Mio. m³ Inhalt einen Ausgleich der stark schwankenden Zuflüsse ermöglicht. Durch den 7 km langen Rehberger Graben gelangt das Wasser zum ‚Samson‘ (Abb. 13, 14).



1912 ging das Kraftwerk Sieberstollen, 1922 das 70 m höher gelegene Werk "Grüner Hirsch" in Betrieb. Die energetisch günstigere Gesamtnutzung auf dem unteren Niveau ließ sich wegen der Bedienung alter Wasserrechte am oberen Stollen nicht verwirklichen. Beide Kraftwerke beliefern heute das öffentliche Netz. Den Zugang zu den Kraftwerken ermöglicht die weltweit einzige noch betriebsbereite „Fahrkunst“ im Samsonschacht, eine Personenbeförderungsanlage aus Drahtseilen mit angebauten Trittbrettern. Die Anlage, bei der das 1834 von Oberbergrat Albert in Clausthal erfundene Drahtseil eingesetzt wurde, arbeitet bis heute mit der Erstausrüstung von 1837.

Das Bergwerk „Samson“ mit seinen Gebäuden, den noch betriebsbereiten Wasserrädern, der Fahrkunst und den Wasserkraftwerken wurde 1987 bereits in die Liste der Internationalen Maschinenbau-Denkmale der American Society of Mechanical Engineers aufgenommen.

Abbildung 13 Wasserräder und Kraftwerke im Bergwerk Samson, St. Andreasberg

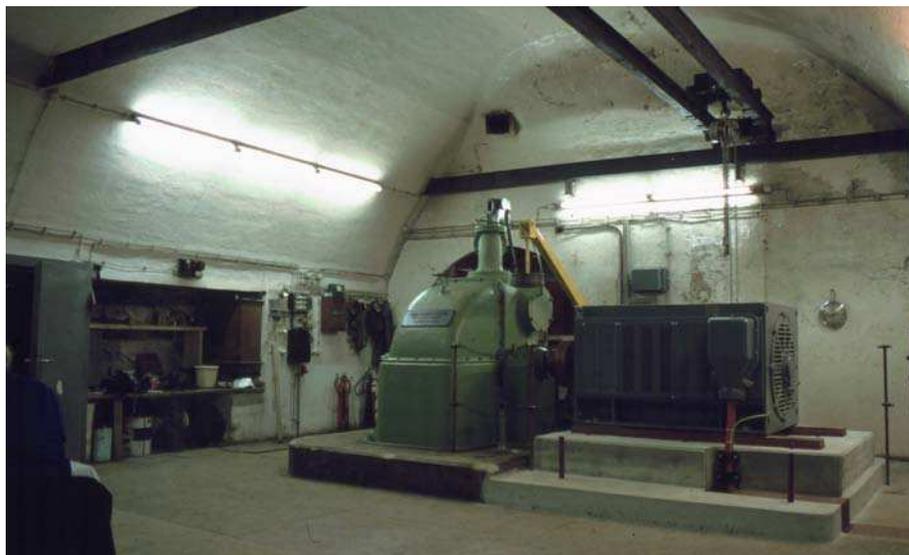


Abbildung 14 Kavernenkraftwerk „Grüner Hirsch“, St. Andreasberg

Literatur

Schmidt, M.: Die Wasserwirtschaft des Oberharzer Bergbaues.
Schriftenreihe der Frontinus-Gesellschaft, 1989, 13.

Döring, M.: Die Wasserkraftwerke im Samsonscht in St.
Andreasberg/Harz. *Wasserkraft und Energie*, 1996, 3, S. 24-34.

Döring, M.: Montane Energiegewinnung aus Wasserkraft in Harz und
Erzgebirge. *Schriften der Dt. Wasserhistorischen Gesellschaft DWhG*,
2003, 3, S. 21-46.

Teicke, J.: Talsperren auf dem Weg zum Weltkulturerbe: Das Oberharzer
Wasserregal, 14. *Dt Talsperrensymposium, Berichte der Versuchsanstalt
für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TU München, September 2007.*

Bildnachweis

Abb. 1, 2: Harzwasserwerke; alle anderen vom Verfasser.

Autor:

Prof. Dr.-Ing. Mathias Döring
Wilhelm Busch Str. 8, D-31079 Adenstedt
doering-adenstedt@t-online.de

Talsperre mit Wasserkraftnutzung: Hybride Modellierung der Dhrontalsperre

Jürgen Stamm, Ulf Helbig, Tobias Gierra, Christoph Klüber

Die RWE Power AG betreibt für die RWE Innogy das Dhronkraftwerk an der Mosel. Die Kraftanlage verfügt über eine installierte Leistung von ca. 8 MW, eine Fallhöhe von etwa 100 m sowie einen Ausbaudurchfluss von rund 11 m³/s und liegt ca. 20 km östlich der Stadt Trier. Der Bauzustand der Hochwasserentlastungsanlage (v. a. Kaskaden, Tosbeckenanlage) zeigt sich derzeit so, dass vom Betreiber mittelfristig eine Sanierung vorgenommen werden muss. Zur Ermittlung der auftretenden hydrodynamischen Kräfte an der Hochwasserentlastungsanlage (HWE) des Sperrbauwerks infolge des ausgeprägten turbulenten dreidimensionalen Fließzustandes wird am Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik (IWD) eine Hybridmodellierung im Sinne einer dualen Modellierung vorgenommen.

By order of the RWE Innogy the RWE Power AG operates the dam „Dhrontalsperre“ near by the Mosel River, approx. 20 km to the east of Trier. The plant possesses an engine power of 8 MW by using a penstock of 100 m and a design flow of 11 m³/s. Due to the necessary concrete's reconstruction the operator has to rehabilitate the complete spillway (cascades, stilling basin) of the dam soon. For a subsequent design the Institute of Hydraulic Engineering and Technical Hydromechanics (IWD) shall determine the hydrodynamic loads on the dam's spillway by using a scale model and a 3d-hydrnumerical model (dual modelling).

1 Einleitung

Die RWE Power AG betreibt für die RWE Innogy das Dhronkraftwerk an der Mosel, das in den Jahren 1911 bis 1913 von der Stadt Trier zur Erzeugung elektrischen Stroms errichtet wurde. Die Kraftanlage mit einer installierten Leistung von ca. 8 MW bei einer Fallhöhe von etwa 100 m und einem Ausbaudurchfluss von rund 11 m³/s liegt circa 20 km östlich der Stadt Trier, in der Nähe des Ortes Trittenheim (Moseltal) (vgl. Abbildung 1).

Das als gekrümmte Gewichtsstaumauer realisierte Bauwerk liegt in der Nähe der Ortschaften Heidenburg und Neumagen. Das Absperrbauwerk aus Bruchsteinmauerwerk weist eine Höhe von ca. 24 m über Gründungssohle bzw. ca. 17 m über Talsohle auf und besitzt eine mittlere Kronenlänge von etwa 95 m. Die Überfallkrone ist in 10 Überfallfelder unterteilt. Das Überfallprofil ist breitkronig ausgeführt. Die Hochwasserentlastung erfolgt durch Überströmen der Mauerkrone, wobei aufgrund unterschiedlicher Höhenlagen der Überfallkronen die Mauerfelder nacheinander anspringen. Auf der Luftseite der Staumauer sind zwei Kaskadentreppen angeordnet, wobei auf der westlichen Seite 7 Stufen und auf der

östlichen Seite 6 Stufen errichtet wurden. Der Höhenunterschied zwischen den einzelnen Kaskadenebenen beträgt auf der östlichen Treppe 2,05 m bis 2,15 m und auf der westlichen Treppe 1,84 m bis 1,88 m. Die Absturzhöhe zum Tosbecken beträgt ca. 3,0 m (vgl. Abbildung 1).

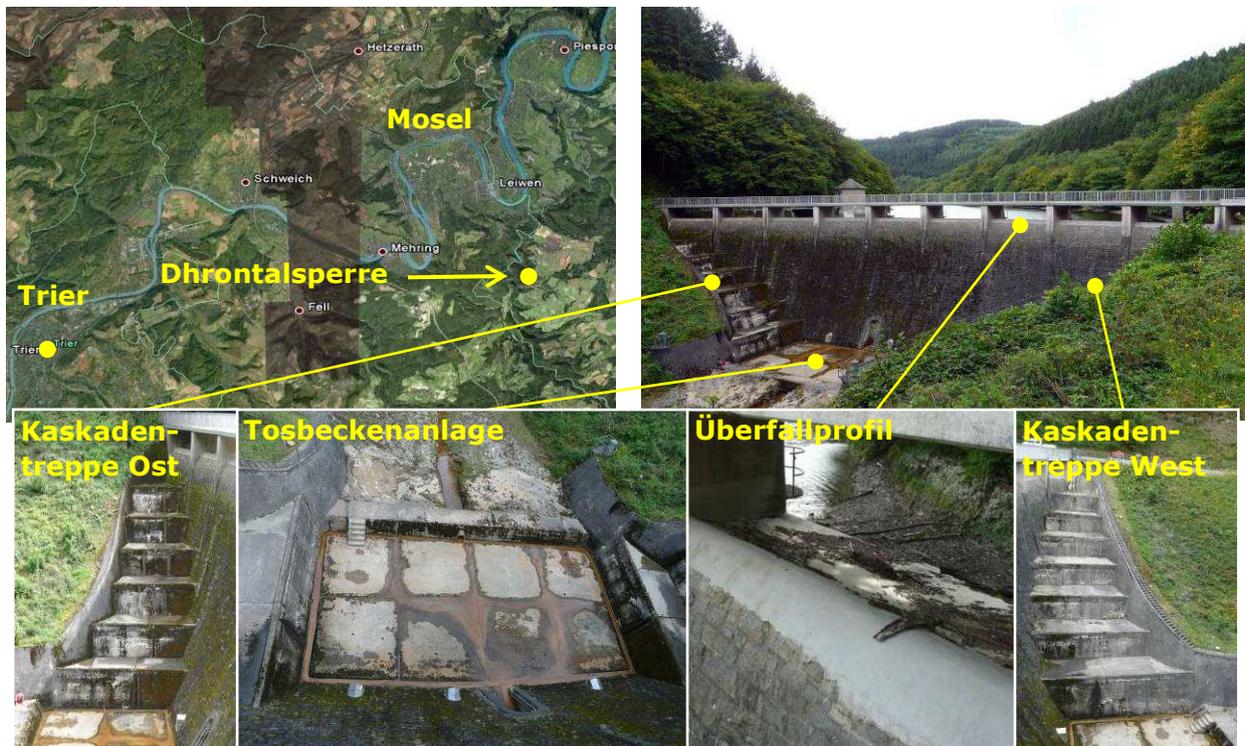


Abbildung 1: links oben: Geographische Einordnung der Anlage, rechts und unten: Ansicht Bauwerk mit Kaskadentreppen, Tosbecken und Überfallprofil

Im Rahmen der Vorbereitung der mittelfristigen Sanierung der Dhrontalsperre sollen die dynamischen Strömungskräfte auf die Kaskadentreppen und im Tosbecken als Eingangswerte der Standsicherheitsberechnungen sowie die generelle Leistungsfähigkeit der Hochwasserentlastungsanlage modelltechnisch ermittelt bzw. nachgewiesen werden. Zu deren Bestimmung wird derzeit am IWD ein physikalischer Modellversuch durchgeführt, der aufgrund größtenteils fehlender Naturdaten um 3D-hydro-numerische Simulationsrechnungen im Sinne einer dualen Modellierung ergänzt ist.

2 Physikalischer Modellversuch

Zur Gewährleistung einer hinreichend genauen Näherung der hydraulischen Modellversuche an die realistischen Strömungsverhältnisse müssen die Beziehungen zwischen den die Strömung beeinflussenden Kräften gleich den Verhältnissen in der Natur sein. Dies wird in der Regel durch Einhaltung der geometrischen, kinematischen und auch dynamischen Ähnlichkeit gewährleistet.

Bei offenen Gerinnen überwiegen die Trägheits- und Schwerkkräfte. Das Verhältnis zwischen diesen Kraftgrößen beschreibt am besten die FROUDE-Zahl (Fr). Für die nachfolgenden Untersuchungen wurde daher das FROUDE'sche Ähnlichkeitsgesetz angewendet. Die FROUDE-Zahlen müssen dabei im Modell genau so groß wie in der Natur sein ($Fr_N = Fr_M$). Reibungseinflüsse (Rauheiten) werden vernachlässigt.

Der Versuchsaufbau wurde im Hubert-Engels-Labor am IWD vorgenommen (vgl. Abbildung 2). Die Umsetzung erfolgte im Maßstab M 1 : 20 mit den in der Tabelle 1 angegebenen Modelldaten.

Tabelle 1: Natur und Modelldaten gemäß der Anwendung des FROUDE'schen Modellgesetzes

Größe	Einheit	Naturkennwerte	Maßstabsfaktoren (FROUDE) $1 : n_x$	Modellkennwerte $1 : 20$
Länge	[m]	ca. 96,00	$n_L = 20$	ca. 4,80
Breite	[m]	ca. 70,00		ca. 3,50
Höhendifferenz	[m]	ca. 16,50		ca. 0,82
mittlere Überfallbreite der 10 Felder	[m]	ca. 7,27		ca. 0,36
maximale Überfallhöhe	[m]	ca. 1,00		ca. 0,05
Durchfluss BHQ 1	[m ³ /s]	61,72	$n_Q = (n_L)^{2,5} = 1.789$	0,034 (34,5 l/s)
Durchfluss BHQ 2	[m ³ /s]	72,31		0,040 (40,4 l/s)
„Mannlast“ nach DIN EN 1991-1-1 [9] ($Q_{M,k}$)	[N]	1000 (1,00 KN)	$n_F = (n_L)^3 = 8.000$	0,125

Der notwendige Wasserkreislauf wird durch eine frequenzgesteuerte Tauchpumpe im Rücklaufkanal des Labors realisiert. In der Steigleitung zwischen Pumpe und Modellleitung befindet sich ein magnetisch-induktiver Durchflussmesser (MID) zur Durchflussmessung. Die Erfassung der Wasserstände erfolgt mittels Ultraschallsensoren.

Im Modell ist eine steuerbare Zwangsbelüftung (Druckluftsystem, $p_{\max} = 1,0 \text{ N/mm}^2$, $Q_{L,\max} = 7,5 \text{ l/s}$) eingebaut, um eine variable Belüftungsrate im Bereich der Schusrrinne unterhalb der Überfallfelder zu erzeugen. Hierzu sind auf der Schusrrinne Belüftungsleisten ca. 13 cm unterhalb der Überfallkronen eingebaut worden (Abbildung 3). Die Erfassung des Luftdurchsatzes (Q_L) erfolgt mit Hilfe eines magnetisch-induktiven Luftmassenmessers.

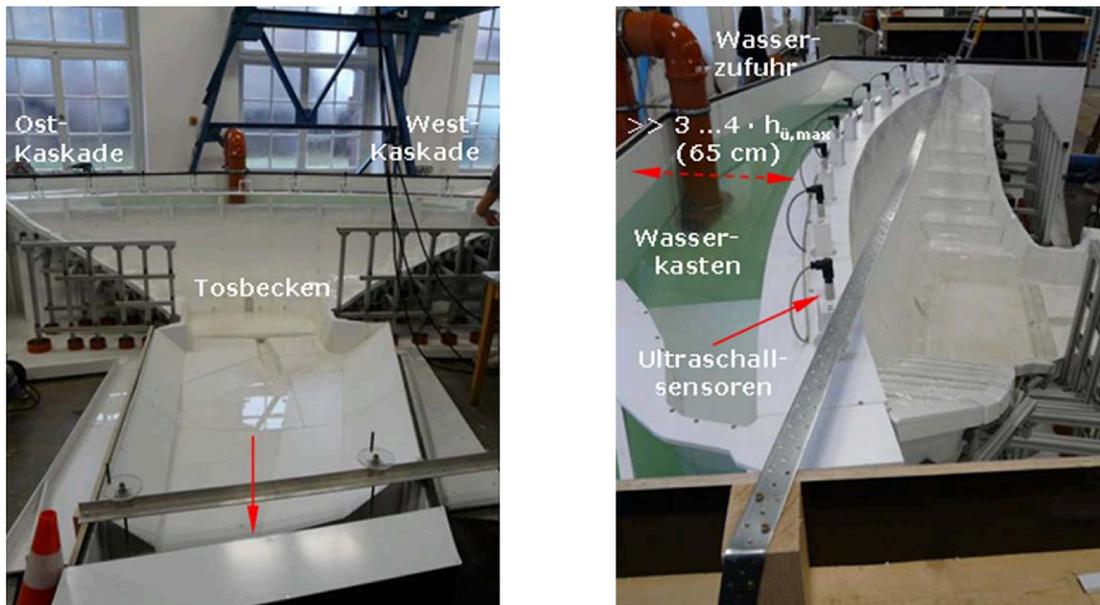


Abbildung 2: Aufbau physikalisches Modell M 1 : 20, links: Frontalansicht auf Tosbecken und Kaskadenstufen (von unterstrom), rechts: Blick von Ost über Stauermauer, Kaskadenstufen und Wasserkasten

Einen wesentlichen Bestandteil des Messprogramms stellt die Erfassung der abflussabhängigen, dynamischen charakteristischen Kraftgrößen dar, die auf die Sohlen und die Wangenmauern der westlichen bzw. östlichen Kaskadentreppen sowie auf die Sohle des Tosbeckens einwirken. Die Kraftaufnahme im Bereich der Kaskadentreppen wird mit Plattform-Wägezellen durchgeführt (vgl. Abbildung 4). Jede Teilfläche ruht auf jeweils einem Kraftaufnehmer, die Flächenränder sind frei schwingend gelagert und mit einer dünnen Folie abgedichtet.

Pro Partialfläche kann exakt eine resultierende Kraftgröße $F_{\text{res},i}$ [KN] bestimmt werden, die durch entsprechende Umrechnung mit Hilfe des Flächeninhaltes A_i [m^2] in eine gleichmäßig verteilte Flächenlast p_i [KN/m^2] transformiert wird.

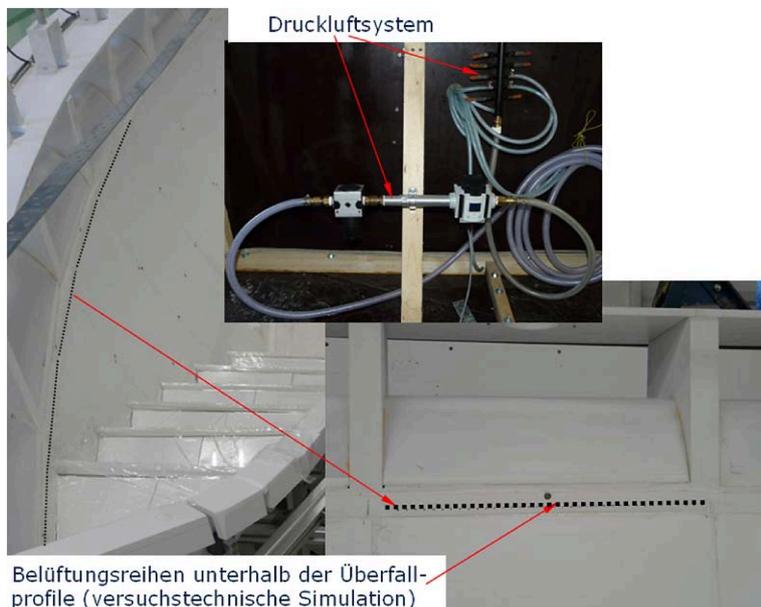


Abbildung 3: Druckluftverteilungssystem mit Anordnung der Belüftungsreihen im Bereich der Schussrinne



Abbildung 4: links: Aufteilung Sohle und Wange in Partialflächen, rechts: Anordnung auf westlicher Kaskadentreppe für die Aufnahme der Sohlplattenelemente

3 3D-hydrnumerische Modellierung

Für die dreidimensionale hydrodynamisch-numerische Simulation der Dhrontalsperre wird das CFD-Programmsystem FLOW-3D[®] in der Version 9.4.2 verwendet. Die Simulationsrechnungen werden im vorliegenden Fall im Maßstab M 1 : 1 durchgeführt.

Mit Hilfe des CAD-Programms AutoCAD2011 erfolgte im Vorfeld die Erstellung der 3D-Volumenkörper, die über das Austauschformat Stereolithographie (STL) in das Programmsystem FLOW-3D[®] übertragen worden waren. Das umgebende Gelände, insbesondere das des Staubeckens im direkten Zulaufbereich der Hochwasserentlastungsanlage, wurde aufgrund der zu erwartenden Beeinflussung der Abflussverteilung der einzelnen Überfallfelder mit berücksichtigt. (vgl. Abbildung 5).

Als zentrales Element des Bauwerks stand die gekrümmte Staumauer inklusive der Überfallprofile im Fokus der Geometrieerstellung. In den vorliegenden Unterlagen wurde das Bauwerk mit einem Radius von $R \approx 92,50$ m angegeben. Im Laufe der Bearbeitung wurde jedoch festgestellt, dass die Krümmung der Mauer mit Verweis auf die zur Verfügung gestellten Vermessungsdaten keinem konstanten Radius folgt. Dies machte es erforderlich, die Staumauer über einen Korbbogen in vier Radien aufzuteilen (vgl. Abbildung 6). Einbauten wie der Eingang zum Stollen sowie die Abdeckungen der Messtechnik wurden ebenfalls berücksichtigt (vgl. Abbildung 6).

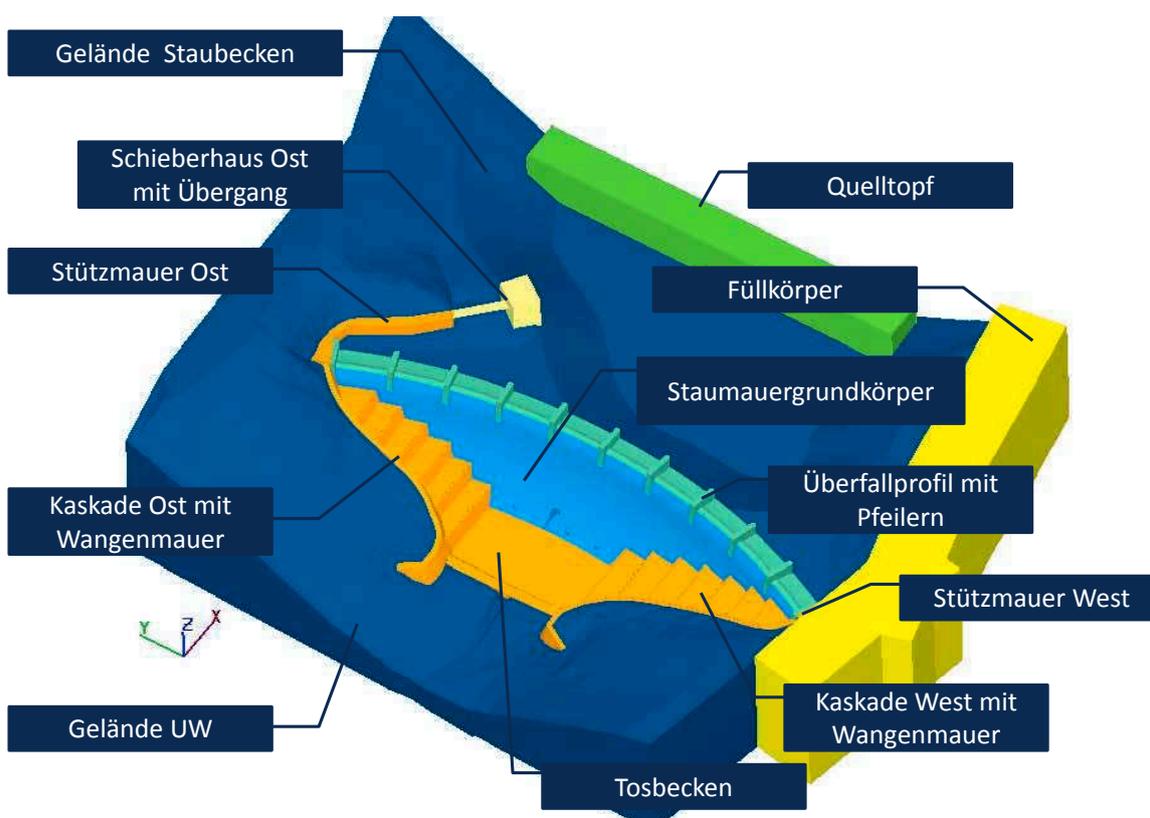


Abbildung 5: Geometrie und Bezeichnung des numerischen Gesamtmodells

Aufgrund der sehr unregelmäßigen Struktur der aus Bruchstein bestehenden Staumauer wurde eine absolute hydraulische Rauheit von $k = 100$ mm für rauhen Naturstein gewählt. Dem Überfallprofil ist eine absolute hydraulische Rauheit

von $k = 2 \text{ mm}$ für glatten Beton zugewiesen worden. Die Kaskadensohlen und -wangen sowie das Tosbecken erhielten aufgrund der bereits deutlich zu erkennenden Verwitterungen eine absolute hydraulische Rauheit von $k = 6 \text{ mm}$.

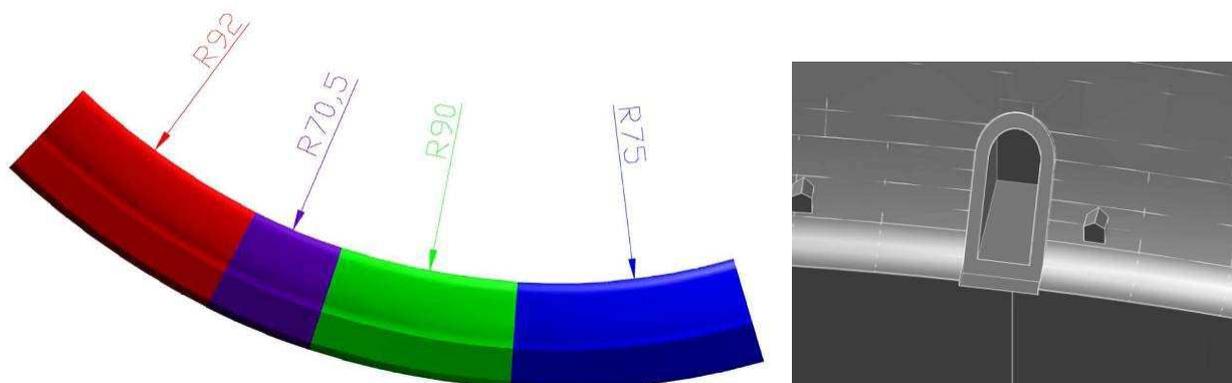


Abbildung 6: links: Konstruktion des Staumauergrundkörpers in AutoCAD[®], rechts: Detailgetreue Modellierung der Einbauten im Staumauerkörper

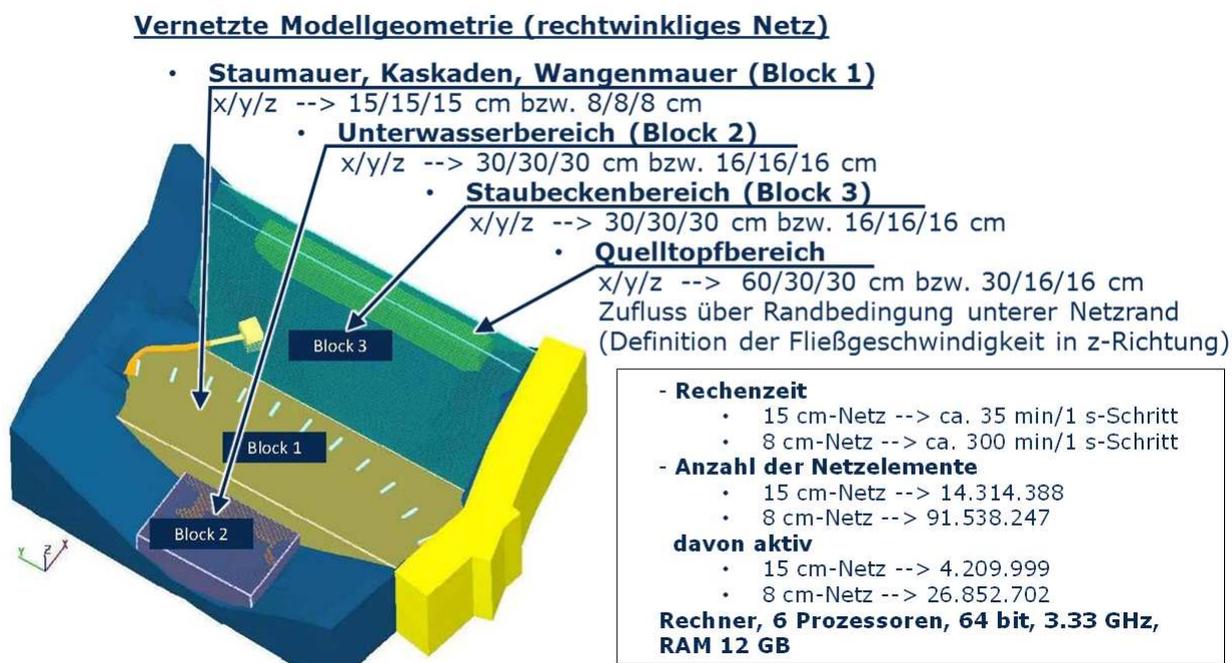


Abbildung 7: Vernetzung und rechnerische Leistungskomponenten des 3D-hydrnumerischen Modells

Die Erstellung des Geländes erfolgte mit Unterstützung durch das Programmsystem SMS[®]. Durch die Möglichkeit der drei- und viereckigen Vernetzung auf Grundlage von geographischen Punktdaten konnte die Topographie des Untersu-

chungsgebietes modelliert werden. Die Datengrundlage bildeten die zur Verfügung gestellten CAD-Daten mit Höhenlinien sowie die vorhandenen Profile im Unterwasserbereich der Talsperre. Die Stützpunkte der als Polylinien vorliegenden Daten konnten in SMS[®] in Streupunkte, sogenannte Scatterpoints, konvertiert werden. Mit Hilfe dieser Punkte ist das Gelände entsprechend vernetzt bzw. trianguliert worden. Die Umsetzung des Berechnungsnetzes erfolgte über drei Netzblöcke als sogenanntes Multi-Block-Netz. Dadurch konnten verschiedene Regionen der Geometrie mit unterschiedlicher Zellgröße aufgelöst werden (vgl. Abbildung 7).

Im Modell wird rechnerisch keine mechanische Interaktion zwischen den Massivbauwerken (Staumauer, Kaskaden, Topographie, ...) und dem Fluid vorgenommen, sie gelten bei den fluiddynamischen Betrachtungen als unendlich steif (vgl. Abbildung 8).

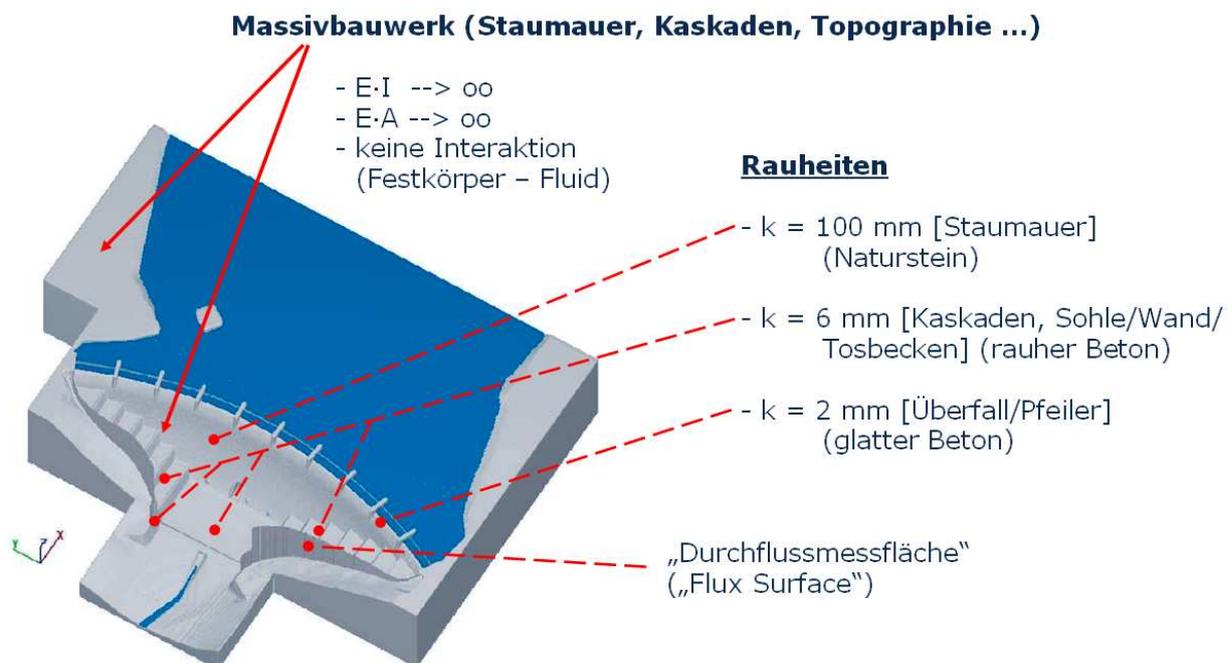


Abbildung 8: Zuordnung Massivbauwerke, Definition von Rauheiten

Die Durchflussmessung erfolgt in FLOW-3D[®] standardmäßig über die Netzränder bzw. kann über diese durch den Nutzer erfolgen. Des Weiteren ist es möglich, Durchflussmessquerschnitte in das Modell zu integrieren. Hier ist es im vorliegenden Fall von primärem Interesse, welcher Abfluss in den einzelnen Überfallfeldern (F 1 – F 10) vorherrscht bzw. welcher Durchfluss bei einem Übertritt über die seitlichen Kaskadenwangen zu erwarten ist (vgl. Abbildung 8).

Die numerische Bestimmung von Kräften bzw. Flächenlasten erfolgt in der Auswertung durch die Aufsummierung der berechneten Drücke an den Netzelementen innerhalb einer betrachteten Partialfläche A_i .

4 Aktueller Ergebnisstand

Die Untersuchungen zur Dhrontalsperre sind gegenwärtig noch nicht abgeschlossen und befinden sich in der weiteren Bearbeitung. Es kann jedoch bereits jetzt festgestellt werden, dass sehr gute Übereinstimmungen bei der Ermittlung der hydrodynamischen Kraftgrößen zwischen beiden Modellen vorliegen (vgl. Abbildung 9).

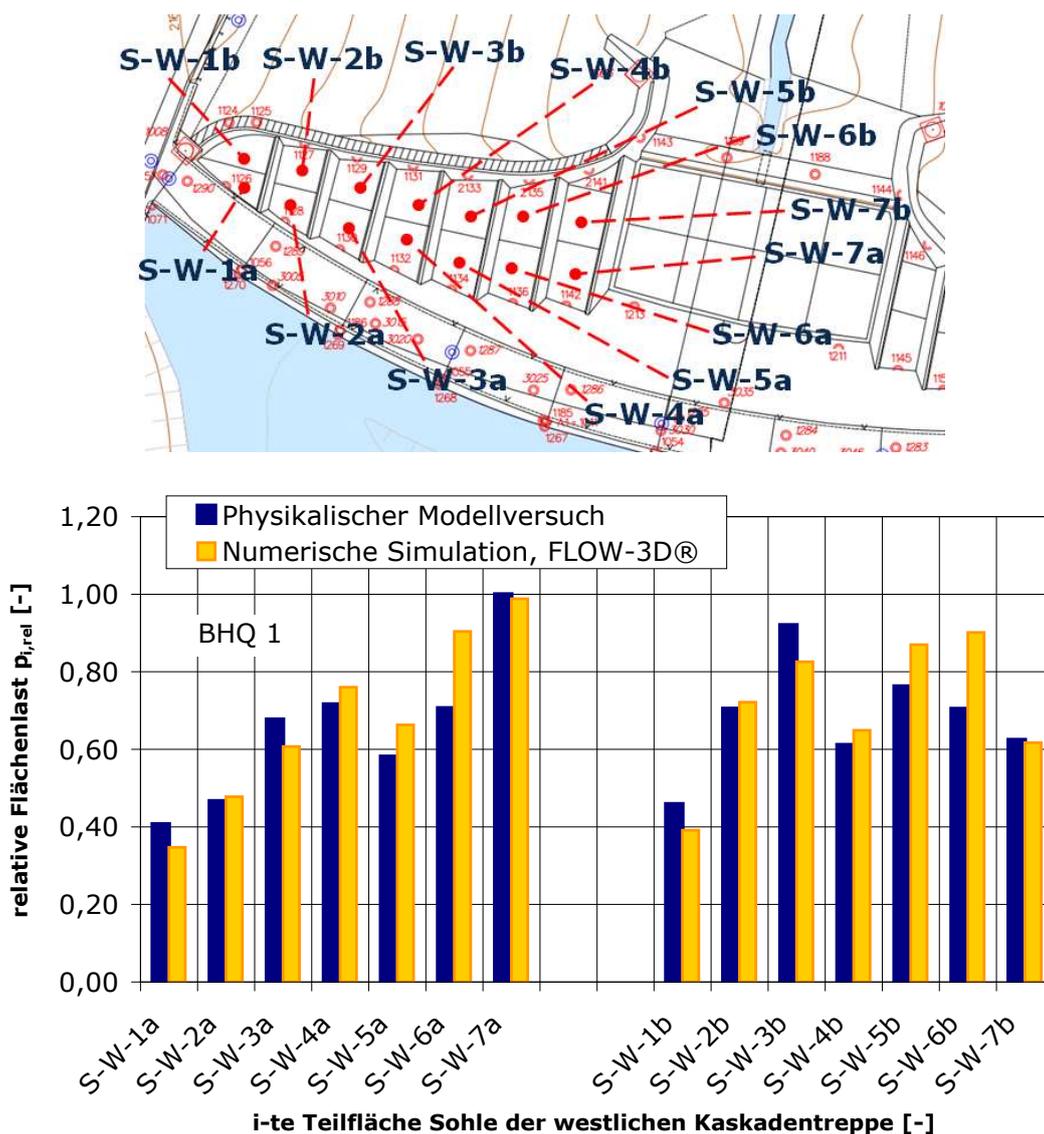


Abbildung 9: oben: Bezeichnung der Sohlflächen an der westlichen Kaskadentreppe, unten: Exemplarischer Vergleich der relativen Flächenlasten physikalisches/numerisches Modell, $Q = BHQ 1 = 61,72 \text{ m}^3/\text{s}$

Auch wird deutlich, dass aufgrund der vorhandenen Makroturbulenzeffekte die größten Sohlflächenlasten nicht zwangsweise mit der größten Fallhöhe korrelieren müssen. Weiterhin zeigt sich, dass die abflussabhängige maximale

Flächenbelastung für eine i -te Partialfläche A_i nicht bei einem definierten Maximalabfluss auftreten muss, sondern bereits bei kleineren Abflüssen auftreten kann. Daher ist hier eine dezidierte Untersuchung innerhalb erwarteter Abflussverhältnisse zwingend notwendig, da für eine Bemessung der massiven Betonbauteile die Angabe der maximalen charakteristischen Kraft- bzw. Flächenlastgrößen von maßgeblicher Bedeutung sind.

Des Weiteren wird derzeit noch geklärt, welchen Einfluss der Lufteintrag (Belüftung) vor allem auf die Ausbildung der dynamischen Kraftverhältnisse sowie auf die abfließenden Wasservolumina im Bereich der Kaskaden ausübt.

5 Danksagung

Der hier aufgeführte Fachbeitrag ist in Zusammenarbeit mit der RWE Power AG, Huysenallee 2, 45128 Essen (Ansprechpartner: Herr J. Schlüter) entstanden.

Autoren:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jürgen Stamm (Juergen.Stamm@tu-dresden.de)
Dr.-Ing. Ulf Helbig (Ulf.Helbig@tu-dresden.de)
Dipl.-Ing. Tobias Gierra (Tobias.Gierra@tu-dresden.de)
Christoph Klüber, B. Eng. (Christoph.Klueber@googlemail.com)
Technische Universität Dresden
Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik
D-01062 Dresden
Tel.: +49 – 351 – 463 34397
Fax.: +49 – 351 – 463 37120

Ein Blick auf die öffentliche Debatte über Energiespeicher und das Potential von Pumpspeicher in Deutschland

Andreas Schlenkhoff, Georg Heinz

Mit zunehmendem Ausbau der Windenergie tritt auch die Energiespeicherung in die öffentliche Wahrnehmung. Neben der Bereitstellung von Regelenergie ist die Speicherung nun ein weiteres Kriterium des zukünftigen Strommarktes. Die Perspektive der Elektromobilität hat der Diskussion über Pumpspeichieranlagen neue Impulse gegeben. Diese haben sich zwar in Deutschland über Jahrzehnte hinweg entwickelt und bewährt. In der Debatte um die zukünftige Energiespeicherung spielten die Pumpspeichieranlagen aber nur eine geringe Rolle. Der Autor zielt daher mit seinem „Blick“ auf diese Debatte, hinterfragt die Entwicklung und zeigt das Potential von Pumpspeichieranlagen. Der Autor kommt dabei zu dem Schluss, dass das Potential noch nicht ausgeschöpft ist.

Increasing the installation of wind power, the storage of energy is of concern. While discussions about electro driven vehicles are vital everywhere, the acknowledgement of the capacity of pump storage recovered in Germany only recently. In this paper an estimate is given about the potential of the pump storage capacity in Germany.

1 Einleitung

Etwa 30 Pumpspeichieranlagen leisten in Deutschland meist von der Öffentlichkeit unbemerkt ihren Dienst. Lediglich lokal werden sie von anliegenden Gemeinden als Touristenattraktion beworben. Seit 2003 in Thüringen das Pumpspeicherkraftwerk Goldisthal eingeweiht wurde, ist in den deutschen, überregionalen Medien kaum noch über dieses Projekt oder über Pumpspeicher als eine Möglichkeit der Energiespeicherung berichtet worden. Dies mag verwundern, da zum Einen derzeit keine andere effiziente Alternative zur Verfügung steht und zum anderen der Ausbau weiterer Windkraft nicht nur eine Stromweiterleitung erfordert, sondern auch die Frage aufwirft, wie kurz- und mittelfristige Schwankungen ausgeglichen werden sollen.

Ebenso verwunderlich ist aus Sicht des Verfassers, dass die Betreiber dieser Anlagen nicht mehr, wie vor der Strommarktliberalisierung, über ihrer Anlagen Auskunft und Einblick gewähren. Nicht eine einzige Broschüre der

Vattenfall AG erklärt der Bevölkerung im Internet den Nutzen der Anlage, geschweige denn, dass eine Nachuntersuchung über die unbestrittenen Eingriffe in die Natur der Öffentlichkeit bereit gestellt würde. Über die Zurückhaltung der großen Energieversorger bzw. der Regelzonenbetreiber kann daher nur spekuliert werden. Möglicherweise muss (an-) erkannt werden, dass ein Energieversorgungsunternehmen nicht den politischen Wünschen einer Gesellschaft, sondern den Anliegen seiner Aktionäre folgen muss. Energiepolitische Entscheidungen bei Projekten der Infrastruktur müssten daher aus der Gesellschaft heraus diskutiert und entwickelt werden. Einzig die Schluchseewerke AG und zwei kleinere Versorger haben die schwierige Auseinandersetzung (mit der Option der geplanten Anlage in Atdorf) nicht gescheut und die Diskussion um Pumpspeicherwerke wiederbelebt. Im Herbst 2010 gaben dann RWE und RAG in einer Pressekonferenz überraschend die gemeinsame Umsetzung von Pumpspeicher in Ruhrgebiet bekannt, was ein großes Echo in den Medien fand.

Auf der anderen Seite wird über die Elektromobilität, die es faktisch noch nicht gibt, fast jede Woche ausführlich in der Presse berichtet und diverse Wissenschaftsjournalisten versteigen sich in Hochrechnungen, wann wie viele Elektro-PKWs über ein „Smart Grid“ als Stromspeicher zur Energiewende beitragen können. Im Sog solcher Beiträge über die deutsche Energiedebatte schien die Presse gänzlich an der Realität vorbei zu schreiben. Höhepunkt dieser Euphorie war sicherlich die Reportage über die Rekordfahrt eines Elektromobils von München nach Berlin im Herbst 2010, ausgestattet mit einer gewissen „Geheimtechnologie“. Ideal für die Medien, wenig nützlich für die Gesellschaft. Der folgende Beitrag soll die Debatte um die Option Pumpspeicher erweitern, die bisher zu wenig Beachtung und Unterstützung erfahren hat.

2 Stromerzeugung und Energiespeicher der Zukunft

2.1 Allgemeine Daten zur Energieversorgung 2010

Daten über die aktuelle Energiesituation in Deutschland lassen sich vergleichsweise einfach und umfassend aus der Sammlung des BMWi entnehmen. Diese Sammlung erlaubt auch einen vergleichenden Blick auf die Energieerzeugung der EU-27. Aus der umfangreichen Datensammlung seien im Folgenden nur einige wesentliche Kennzahlen genannt, um das Potential an möglichen Energiespeicher einordnen zu können. In Deutschland liegt die jährliche Primärenergieerzeugung etwa bei 14.000 PJ, was etwa 20% der EU-27 ausmacht. Der Endenergieverbrauch liegt bei 10.000 PJ und verteilt sich zu je etwa einem Viertel bis zu einem Drittel auf die Bereiche Haushalt, Verkehr und

Industrie sowie Handel und Gewerbe (15%). Auf die Stromerzeugung entfallen etwa 30% der Primärenergieerzeugung. Insgesamt werden in Deutschland bei einer installierten Kapazität von etwa 150 GW Leistung etwa 600 TWh Strom erzeugt bzw. verbraucht. Von der installierten Leistung gelten etwa 100 bis 120 GW als Engpassleistungsfähig, wobei etwa eine planmäßige Verfügbarkeit von 80 bis 90% im Kraftwerkspark erreicht wird. Die notwendige Engpassleistung wird derzeit mit größer als 80 GW benannt. Wind und Photovoltaik werden vom Bundesamt für Statistik nicht zur Engpassleistung gezählt, obwohl einige Studien zeigen, dass eine Teillast immer als verfügbar angesehen werden kann. Von der Bruttostromerzeugung von 620 TWh wurden 2010 etwa 16,5% durch regenerative Quellen erzeugt: Wind (6% = 37,5 TWh bei 30 GW), Wasser (3% = 19,5 TWh bei 10 GW) und Photovoltaik (1% = 12 TWh bei 12 GW) sowie Biomassen und Müll (5,5% = 35 TWh bei ca. 5 GW).

Demgegenüber besteht bei der Stromverwendung folgende Aufteilung: Industrie (40%), Verkehr (6%), Haushalt (20%) und Öffentliche Einrichtung, Handel und Gewerbe (20%). Verluste und das Saldo aus Export/Import belaufen sich jeweils auf ca. 10%. Im Verbund der Regelzonen kann über die Ländergrenzen in der Größenordnung von etwa 10 bis 15 GW Leistung bezogen bzw. geliefert werden. Der Verbund des europäischen Netzes richtet sich derzeit in erster Linie auf die Stabilisierung der Ländernetze. Die Stromerzeugung muss bekanntlich dem Bedarf angepasst werden, da keine unmittelbare Speicherung möglich ist. Der Bedarf an Leistung schwankt dabei im Wochen- und Tagesrhythmus. Weiterhin ist eine saisonale Komponente zwischen Winter und Sommer erkennbar. Darüber hinaus schwankt der Bedarf mittelfristig mit Urlaubszeiten und Feiertagen und kurzfristig zum Beispiel bei Sportereignissen mit Liveübertragung. Diese Bedarfsschwankungen sind gut untersucht und können daher voraus geahnt werden. Die Schwankungen des Bedarfs liegen zwischen etwa 40 GW Grundlast und 70 GW Spitzenlast an einem Sommertag oder an einem Wochenende und zwischen 50 GW und 80 GW (Lastspitze) an einem Wochentag im Winter.

Die Anpassung zwischen Bedarf und Erzeugung erfolgt derzeit in der Regel aus wirtschaftlichen Gründen durch Gas- und Steinkohlekraftwerke, die im Teillastbetrieb gefahren werden. Zudem können Speicher- und Pumpspeicherkraftwerke innerhalb von wenigen Minuten zu- bzw. umgeschaltet werden. In Deutschland werden 30 Pumpspeichieranlagen mit einer Gesamtleistung von etwa 7 GW betrieben, so dass theoretisch eine kurzfristige Schwankung von bis zu 14 GW abgedeckt werden kann. Der Energieinhalt der Speicherbecken liegt bei etwa 60 GWh und wird im Durchschnitt etwa 250 Mal im Jahr genutzt. Zudem bestehen Beteiligungen der großen Versorgungsunternehmen an Speicher- und Pumpspeichieranlagen in Luxemburg

und Österreich. Neben den minimalen und maximalen Lasten ist auch die Laständerungsgeschwindigkeit von Bedeutung. Sehr große Laständerung treten quasi nur bei Sportübertragungen auf. Auf der Erzeugungsseite steht der Abfall einer oder mehrerer Erzeugerstationen im Mittelpunkt der Betrachtung bzw. seit einigen Jahren auch die naturgegebenen Schwankungen bei Wind und Sonne.

2.2 Szenarien für die Energieversorgung 2050

Die Bundesregierung hat sich eindeutig für den Ausbau regenerativer Stromerzeugung ausgesprochen. Die kürzlich beschlossene Laufzeitverlängerung der Kernkraftwerke gilt als Brückentechnologie. In den letzten Jahren wurden verschiedene Studien zu möglichen Ausbauszenarien der regenerativen Stromerzeugung und des Stromnetzes vorgelegt (z. B.: dena, UBA, DLR und SRU). Anfang des Jahres 2011 hat der Sachverständigenrat für Umweltfragen (SRU) eine Stellungnahme zu der Perspektive „100% Stromerzeugung aus erneuerbaren Energie 2050“ vorgelegt und damit die Studien des UBA und der DLR ergänzt. Die erstgenannten Studien empfehlen einen weiteren massiven Ausbau der Windkraft (etwa 50 GW, offshore) und der Photovoltaik (50 bis 100 GW). Die Grundlast von 20 bis 30 GW soll aus Geothermie und einer auf wasserstoffbasierten Stromerzeugung gedeckt werden, während der Sachverständigenrat 2011 wegen der finanziellen Folgen den weiteren Ausbaus der Photovoltaik auf 40 GW beschränken möchte. Dafür aber den Ausbau der Windkraft in seinen Szenarien stark erhöht (80 GW) und die Geothermie als unwirtschaftlich gegenüber den DLR Szenarien wieder verschwinden lässt. Als Speicher werden alternativ Druckluftspeicher in Deutschland oder wegen der besseren Wirtschaftlichkeit große Pumpspeichieranlagen in Norwegen dargestellt. Die vorhandene Pumpspeicherkapazität wird teilweise ignoriert oder anderen Aufgabenbereichen wie Frequenz- und Phasenstabilität zugeordnet und nicht weiter berücksichtigt.

Alle Studien sehen prinzipiell die Möglichkeit Strom zu 100 % aus erneuerbaren Energien zu generieren und betonen, dass dies aber nur möglich sein wird, wenn eine entsprechende Speichertechnologie oder ein sehr großer internationaler Verbund zwischen Europa und Afrika zur Verfügung stehen wird. Während die älteren Studien in ihren Szenarien noch gänzlich auf Pumpspeicher verzichten und Batterie- und Wasserstofftechnologie benannt werden, wird das Potential Pumpspeicher in den jüngeren Studien (dena, DLR und SRU) in die Szenarien integriert. Einerseits wird damit anerkannt, dass Pumpspeicher derzeit die wirtschaftlich am besten einsetzbare Speichertechnologie ist. Andererseits führt diese Erkenntnis aber nicht zu dem Schluss, dass gegebenenfalls Realisierungsmöglichkeiten für weitere Pumpspeicher auch in Deutschland gesucht werden sollten, sondern es wird a priori postuliert, dass es solche Standorte in Deutschland nicht gebe. Dies ist aus Sicht des Autors erstaunlich,

weil für alternative Speichermedien oder die Geothermie eine erhebliche Phantasie bezüglich der Umsetzbarkeit benötigt wird und Optimismus bezüglich der Kostenentwicklung (sogenannte Lernkurven) an den Tag gelegt wird. Als Alternativen für die Stromspeicherung werden in der Regel Batterietechnologien und mit regenerativem Strom erzeugter Wasserstoff bzw. Methan genannt. Nicht diskutiert werden dabei Eingriffe durch Hochspannungsleitungen, bergbauliche Tätigkeiten und Überkapazitäten wegen relativ niedriger Wirkungsgrade.

Einen hohen Stellenwert in der allgemeinen Diskussion haben zudem die „smart grid“ und „vehicle to grid“ Ansätze. Das smart grid soll dabei helfen Lastspitzen zu begrenzen. Allerdings sollte bedacht werden, dass der steuerbare Strombedarf der Haushalte eher gering ist und dass die angestrebte Energieeffizienz dieses Potential weiter reduzieren wird. Die steuerbare Leistung in den Haushalten wird daher vorsichtig auf 5 GW geschätzt. Ein ähnliches Vorgehen bei Industrieunternehmen ist zwar denkbar, wahrscheinlich aber volkswirtschaftlich nicht zu rechtfertigen. Die Elektromobilität wird sich zunächst auf den PKW Sektor beschränken. Hierzu wurden bereits einige Untersuchungen vorlegt, die von einer Anzahl von 1 Mio. E-PKWs für 2020 ausgehen und etwa 10 Mio. E-PKWs für 2050 annehmen. Die Leistungsaufnahme kann bei durchschnittlich 10kW/E-PKW erwartet werden und liegt dann bei maximal 10 GW bzw. 100 GW, was aber nur zutrifft, wenn alle Fahrzeuge gleichzeitig einen Strombedarf hätten. Der Energieinhalt der PKW Batterien beliefe sich bei der Annahme von einer Speicherkapazität von 100 kWh/E-PKW auf 100 GWh bzw. 1000 GWh. Der zugehörige jährliche Energiebedarf liegt bei durchschnittlicher Fahrleistung bei 10 TWh bzw. 100 TWh. Der Verfasser hält allerdings eine nennenswerte Rückspeisung nur im sehr kurzfristigen Zeitbereich für realistisch. Bei einer im Winter angekündigten Windflaute wird hingegen vermutet, dass kaum ein E-PKW Fahrer eine Rückspeisung in Erwägung ziehen wird, sondern umgekehrt noch einmal vollladen will. Aus dieser Sicht besteht daher eher ein zusätzlicher Bedarf an einer gesicherten Grundversorgung.

Neben der Batterietechnik werden derzeit noch folgende Technologien intensiver als die Pumpspeicher in den Medien dargestellt. Die Geothermie wird nicht nur in den Medien entsprechend berücksichtigt, sie stellt auch in einigen der oben genannten Gutachten (UBA und DLR) wegen der prinzipiellen Grundlastfähigkeit eine Schlüsseltechnologie dar. Der derzeitige Anteil an der Stromerzeugung liegt bei 0,003%. Weiterhin werden Druckluftspeicher dargestellt. Die Technik ist ebenfalls vergleichsweise gut erprobt und seit Jahrzehnten im Einsatz. Die Wirkungsgrade liegen mit 40% bis 60 % noch im akzeptablen Bereich. Gespeichert werden soll in unterirdischen Kavernen, die entweder derzeit als Gasspeicher dienen, oder noch ausgespült werden müssen. Die Belastungen durch die bergbauliche Tätigkeit und die Salzbelastung in den

Flüssen werden im Allgemeinen nicht erwähnt. Die Druckluftspeicher haben sich aus wirtschaftlichen Gründen neben den Pumpspeichern bisher nicht durchsetzen können. Schließlich wird die Wasserstofftechnologie häufig als Zukunftstechnologie benannt. Dabei sind zwei Varianten im Gespräch. In einem ersten Schritt soll Wasserstoff durch überschüssigen Strom durch Elektrolyse hergestellt werden. Problematisch hierbei ist, dass sich Wasserstoff zwar prinzipiell speichern lässt, dass das Verfahren selbst aber relativ energieaufwendig ist und Wasserstoff nicht so zu handhaben ist wie Erdgas. Wasserstoff wird allerdings seit Jahrzehnten in der chemischen Industrie hergestellt (allerdings aus Erdgas) und auch über entsprechend große Distanzen in Rohrleitungssystemen verteilt. Die Produktion ist bedarfsorientiert, so dass weder die Elektrolyse großtechnisch eingesetzt wird, noch Wasserstoff in großen Mengen gespeichert wird. Daher soll in einem zweiten Schritt der aus Windkraft erzeugte Wasserstoff mit CO₂ zu Methan methanisiert werden. Der Gedanke hat einen gewissen Charme, da damit sehr große Energiemengen gespeichert werden können. Der erwartete Gesamtwirkungsgrad liegt etwa bei 20 bis 30 %. Über den zu erwartenden Preis 2050 gibt es keine Angaben. Das so erzeugte Methan könnte vergleichbar einfach wie Erdgas gespeichert und transportiert werden. Aber auch hier wären entsprechend viele Kavernen in Salzgestein zu spülen.

Auch wenn die Pumpspeicher in den letzten Jahren mit zum Teil fragwürdigen Argumenten als Option negiert worden sind, kehrt mittlerweile die Erkenntnis zurück, dass sie eben doch zur Lösung der Speicherfragen beitragen könnten. So befürwortete zuerst Greenpeace generell die Wasserkraft. Später schloss sich dem in der Studie zur geplanten Atdorf Anlage an und schließt mit einem eindeutig positiven Urteil. Ein Vertreter der Partei Bündnis 90/Die Grünen bewürwortete vorübergehend den Bau einer Pumpspeichieranlage bei Passau. Schließlich sah sich der BUND im August 2010 zu einer Stellungnahme veranlasst. In ihrer Stellungnahme zur Frage der Stromspeicherung im Rahmen der Netzintegration von Strom aus erneuerbaren Energie sagt der BUND: „Der BUND lehnt daher den Bau von neuen Pumpspeichieranlagen nicht generell ab“. Den „Mut“ eine entsprechende Standortanalyse in Deutschland zu fordern hat dann erstaunlicherweise die Partei Bündnis 90/Die Grünen. In einer ergebnisoffenen Analyse ist es eigentlich eine Selbstverständlichkeit, dennoch fehlt sie bis heute. Schließlich findet sich in der gerade veröffentlichten Studie des Sachverständigenrates ein wichtiger Hinweis auf die Rolle der Pumpspeicher. In Kapitel 10.2.7, welches mit „Regionale Kooperation mit Norwegen und den Nachbarstaaten zur Nutzung von Pumpspeichern als Rückgrat der Versorgungssicherheit“ betitelt ist wird leider erst auf den Seiten 566 die Situation und der Bedarf eindeutig benannt. Es geht um nicht weniger als die Speicherkapazität von 30.000 GWh, die über entsprechende neu zu errichtende Hochspannungs-Gleichstromübertragungsleitungen mit einer

Kapazität von 40 bis 50 GW realisiert werden sollen. Ausgeführt in herkömmlicher Technik wäre eine solche Trasse über einen Kilometer breit und eben 1000 km lang. Hoffnungen, die Leitung mit einer 800 kV HGÜ Technologie zu realisieren, reduzieren die Breite auf etwa 100 m. Derzeit existiert bereits eine Leitung mit einer Kapazität von 1,5 GW. So wichtig diese Analyse zu der generellen Option von Pumpspeicher ist, so bedauerlich ist, dass auch hier ein mögliches Potential in Deutschland nicht einmal eine Erwähnung findet. Das Potential an Pumpspeicher in Deutschland ist derzeit tatsächlich unbekannt. Der Verfasser fragt sich, welches politische Geschick von den künftigen Bundesregierungen erwartet wird, wenn man in Norwegen oder den Alpenländern entsprechende Anlagen realisieren möchte, aber im eigenen Land noch nicht einmal geprüft hat, was möglich wäre und was nicht. An dieser Stelle soll aber betont werden, dass der Verfasser nicht beabsichtigt die eine Technologie gegen die andere zu stellen, sondern dass keine Option vor vorn herein negiert werden sollte. Der Autor ist hingegen der Überzeugung, dass wir wahrscheinlich alle Optionen der Energiespeicherung benötigen werden.

3 Überlegungen zum Pumpspeicherpotential in Deutschland

3.1 Allgemeines

Die wichtigsten technischen Eigenschaften zur Beurteilung von Energiespeichern sind: Speicherkapazität, Speicherleistung, Wirkungsgrad, Speicherverluste, Leistungsdichte, Leistungsgradient und Lebensdauer. Darüber hinaus sind noch die erschließbaren Gesamtpotentiale sowie die Kosten und die lokale und globale Eingriffsintensität in die Natur zu betrachten. Weiterhin ist zwischen zentralen und dezentralen Speichern zu unterscheiden. Die deutschen Pumpspeichieranlagen besitzen derzeit eine Gesamtleistung von 7 GW und sind durchschnittlich für vier bis sechs Volllaststunden ausgelegt, woraus ein potentieller Energiespeicher von 35 GWh resultiert. Die größeren Anlagen besitzen eine Leistung von 1 GW. Die meisten Anlagen haben eine Leistung zwischen 100 und 300 MW. Die genutzte Fallhöhe (100 bis 600 m) und das Speichervolumen im Oberbecken (1 Mio. bis 12 Mio. m³) variiert ebenfalls stark. Die Oberbecken haben dabei eine Größe zwischen 5 und 55 ha. Die Anlagen, aber insbesondere die neueren Anlagen gelten als hoch rentabel. Mit etwa 200 bis 250 Lastwechsel und vier Stunden Einsatzzeit pro Tag erreichen die Anlagen bei Volllast maximal 1000 Betriebsstunden im Turbinenbetrieb. In den letzten Jahren sind aber die Anzahl der Lastwechsel stark angestiegen, was auf eine veränderte Betriebsweise hinweist. Die Abweichungen älterer Anlagen hiervon sind in wirtschaftlichen Gründen zu

suchen. Die installierte Leistung hängt proportional von dem Faktor Durchfluss mal Fallhöhe ab. Der Durchfluss kann frei eingestellt werden und hängt von dem möglichen Speichervolumen und der gewünschten Einsatzzeit ab. Das Speichervolumen entscheidet zusammen mit der Fallhöhe über die Größe der möglichen Energiespeicherung. Die geplante Anlage bei Atdorf soll zum Beispiel eine Leistung von 1,4 GW und einen Energiespeicher von 13 GWh bei einer Fallhöhe von 600 m erhalten. Solche Fallhöhen sind in Deutschland selten zu finden. Goldisthal hat eine Fallhöhe von etwa 300 m. Die kleineren Anlagen in NRW, wie das Koepchenwerk an der Ruhr oder die Anlage in Rönkhausen weisen bei Leistungen von ca. 150 MW einen Energiespeicher von 600 MWh auf. Die Fallhöhen betragen 150 m bzw. 270 m und die Oberbecken weisen eine Fläche von etwa 10 ha auf. Die Anlage in Geesthach in Schleswig-Holstein weist eine ähnliche Größenordnung bei einer Fallhöhe von nur 80 m auf und wurde von Vattenfall kürzlich renoviert.

Bei der Suche nach potentiellen Standorten ist daher zunächst einmal zu entscheiden, ob nur nach großen Anlagen gesucht werden soll, oder ob auch eine Vielzahl kleinerer Anlagen das gewünschte Ergebnis liefern kann. Die spezifischen Kosten kleinerer Anlagen sind zwar höher, aber im Vergleich mit anderen Optionen eventuell dennoch vorteilhaft. Zudem wird vermutet, dass sich kleinere Anlagen eher realisieren lassen als sehr große.

Bei der Suche nach geeigneten Standorten soll ein möglichst einfacher Ansatz verwendet werden. Die Suche soll GIS gestützt durchgeführt werden können. In einem ersten Schritt sollen nur allgemein verfügbare Daten verwendet werden: das SRTM Höhenmodell der NASA, die Landnutzungsdaten aus CORINE und die Schutzgebiete der EU, die bei der Auswahl genauso wie Siedlungsflächen ausgeklammert werden. Die Kriterien können im GIS sukzessive verändert werden, so dass eine Vorstellung über die mögliche Anzahl erarbeitet werden kann. Mit den oben genannten Datensätzen könnte die Recherche Europaweit erfolgen, allerdings zunächst auf einem groben Raster. In einem zweiten Auswerteschritt können dann die Höhenmodelle der Länder und die ATKIS Daten für die Verschneidung und weitere Auswertung verwendet werden.

Für eine Pumpspeicheranlage werden zwei Standorte in relativer Nachbarschaft mit einem gewissen Höhenunterschied benötigt. In diesem ersten Ansatz soll eine Mindestfallhöhe von 50 m gegeben sein und die Becken sollen nicht mehr als 5 km von einander entfernt liegen. Bei der Suche soll nicht von der maximal möglichen Fallhöhe und der damit maximalen Wirtschaftlichkeit ausgegangen werden, sondern von einem Flächen orientierten Ansatz. Weiterhin sollen nur Standorte gefunden werden, die größer als zum Beispiel 10 ha oder 20 ha sind, womit sich etwa 1 Mio. Wasser speichern lassen. Die minimale Größe kann ebenfalls bei der Suche variiert werden. Die Leistung der kleinsten Anlagen liegen dann bei 25 MW und der Energieinhalt bei 100 MWh. Bei einer Fallhöhe

von 200 m und 20 ha Flächeninanspruchnahme ergeben sich entsprechende Werte von 100 MW und 400 MWh. Für eine mit Atdorf vergleichbare Leistung würden daher 15 Anlagen erforderlich. Es soll allerdings einem späteren Schritt vorbehalten bleiben, wie eine Wertung erfolgen könnte. Die Oberbecken befinden sich fast immer auf Kuppen oder Terrassen. Die Unterbecken liegen dagegen entweder in breiten Tälern, in tiefen Kerbtälern (wie in Goldisthal) oder auch auf tiefer liegenden Kuppen oder Terrassen (Schluchsewerke). Teilweise können auch größere gestaute Flüsse als Unterbecken, wie an der Ruhr oder am Hochrhein genutzt werden, oder es werden Talsperren genutzt, die meist als Multifunktionsbecken gleich mehreren Ansprüchen genügen (Edertalsperre).

3.2 Potential im Regierungsbezirk Arnsberg

Wir wollen uns in dieser Studie auf Deutschland beschränken und hier beispielhaft das Potential für den Regierungsbezirk Arnsberg (NRW) aufzeigen. Der Regierungsbezirk Arnsberg wurde ausgewählt, weil dort mit dem Rothaargebirge ein kleines, aber dicht besiedeltes Mittelgebirge liegt, welches nur geringe Fallhöhen von bis zu 250 m erwarten lässt und damit nicht zu den am meisten geeigneten Mittelgebirgen zählt. In dem Regierungsbezirk leben fast 4 Mio. Einwohner auf einer Fläche von 8.000 km². Der Hochsauerlandkreis (HSK) ist mit 270.000 Einwohnern auf einer Fläche von 2.000 km² weniger dicht besiedelt. Im Regierungsbezirk Arnsberg liegen mehr als 15 größere Talsperren. Unter anderem die Möhne, Sorpe, Henne und Biggetalsperre (alle Ruhrverband), die sich gegebenenfalls als Unterbecken eignen könnten.

Eine erste GIS-Analyse zeigte ein überraschendes Ergebnis. Unter Berücksichtigung von Siedlungs- und Schutzgebieten (NSG, VSG, FFH) ergeben sich jeweils etwa 500 Standorte für Kuppen- und Tallagen mit einer Fläche von 10 ha oder mehr und etwa 100 Standorte mit einer Fläche von 20 ha oder mehr. Bei Berücksichtigung des Abstandskriteriums von 5 km und der minimalen Fallhöhe reduziert sich diese Anzahl auf 150 bzw. 50, davon ein Viertel im Hochsauerlandkreis. Diese erstaunlich hohe Anzahl lässt sich manuell nur schlecht überprüfen. Es zeigt sich aber, dass der CORINE Datensatz Streusiedlungen nicht ausreichend erfasst. Dies betrifft insbesondere die Standorte in Tallagen. Während die Kuppenlagen in der Regel Waldstandorte darstellen. Auf der anderen Seite zeichnet sich auch ab, dass enge Kerbtäler, die bei entsprechender Abdämmung als Unterbecken geeignet wären, bei der vorgenommenen Analyse noch nicht berücksichtigt wurden, da sie als Tallage nicht erkannt werden. Da aber eine ausreichende Anzahl an Kuppen gefunden werden konnte, wurden in einem weiteren Schritt die Talsperren als potentielle Unterbecken angenommen. Hier zeigt sich, dass ca. 250 bzw. 100 Kuppen mit 10 bzw. 20 ha in der Nähe von Talsperren liegen. Die mittlere Fallhöhe zeigt

sich mit etwa 100 m, wobei einige Lagen auch 200 m Fallhöhe erreichen könnte. Eine Anlage erreicht sogar 250 m Fallhöhe. Umgerechnet in Leistung und Energiespeicher ergeben sich folgende Zahlen. Ohne die Inanspruchnahme der Talsperren könnte maximal eine Leistung von 7,5 GW installiert und ein Energiespeicher von 40 GWh erreicht werden. Berücksichtigt man nur die Talsperren als Unterbecken, dann lassen sich etwa 15 GW Leistung installieren und 80 GWh Energie speichern. Diese gigantischen Zahlen waren vollkommen unerwartet, so dass im Algorithmus weitere Einschränkungen einbaut werden. Die Speicherwassermenge beläuft sich auf 150 bzw. 300 Mio. m³, was die mögliche Aufnahmekapazität der Talsperren wahrscheinlich übertrifft. Die beanspruchte Fläche beträgt 2.000 bzw. 3.000 ha (20 bis 30 km²) entsprechend 0,5% der untersuchten Fläche.

3.3 Schätzung für Deutschland

Sollten in den Mittelgebirgen von Deutschland ähnliche Verhältnisse wie in Regierungsbezirk Arnsberg vorliegen, was angenommen werden kann, dann lässt sich folgende, ganz grobe Hochrechnung anstellen. Etwa 10 bis 30 Prozent der Flächen in Deutschland können als hügelig bis mittelgebirgig aufgefasst werden. Das sind etwa 100.000 bis 300.000 km². Das gefundene Potential kann daher für Deutschland mit dem Faktor 20 bis 50 angenommen werden. Dies bedeutet, dass ein Leistungspotential von 200 bis 500 GW und ein Energiespeicher von 2.000 GWh in den Mittelgebirgen von Deutschland verfügbar sein müssten. Diese Leistung wird keinesfalls benötigt. Die Energie wäre, wenn die Speicher voll gefüllt wären, ausreichend für eine Strombereitstellung von 100 Stunden mit 20 GW.

4 Fazit und Ausblick

Eine erste Analyse von möglichen Standorten von Pumpspeicher zeigt, dass auch in NRW ein erhebliches Potential gegeben ist. Der Verfasser ist selbst von dem Ergebnis überrascht. Selbst wenn „nur“ zehn Prozent der hier ermittelten Standorte bei einer detaillierteren Betrachtung überhaupt Bestand haben, lässt sich damit ein Teil der Energie günstig in Deutschland speichern. Der Eingriff durch so viele Anlagen ist sicherlich nicht zu unterschätzen und soll keineswegs unbeachtet bleiben. Die Flächeninanspruchnahme beläuft sich auf 100 km², was zwar enorm wäre, aber nur 10 % der angedachten HGÜ Trasse nach Norwegen entspricht. Eingriffe auch in dieser Größenordnung müssen im globalen Zusammenhang gesehen werden. Zunächst aber müssen alle Optionen erst

einmal dargestellt und anschließend verglichen werden. Die Studie sollte mit einem höheren Detaillierungsgrad und weiteren Ausschlusskriterien für ganz Deutschland wiederholt werden.

Literatur

BMWI: Energiedaten, September 2010

dena-Netzstudie I (2005): Energiewirtschaftliche Planung für die Netzintegration von Windenergie in Deutschland an Land und Offshore bis zum Jahr 2020. Köln

dena-Netzstudie II (2008): Integration Erneuerbarer Energien in die deutsche Stromversorgung im Zeitraum 2015-2020, Köln.

dena Kraftwerksstudie (2008): Kurzanalyse der Kraftwerks- und Netzplanung in Deutschland bis 2020

dena NNE-Pumpspeicher (2008): Elektrizitätswirtschaftliche und energiepolitische Auswirkungen der Erhebung von Netznutzungsentgelten für den Speicherstrombezug von Pumpspeicherwerken, Berlin

dena (2010): Analyse der Notwendigkeit des Ausbaus von Pumpspeicherwerken und anderen Stromspeichern zur Integration der erneuerbaren Energien, Abschlussbericht an Schluchseewerk AG

FVEE (2010): Forschen für das Zeitalter der erneuerbaren Energien- Jubiläumstagung des FVEE, 11.– 12. Oktober 2010, Berlin

SRU (2010): Nachhaltige Stromversorgung. Berlin: SRU. Sondergutachten

SRU (Sachverständigenrat für Umweltfragen) (2011): 100% erneuerbare Stromversorgung bis 2050: klimaverträglich, sicher, bezahlbar. Berlin: SRU. Stellungnahme 15.

UBA (2009): Klimaschutz und Versorgungssicherheit. Entwicklung einer nachhaltigen Stromversorgung. Dessau-Roßlau: UBA. Climate Change 13/09

VDE Energiespeicher 2008: Energiespeicher in Stromversorgungssystemen mit hohem Anteil Erneuerbarer Energien

Autoren:

Prof. Dr.-Ing. Andreas Schlenkhoff,
Bergische Universität Wuppertal
Pauluskirchstrasse 7
D-42285 Wuppertal
Tel.: +49 – 202 – 4394234
Fax: +49 – 202 – 4394196
schlenkh@uni-wuppertal.de

Dipl.-Ing. Georg Heinz,

Die Auslegung und Wirtschaftlichkeit von Restwasserkraftanlagen bei Großprojekten in der Türkei

Ronald Haselsteiner, Burcu Ersoy

In der Türkei ist derzeit eine Vielzahl an großen Wasserbauprojekten in Planung und im Bau. Die umwelttechnischen Auflagen sehen bei Ausleitungen einen Restwasserabfluss vor, der saisonabhängig 10-20 % des mittleren Abflusses beträgt. Die energetische Nutzung dieses Restwasserabflusses ist natürlich wirtschaftlich. Die Auslegung der Restwasserkraftwerke wird dabei von den lokalen Randbedingungen bestimmt, was zu sehr unterschiedlichen Kraftwerken führt, wie an ausgewählten Projektbeispielen gezeigt wird.

In Turkey a great number of large hydropower projects is in planning stage or under construction. The environmental regulations stipulate an environmental flow for projects with diversion or energy tunnels. This flow differs seasonally from 10-20 % of the annual average flow. The energetic utilization is certainly profitable. The design of the environmental powerhouses is dominated by the local constraints, which is resulting in considerable different powerhouses as shown by selected case studies.

1 Einleitung

Derzeit sind in der Türkei zahlreiche große Wasserkraftprojekte im Bau oder in der Planungsphase (Haselsteiner et al., 2009a, b). Die Restwasserforderung führt zu einer mehr oder weniger großen Verminderung der möglichen Stromerzeugungsgewinne. Da nach der aktuellen Gesetzeslage die Mindestrestwasserabgabe als Prozentsatz des mittleren jährlichen Abflusses festgesetzt wird, werden zur Nutzung dieses Abflusses Restwasserkraftwerke mit einem hohen Auslastungsgrad errichtet.

Für den Fall, dass mehrere Nutzungsansprüche, wie z. B. Bewässerungsabgaben oder Hochwasserschutz, bestehen, hilft es, eine Priorisierung der konkurrierenden Nutzungen durchzuführen, wobei der Restwasserabgabe i. d. R. eine hohe Priorität zugesprochen wird, da umweltrelevante Aspekte direkt das Allgemeinwohl betreffen. Wenn konkurrierende Nutzungsansprüche aufeinandertreffen, wie z. B. Naturschutz und Hochwasserschutz, muss im Rahmen einer Reservoirnutzungsoptimierung eine Priorisierung im Rahmen

eines Managementplanes umgesetzt werden. Bis dato kollidieren meistens Bewässerungs- und Restwasservorgaben mit den Ansprüchen der Kraftwerksbetreiber. Hochwasserschutz spielt eine untergeordnete Rolle, wie es z. B. in Haselsteiner & Ersoy (2010) im Zuge einer Speichermodellierung einer Wasserkraftanlage in der Türkei erläutert wird.

In Abb. 1 ist die Anordnung eines Restwasserkraftwerks (RKW) für den Fall mit und ohne Ausleitung dargestellt. Bei einer Ausleitung via Tunnel oder Kanal entsteht eine Restwasserstrecke, die mit dem entsprechenden Abfluss beaufschlagt werden muss. Falls es keine Ausleitung geben sollte und die großen Maschinensätze für Spitzenstromerzeugung ausgelegt werden sollen, d. h. nicht für den Dauerbetrieb, sind für den Restwasserabfluss separate Maschinensätze notwendig, die in einem Kombinationskraftwerk (KKW) angeordnet werden können. Im anderen Fall sind zwei getrennte Kraftwerke, das Hauptkraftwerk (HKW) und das Restwasserkraftwerk (RKW), notwendig.

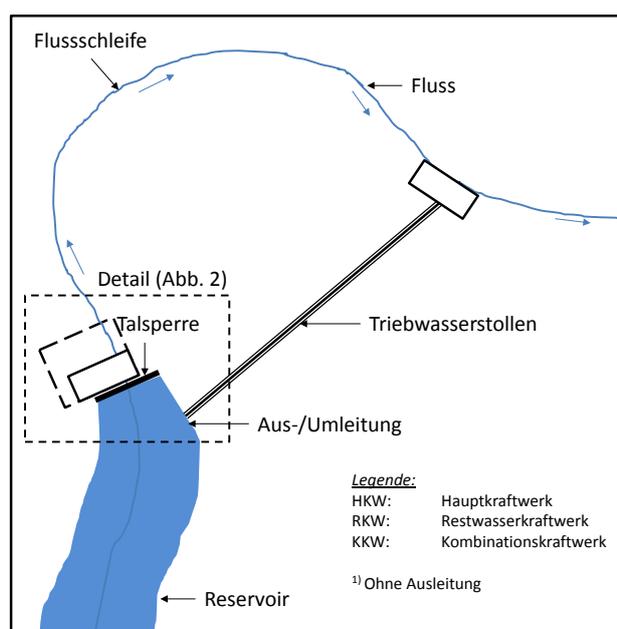


Abbildung 1
 Typisches Kraftwerkssystem mit
 Restwasserkraftwerk

Im Unterschied zu den Verhältnissen und Bauvorhaben im Zusammenhang mit Restwasserkraftwerken in Deutschland werden diese speziellen Anlagen in der Türkei gleichzeitig mit der Gesamtmaßnahme realisiert, da dies Kosten und Zeit spart und die Wirtschaftlichkeit erhöht. In Deutschland stellen die Maßnahmen nicht selten Nachrüstungsmaßnahmen dar, da die Kraftwerke häufig in einer Zeit genehmigt wurden, in der naturschutzfachliche Belange noch nicht den entsprechenden Stellenwert genossen haben.

2 Restwasseranforderungen in der Türkei

Die Restwasserfestlegung erfolgt in der Türkei nach den gültigen gesetzlichen Vorschriften und Regeln in Anbetracht der Messdaten, i. d. R. von staatlicher Seite durchgeführte Abflusspegel-Messungen, der letzten zehn Jahre. Hieraus werden die notwendigen hydrologischen Größen ermittelt und für die Festlegung der Restwasserabgabe verwendet. Meist wird ein Prozentsatz des mittleren jährlichen Abflusses als Mindestrestwasserabgabe festgelegt.

Die Festlegung des Restwasserabflusses (Q_R) kann nach Özdemir et al. (2009) nach der Tennant-Methode (Tennant, 1976) erfolgen, welche vorsieht, dass je nach Fließgewässer 10-30 % des Abflusses in der Restwasserstrecke verbleiben muss. Da in der Türkei extreme saisonale Schwankungen auftreten, wird nicht selten zwischen Regenzeiten (R) und Trockenzeiten (T) unterschieden:

- $Q_{R,T} = 10 \% \cdot MQ_{10a,T}$
- $Q_{R,R} = 20 \% \cdot MQ_{10a,R}$

Bestehen ältere Genehmigungen wird noch mit weniger als 10 % gerechnet, was jedoch zukünftig im Zuge der Gesetzesnovellierung angepasst werden wird. Eine ökologische Bewertung der betroffenen Gewässerstrecken erfolgt meist nur auf theoretischer Basis. Fischökologische Erhebungen und eine gewässerspezifische Ermittlung des notwendigen Abflusses werden i. d. R. nicht durchgeführt oder hat bei der Genehmigungsbehörde wenig Anklang, da die Ergebnisse nicht selten von den herkömmlich verwendeten, einfachen und deshalb transparenten Verfahren abweichen.

3 Entwurf von Restwasserkraftwerken

Wie im folgenden Abschnitt anhand der Projektbeispiele noch dargelegt wird, sind je nach Randbedingungen unterschiedliche Möglichkeiten in Betracht zu ziehen, ein Restwasserkraftwerk zu positionieren und auszulegen.

Ziel ist es stets, die vermeintliche Restwasserstrecke zu speisen und den dafür vorgesehenen Abfluss energetisch nahe am Absperrbauwerk zu nutzen. Dadurch werden zusätzliche (hydraulische) Verluste vermieden und bauliche Kosten reduziert.

Die Auslegung der Maschinen erfolgt i. d. R. für den Dauerbetrieb. Aufgrund der jahreszeitlich unterschiedlichen Restwasserabflüsse werden i. d. R. zwei gleiche Maschinensätze verwendet, von welchen je einer 10 % des Mittelwasserabflusses nutzt. Maximal werden somit während der Regenzeit,

welche i. d. R. drei bis vier Monate umfasst, bis zu 20 % des Mittelwasserabflusses durch das RKW energetisch genutzt.

Die Speichergröße spielt für die Energieerzeugung des RWK im Vergleich zum HKW eine untergeordnete Rolle und kommt nur zum Tragen, falls der Speicher leer laufen sollte.

Aufgrund der Regelungsmöglichkeiten der Turbinen und des Betriebs auch bei geringen Abflüssen kommt es i. d. R. kaum zu Stillstandszeiten des RKW. Wartung und Revision haben praktisch keinen Einfluss, da einer der Maschinensätze eines Großteils des Jahres theoretisch außer Betrieb ist. Die Anordnung von nur einem Maschinensatz ist aus verschiedenen Gründen im Hinblick auf Betrieb, Wirkungsgrad und Wirtschaftlichkeit nicht optimal.

Je nach Randbedingungen können folgende Anordnungen der Kraftwerke unterschieden werden:

- Typ I: Zwei komplett getrennte Systeme mit jeweils einem Kraftwerk, einer Zuleitung und einem Umspannwerk mit Hochspannungsleitung. Dies ist dann der Fall, wenn das Hauptkraftwerk über einen Druckstollen oder Kanal mit dem Reservoir verbunden ist.
- TYP II: Ein Kombinationkraftwerk mit i. d. R. zwei Maschinen für die Restwassernutzung und einem Maschinensatz für die Hauptnutzung. (Abb. 2). Je nach Auslegung der Hauptmaschinensätze kann die Anzahl und Auslegung variiert werden. Im Allgemeinen bietet es sich jedoch an, mit gleichen Maschinensätzen zu arbeiten. Besonders bei Auslegung der großen Turbinen für Spitzenstromerzeugung sind zwei kleinere Maschinensätze von Vorteil.

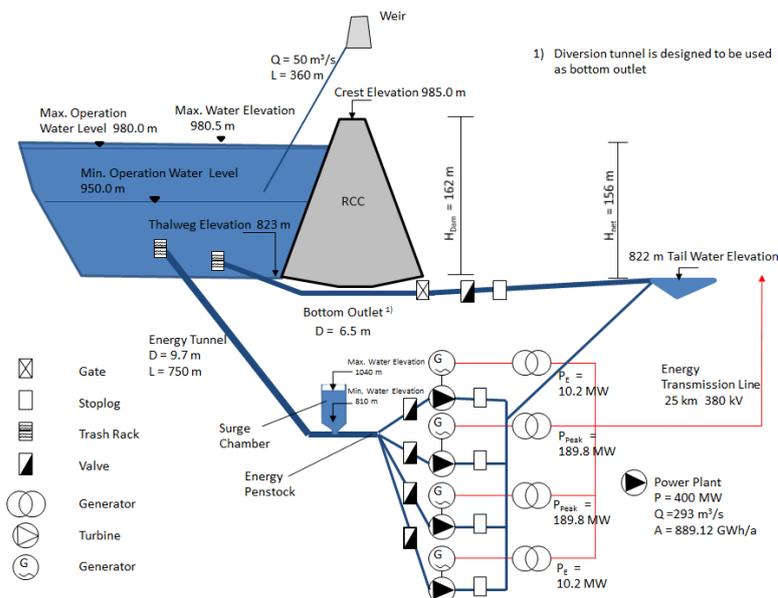
Die Lage des Restwasserkraftwerks oder des Kombinationsbauwerks ist von den für die Planung und den Bau von Wasserkraftanlagen üblichen Randbedingungen abhängig. Die Geologie und die Topographie sowie die Lage und Art der Hauptsperre bestimmen hierbei den Standort.

In Abb. 2 ist eine Anlage mit Kombinationskraftwerk skizzenhaft dargestellt. Zwei Turbinen sind für den Dauerbetrieb und zur Abarbeitung des Restwasserabflusses ausgelegt. Die anderen zwei sind für Spitzenstromerzeugung ausgelegt.

Sofern es sich beim Absperrbauwerk um einen Damm handelt, wird die Wasserzuleitung i. d. R. durch Druckrohre und Druckstollen bewerkstelligt, die am Absperrbauwerk geführt werden. Hierfür bieten sich die i. d. R. bestehenden Umleitungstollen und die Bereiche an den seitlichen Widerlagern an. Bei vielen großen Anlagen mit Restwasserkraftwerken werden zwei gleiche Umleitungstollen angeordnet, von denen einer als Grundablass nachgerüstet

und genutzt und der andere nach der Umleitungsphase mit einer Druckrohrleitung und den zugehörigen Armaturen ausgestattet wird. Ist nur ein Tunnel vorhanden, können auch beide Rohre dort verlegt oder das Restwasserkraftwerk mittels einer Nebenleitung versorgt werden.

Abbildung 2
Schematische Darstellung eines Kombinationskraftwerks mit zwei Restwasserturbinen und zwei Spitzenstromturbinen (Status: Vertiefte Machbarkeitsstudie, Pervari)



Letzteres ist zu hoher Wahrscheinlichkeit wirtschaftlich, da die höheren hydraulischen Verluste im Falle des gleichzeitigen Betriebs von Grundablass und Restwasserkraftwerk durch die Kosteneinsparungen an Armaturen und Druckrohrleitung aufgewogen werden. Betriebliche Gesichtspunkte stellen i. d. R. für diesen Fall kein Hindernis dar.

4 Projektbeispiele

4.1 Übersicht

Die Realisierung von Restwasserkraftwerken ist eine projektspezifische Angelegenheit. Demgemäß variieren die Projektkenngrößen beträchtlich, wie in Tab. 1 gezeigt wird.

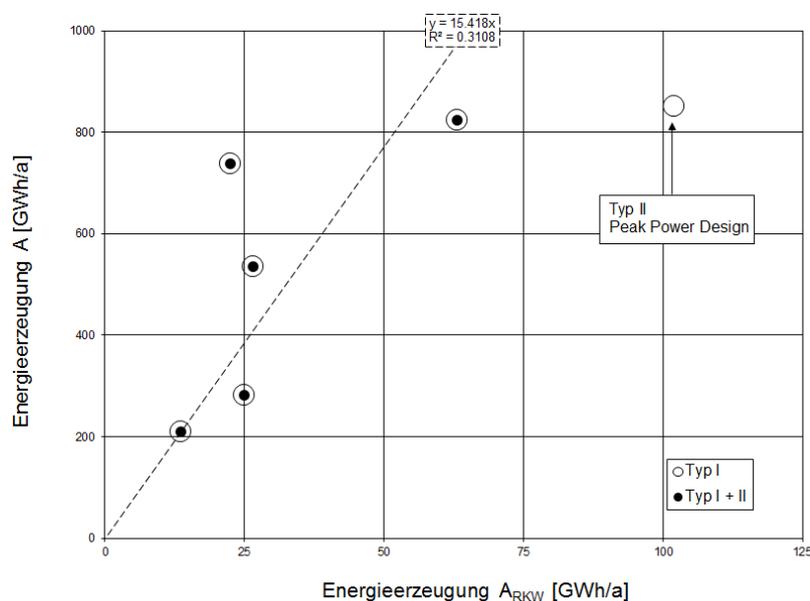
Tabelle 1 Projektkennwerte von sechs ausgewählten Projekten

Nr.	Project Name	Fluss	Hauptkraftwerk				Restwasserkraftwerk				Gesamt		AR _{RKW} /A _{ges} [%]	(H _{KW} -H _{RKW})/H _{KW}
			Q _{m,ges} [m³/s]	H _{KW} [m]	P _{KW} [MW]	A _{KW} [GWh/a]	H _{RKW} [m]	P _{RKW} [MW]	A _{RKW} [GWh/a]	P _{ges} [MW]	A _{ges} [GWh/a]			
1	Söylemez	Aras	23	170	32	196	110	2	14	34	209	6.5%	35.3%	
2	Sarıgül	Ceyhan	49	93	101	257	66	3	25	105	282	8.9%	28.9%	
3	Arkun	Coruh	59	192	231	761	121	12	63	243	824	7.7%	37.0%	
4	Kavsakbendi	Seyhan	131	77	178	715	67	3	23	181	738	3.0%	12.1%	
5	Kandil	Ceyhan	45	213	212	509	99	4	27	216	536	5.0%	53.6%	
6	Pervari	Botan	76	156	380	748	156	20	102	400	850	12.0%	0.0%	
(Nr. 1-5)			mittel	61	149	151	487	93	5	30	156	518	6.2%	33.4%

Bei „normal“ ausgelegten Anlagen wird i. d. R. weniger als 10 % der Gesamtjahreserzeugung mittels der Restwasserkraftwerke produziert. Nur bei Projekt 6 (Tab. 1), das sich noch in einer Art vertiefter Machbarkeitsstudienphase befindet, obgleich bereits eine Ausschreibungsplanung erstellt wurde, übernimmt das Restwasserkraftwerk mit 12 % einen etwas größeren Anteil.

In Abb. 3 sind die jährlichen Erzeugungswerte der Gesamtanlagen denen der Restwasserkraftwerke gegenübergestellt. Die Aussage des angegebenen Diagramms ist begrenzt, jedoch zeigt es tendentiell die Verhältnisse, dass bei Typ I-Kraftwerken die anteilige Arbeitsleistung der RKW einen linearen Zuwachs aufweisen.

Abbildung 3
 Jährliche Gesamtenergieerzeugung A des Haupt- und Restwasserkraftwerks und jährliche Energieerzeugung des Restwasserkraftwerks A_{RKW} (siehe Tab. 1)



4.2 Wirtschaftlichkeit

Anders verhält es sich bei den Kosten, wenn die Kosten für die Anlagenteile der Gesamtanlage nicht anteilmäßig auf die Restwasserkraftnutzung umgelegt werden. In Abb. 4 werden Benchmark-Kenngrößen von türkischen Anlagen mit und ohne Restwasserkraftwerke gezeigt. Die beschriebenen Restwasserkraftwerke sind für sich alleine betrachtet hoch wirtschaftlich, da lediglich die Kosten für die Errichtung des Kraftwerkes selbst, die Bauwerke für die Wasserzuleitung und die Stromleitungsbauwerke zu leisten sind. Dies gilt natürlich nur dann, wenn es sich vom Vorneherein um große Anlagen handelt, bei denen die installierte Leistung und die jährliche Energieerzeugung entsprechend hoch sind.

Bei kleineren, weit abgelegenen Anlagen muss die energetische Nutzung der Restwassermenge nicht unbedingt aus wirtschaftlichen Gesichtspunkten sinnvoll

sein. Bei sehr kleinen oder kleinen Anlagen kann es auch der Fall sein, dass keine Restwasserforderungen aufgestellt werden, da das Fließgewässer eventuell nicht ganzjährig Wasser führt und naturschutzfachliche Gesichtspunkte wie z. B. Fischwanderung, etc. keine Rolle spielen.

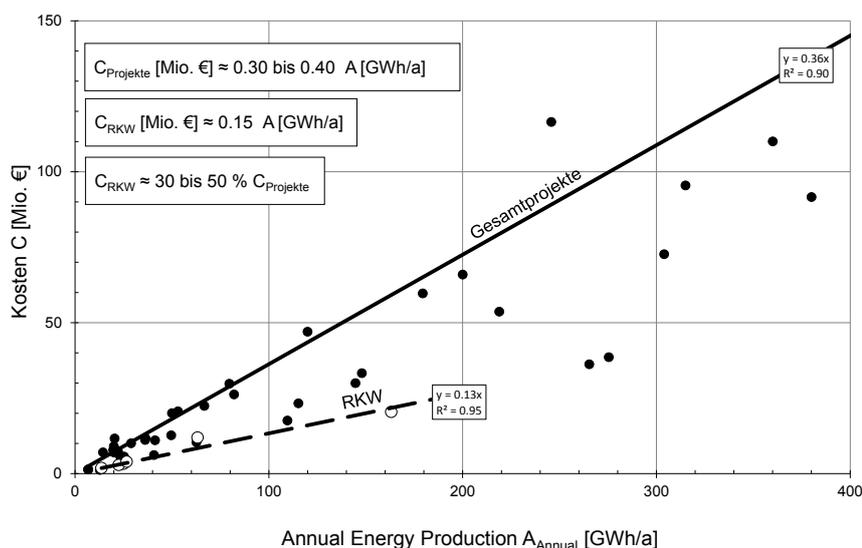


Abbildung 4 Jährliche Gesamtenergieerzeugung und Kosten getrennt für gesamte Wasserkraftprojekte und Restwasserkraftwerke

Letztendlich reduziert die Restwasserabgabe jedoch die Gesamterzeugung im Vergleich zu dem Zustand ohne Restwasserabgabe, was in der Türkei bis dato im Allgemeinen die Wirtschaftlichkeit von mittleren und großen Wasserkraftprojekten auch trotz der hohen Rentabilitätsvorstellungen der Investoren nicht gefährdet.

Wie aus Abb. 4 zu erkennen ist, belaufen sich die Kosten in Anbetracht der erwirtschafteten jährlichen Energieerzeugung bei den Restwasserkraftwerken nur auf etwa 30 % bis 50 % der Kosten der Gesamtprojekte, bei denen alle Anlagenteile zu erbauen sind.

4.3 Jahresspeicher mit Restwasserstrecke und separatem Kraftwerk (Söylemez)

Das Projekt befindet sich am Fluss Aras südöstlich der Stadt Erzurum in Ostanatolien. Die Anlage hat einen 115 m hohen Absperrdamm (Steinschüttdamm mit Betonoberflächendichtung) und einen Jahresspeicher. Das sich in der Machbarkeitsstudienphase befindliche Projekt weist einen Ausleitungsstollen von ca. 6 km auf, weshalb zwei komplett getrennte Kraftwerke in Planung sind. Das Restwasserkraftwerk soll am Fuße des Absperrdamms zum Liegen kommen. Die Zuleitung soll über einen der zwei

Umleitungsstollen erfolgen. Zukünftige Änderungen im Sinne einer Optimierung sind nicht ausgeschlossen.

Im Restwasserkraftwerk sind derzeit zwei Maschinensätze mit Francisturbinen vorgesehen, welche jeweils eine installierte Leistung von $P = 1$ MW besitzen (siehe Tab. 1).

4.4 Monatsspeicher ohne Restwasserstrecke und kombiniertem Kraftwerk für Spitzenstromgenerierung (Pervari)

Das Projekt Pervari befindet sich am Fluss Botan im Südosten der Türkei. Der Botan ist ein Zufluss des Tigris unweit der sich im Bau befindlichen Anlage Ilisu, welches derzeit das größte Wasserkraftprojekt der Türkei ist. Das Absperrbauwerk wurde in der Machbarkeitsphase als ca. 165 m hohe RCC Staumauer entworfen. Die Anlage befindet sich in einem geologisch sensiblen Bereich. Die Stabilisierung von zwei großen Hangrutschmassen bedarf eines großen technischen sowie finanziellen Einsatzes, weshalb Überlegungen bestehen, die Dammachse nach oberstrom zu verschieben und aus Kostengründen auch den Sperrtyp zugunsten eines Steinschüttdammes mit Betonoberflächendichtung zu ändern. Der Energietunnel ist ca. 700 m lang und verbindet den Stauraum mit dem Kombinationskraftwerk, das sowohl Spitzenstrommaschinensätze als auch Restwassermaschinen beherbergt.

Im Kraftwerk sind vier Maschinensätze mit Francisturbinen vorgesehen. Zwei davon mit einer installierten Leistung von $P = 10.2$ MW für die Restwassernutzung und zwei mit $P = 189.8$ MW für die Spitzenstromerzeugung (siehe Tab. 1, Abb. 2).

4.5 Monatsspeicher mit Restwasserkraftwerk und kombiniertem Grundablass (Arkun)

Die Anlage befindet sich im Nordosten der Türkei am Fluss Coruh. Die Anlage verfügt über einen 110 m hohen Absperrdamm (Steinschüttdamm mit Betonoberflächendichtung) und einen ca. 14 km langen Ausleitungsstollen. Das Restwasserkraftwerk soll nahe dem einzigen Umleitungsstollen zum Liegen kommen. Die Zuleitung zum RKW erfolgt als Abzweigung vom Grundablass. Die Absperr- und Regelorgane wurden entsprechend den Anforderungen an den Betrieb des Kraftwerks angepasst. Das HKW wurde in Arkun auch für Spitzenstromerzeugung ausgelegt.

Im Restwasserkraftwerk sind zwei Maschinensätze mit Francisturbinen vorgesehen, welche jeweils eine installierte Leistung von etwa $P = 6$ MW besitzen (siehe Tab. 1).

Literatur

- Haselsteiner, R.; Ersoy, B. (2010): Untersuchung der Bewirtschaftung eines Jahresspeichers in der Türkei mit Hilfe eines Speichermodells zur Verifizierung und Optimierung der Energieerzeugung. Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft, 11-12/10, S. 220-226
- Haselsteiner, R.; Heimerl, S.; Arch, A.; Kohler, B.; Recla, R.; Bilmez, C.; Mesci, Ü. (2009a): Evaluation of small and medium hydropower in Turkey in consideration of economical aspects. Wasserkraftnutzung im Zeichen des Klimawandels - Waterpower and Climate Change. Dresdner Wasserbaukolloquium 2009, 12.-13. März 2009, Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen, Heft 39, S. 335-358.
- Haselsteiner, R.; Heimerl, S.; Arch, A.; Kohler, B.; Recla, R.; Bilmez, C.; Mesci, Ü. (2009b): Efficient Design, Construction and Maintenance of Hydropower Plants in Turkey. HYDRO 2009 - Progress, Potential, Plans, International Conference and Exhibition, Lyon, France, 26-28 October 2009.
- Özdemir, A. D.; Karaca, Ö.; Erkus, M. K. (2007): Low Flow Calculation to Maintain Eco-logical Balance in Streams. International Congress on River Basin Management, Antalya 2007.
- Tennant, D. L. (1976): Instream flow regimens for fish, wildlife, recreation, and related envi-ronmental resources. in Instream flow needs, Volume II: Boise, ID, Proceedings of the symposium and specialty conference on instream flow needs, May 3-6, American Fisheries Society, p. 359-373.

Autoren

Dr.-Ing. Ronald Haselsteiner,
EnerjiSA Enerji Üretim A.S.
Ehli. Mah. Ceyhun Atif Kansu Cd.
Baskent Plaza No: 106 K: 7-8
06520 Balgat / Ankara / Turkey
Tel.: +90 312 583 40 55
Fax: +90 312 583 85 46
rhaselsteiner@enerjisa.com.tr

BSc Ersoy Burcu
Fichtner GmbH & Co- KG
Büyükdere Cad. Polat Hand No: 87/5
Mecidiyeköy
34387 Sisli / Istanbul / Turkey
Tel.: +90 212 217 17 67
Fax: +90 212 217 81 24
burcu.ersoy@fichtner.de

Nutzung der kinetischen Energie in Gewässerströmungen durch eine oszillierende Tragfläche

Martin Lawerenz, Thea Mildebrath, Stephan Sauer, Daniel Kühne

New concepts of hydroelectric power plants use the kinetic energy of river, tidal and ocean currents. The technology presented here operates with an oscillating wing. The motion of the hydrofoil is steered by a newly developed mechanism. This device transforms the oscillation into a continuous rotation, which in turn drives a generator. The contribution describes the development of the prototype including aspects of the kinematic and hydrodynamic simulation, optimization of the design parameters and results of first experimental investigations.

Neue Konzepte von Wasserkraftanlagen nutzen die kinetische Energie der Fluss-, Gezeiten-, und Meeresströmungen. Die hier verfolgte Technologie arbeitet mit einer oszillierenden Tragfläche, deren Bewegung ein neu entwickelter Mechanismus steuert. Damit findet gleichzeitig die Umwandlung in eine kontinuierliche Drehbewegung statt, die ihrerseits zum Antrieb eines Generators dient. Der Beitrag beschreibt die Entwicklung des Prototypen von der Modellbildung, über die Parameteroptimierung bis zur Realisierung und ersten experimentellen Untersuchungen.

1 Nutzung der kinetischen Energie strömender Gewässer

Konventionelle Wasserkraftanlagen erfordern ein Gefälle, um die potentielle Energie mit Turbinen umwandeln zu können. In Europa sind diese Potentiale im Wesentlichen ausgeschöpft. Daher versuchen neue Konzepte, die kinetische Energie von Fluss-, Gezeiten- und Meeresströmungen zu nutzen. Der Einsatz solcher Wasserkraftanlagen erfordert geringe Eingriffe in die Natur, da ein Aufstauen des Wassers nicht erforderlich ist. Dies dürfte für Betreiber hinsichtlich der gesetzlichen Rahmenbedingungen zur Bewirtschaftung von Gewässern von Interesse sein, und es können so weitere Potentiale regenerativer Energie erschlossen werden.

Im Bereich der Meeres- und Gezeitenströmungen finden derzeit mehrere Entwicklungen horizontal durchströmter Turbinen statt. Zu ihnen gehören u.a. die Projekte Seaflow (Bard et al. (2004)), SeaGen und Openhydro vor der britischen Küste, die aufgrund der dort herrschenden Strömungsverhältnisse

gute Voraussetzung bietet. Eine Alternative zu den kontinuierlich rotierenden Turbomaschinen stellen Konzepte mit oszillierenden Tragflächen dar. Je nach konstruktiver Ausführung lassen sie sich auch in Fließgewässern mit geringer Tiefe einsetzen, die für ummantelte und mantellose Turbinen bauartbedingt nicht geeignet sind.

Neben älteren Untersuchungen (McKinney, DeLaurier (1981)) sind in jüngerer Zeit verschiedene Prototypen entwickelt und getestet worden. Sie basieren u.a. auf umfangreichen Untersuchungen des instationären Strömungsfeldes um die oszillierende Tragfläche. Hierzu zählt das in DTI (2005) dargestellte Stingray-Projekt in Großbritannien, welches als Gezeitenstromkraftwerk entwickelt und als Prototyp vor den Shetland Inseln erprobt wurde. Die Meeresströmung versetzt hier eine horizontal ausgerichtete Tragfläche, die an einem Ausleger geführt wird, in eine Auf- und Abbewegung bei der gleichzeitig der Anstellwinkel der Tragfläche angepasst wird. Die realisierte Anlage hat eine Tragflächenspannweite von 11 m und eine Nennleistung von 150 kW. Geplant wurden Farmen mit Einzelmaschinen von 500 kW.

Andere Konzeptionen werden durch die Forschergruppe von M. F. Platzer in den USA seit mehreren Jahren verfolgt. Umfangreiche Berechnungen und detaillierte Experimente an oszillierenden Tragflächen wurden von ihnen durchgeführt. So sind in dem Beitrag Platzer et al. (2009) zwei verschiedenartige Anlage beschrieben. In einem ersten Konzept wird eine horizontale Tragfläche über ein Gestänge so geführt, dass die angreifenden hydrodynamischen Kräfte die Auf- und Abbewegung bewirken. Bei der zweiten Konfiguration ragt die Tragfläche senkrecht ins Wasser. Die zur Hin- und Herbewegung erforderliche Anstellung wird in diesem Fall nicht mehr durch ein mechanisches Gestänge, sondern durch die Wasserkräfte selber gesteuert. Anschläge führen zur Neuausrichtung und Richtungsumkehr der Tragfläche.

Für Flussströmungen entwickelte die Firma Aniprop einen Hubflügelgenerator Send (2001). Die Tragfläche ist horizontal gelagert und wird über ein Gestänge sowohl angestellt als auch mit einer weitgehend konstanten Geschwindigkeit auf- und abbewegt. Während einer zweijährigen Versuchsphase im Kanal des Mittleren Lech im Stadtgebiet von Augsburg wurde die Anlage ausgiebig erprobt.

Basierend auf dem Konzept einer oszillierenden Tragfläche wurde in Stein et al. (2009) und Lawrenz (2009) ein Mechanismus vorgestellt, der die oszillierende Bewegung über eine Kurbelwelle in eine Drehbewegung umsetzt. Im Folgenden wird eine Weiterentwicklung vorgestellt, die sich durch eine robustere Mechanik und einen kontinuierlicheren Kräfteverlauf auszeichnet.

2 Aufbau der Kinematik

Die Anlage besitzt eine senkrecht ins Wasser ragende Tragfläche, die quer zur Strömung oszilliert. Sie ist über einen Ausleger mit einem Getriebe verbunden. Beide befinden sich oberhalb der Wasseroberfläche. Das Getriebe dient zur Energieübertragung, der Wandlung der oszillierenden Bewegung in eine Drehbewegung und zur Steuerung der Tragflächenposition. Hierzu besteht das Getriebe aus einem Scheibenbaum und einer Kurbelwelle. Die mechanische Kopplung der Bewegung von Tragfläche, Scheibenbaum und Kurbelwelle erfolgt jeweils über Seilpaare. Abbildung 1 zeigt den konstruktiven Aufbau in einer perspektivischen Ansicht, die auf den CAD-Daten basiert.

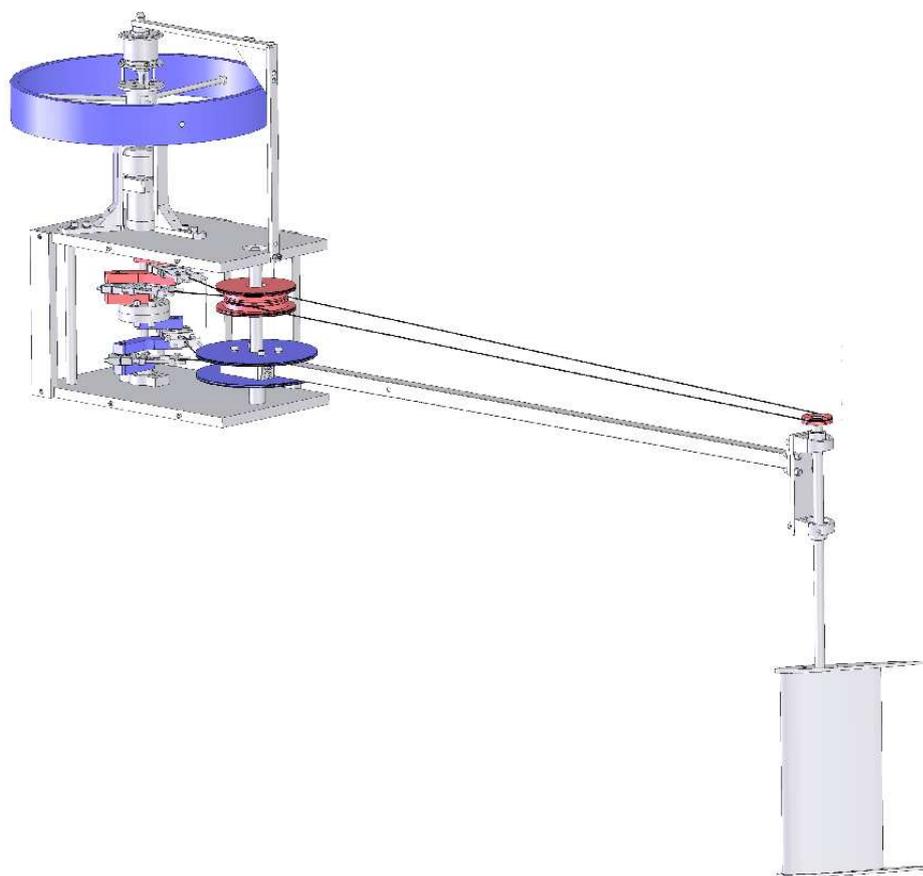


Abbildung 1 Konstruktiver Aufbau der Anlage mit Getriebe und Tragfläche

Mit der Umströmung der Tragfläche entstehen hydrodynamischen Kräfte, die zu einer Drehung des Auslegers um die Achse des Scheibenbaumes führen. Der im Folgenden beschriebene Aufbau des Getriebes bewirkt gleichzeitig eine Drehung der Tragfläche relativ zum Ausleger, wodurch sich der Anstellwinkel zur Strömung ändert und so eine oszillierende Bewegung zustande kommt.

Im unteren Bereich des Getriebes wird über 2 Seilzüge am Scheibenbaum die oszillierende Bewegung des Auslegers durch die Kurbelwelle in eine kontinuierliche Drehbewegung umgewandelt. Gekoppelt an diese Drehung wird im oberen Bereich des Getriebes die Positionierung der Tragfläche vorgenommen. Hierzu wandelt ein weiteres Kurbelpaar die Drehung der Welle durch Seilzüge, die mit einem zweiten Paar Scheiben des Scheibenbaums verbunden sind, ebenfalls in eine oszillierende Bewegung um. Diese oszillierende Drehung kann in Amplitude und Phasenlage von dem unteren Teil unabhängig gewählt werden. Ein Seilzug zwischen dem oberen Teil des Scheibenbaums und der Drehachse der Tragfläche steuert schließlich deren Stellung gegenüber dem Ausleger. Durch eine geeignete Wahl der einzelnen Konstruktionsparameter wird die Tragfläche in Lage und Ausrichtung während einer Umdrehung der Kurbelwelle so positioniert, dass eine optimale Nutzung der Strömungsenergie zustande kommt.

Zur Aufrechterhaltung der Drehbewegung in den Totpunkten des oszillierenden Armes dient eine Schwungscheibe. Am Abtrieb der Kurbelwelle folgt ein Getriebe, um für den Generator eine hinreichend große Drehzahl zur Verfügung zu stellen.

Die Dimensionierung der einzelnen Bauteile muss für eine effektive Bewegungssteuerung sehr genau aufeinander abgestimmt werden. Die wesentlichen Elemente der Kinematik werden durch 10 geometrische Parameter beschrieben. Über eine Optimierungsstrategie basierend auf einem Evolutionsalgorithmus, wie er in Ahmed und Lawrenz (2003) dargestellt ist, werden diese so ermittelt, dass einerseits ein blockadefreier Bewegungsablauf entsteht und andererseits eine maximale Energieübertragung erzielt wird.

3 Modellierung der Energieübertragung

Die Energieübertragung vom strömenden Wasser auf die angestellte Tragfläche wird über die auf sie wirkenden Kräfte und Momente ermittelt. Eine physikalisch genaue Beschreibung der Strömungsvorgänge ist insbesondere im Bereich der Wendepunkte nur mit komplexen numerischen Modellen möglich. Mit Rücksicht auf die zur Verfügung stehenden Ressourcen ist zur Auslegung des Prototypen bei den Berechnungen bewusst auf die Berücksichtigung instationärer Effekte verzichtet worden. Dies lässt sich auch mit der Strouhal-Zahl begründen, die zur Abschätzung der Größenordnung der zeitabhängigen Vorgänge herangezogen wird. Gebildet mit der Profilanströmgeschwindigkeit c_∞ , der Sehnenlänge S und der Zeit für eine Kurbelwellenumdrehung liegt sie typischerweise bei $Sr = 0,04$. Dreidimensionale Effekte an den Flügelenden

bleiben rechnerisch ebenfalls unberücksichtigt, da sie konstruktiv durch Endscheiben reduziert werden.

Die Reduktion auf eine zweidimensionale, reibungsfreie Betrachtung ermöglicht die Ermittlung der auf die Tragfläche wirkenden Kräfte und Momente in Abhängigkeit des Anströmwinkels δ und der Anströmgeschwindigkeit \vec{w}_∞ direkt aus der Profilcharakteristik. Hierzu wird auf Daten zurückgegriffen, die von Critzos et al. (1955) für das NACA0012 Profil experimentell bei einer Reynoldszahl von $1,6 \cdot 10^6$ ermittelt wurden. Sie sind auf die hier vorliegende Situation übertragbar.

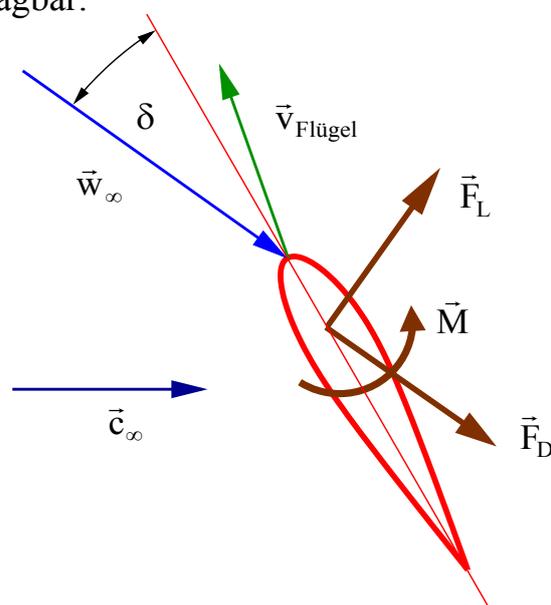


Abbildung 2 Kräfte und Momente am angeströmten Flügel

Die Anströmgeschwindigkeit \vec{w}_∞ und der Anströmwinkel δ lassen sich, wie in Abbildung 2 gezeigt, zu jedem Zeitpunkt aus der Lage der Tragfläche, ihrer Geschwindigkeit $\vec{v}_{\text{Flügel}}$ und der Fließgeschwindigkeit \vec{c}_∞ des Wassers ermitteln.

Da der Flügel dem Wasser kinetische Energie entzieht, ist die Fließgeschwindigkeit des Wassers im Bereich des Flügels bereits geringer als in der ungestörten Zuströmung. In dem von Betz für Windturbinen entwickelten Modell wird die Strömung unter optimalen Bedingungen in der Rotorebene auf $2/3$ der Zuströmgeschwindigkeit reduziert. Aus diesem Grund wird in den hier durchgeführten Berechnungen der Energieübertragung des oszillierenden Flügels ebenfalls nur eine Fließgeschwindigkeit von $2/3c_\infty$ berücksichtigt. Dies führt zu einer Unterbewertung, da die Abmessungen der Tragfläche eine maximale Energieübertragung entsprechend der Betzschen Theorie nicht erlauben. Dieser Ansatz gibt aber die tatsächlichen Verhältnisse gut wieder, wie die Versuche gezeigt haben.

Die Profilcharakteristik liefert die zugehörige Auftriebskraft \vec{F}_L , die Widerstandskraft \vec{F}_D und das vom Fluid auf die Tragfläche ausgeübte Drehmoment \vec{M} . Beschreibt $\vec{\omega}$ die zeitabhängige Winkelgeschwindigkeit, mit der sich der Flügel um seine Achse dreht, ergibt sich für die vom Fluid auf die Tragfläche übertragene Leistung

$$P = \vec{F}_L \cdot \vec{v}_{\text{Flügel}} + \vec{F}_D \cdot \vec{v}_{\text{Flügel}} + \vec{M} \cdot \vec{\omega}.$$

Basierend auf diesem Modell der hydrodynamischen Kräfte und Momente und dem in Kapitel 2 beschriebenen kinematischen Modell lassen sich die geometrischen Verhältnisse der einzelnen Getriebekomponenten zur Steuerung des Bewegungsablaufes nun so optimieren, dass über einen Zyklus gemittelt eine maximale mittlere Leistung \bar{P} erzielt wird.

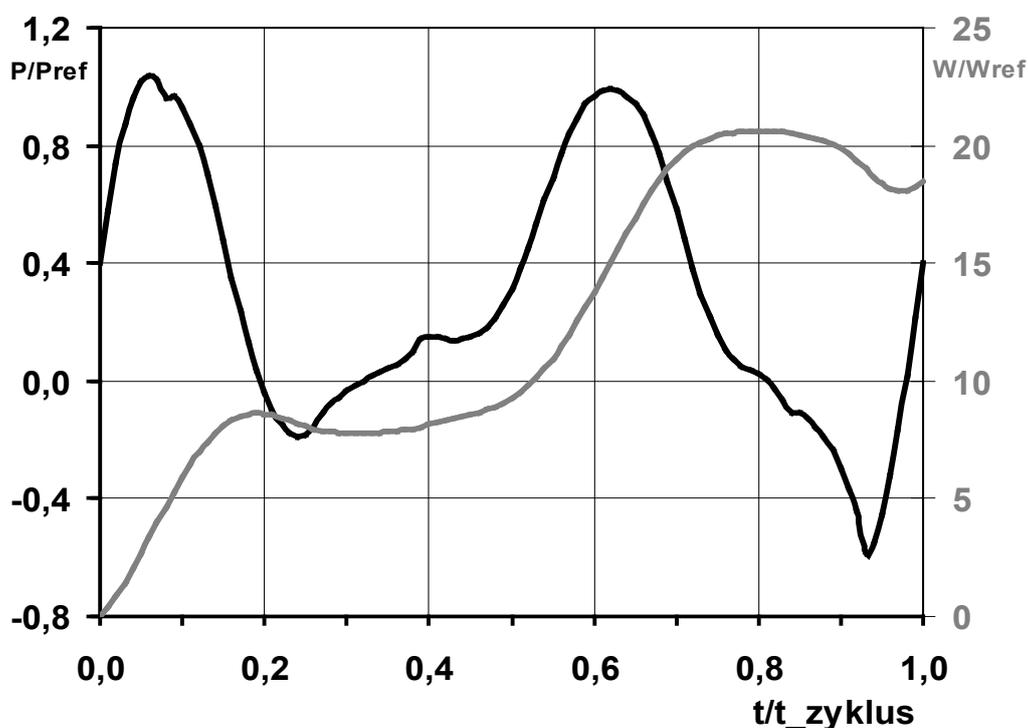


Abbildung 3 Berechnete Leistung und übertragene Arbeit während eines Zyklus

Abbildung 3 zeigt den berechneten Verlauf von Arbeit und Leistung über einen Zyklus normiert auf folgende Referenzwerte

$$W_{\text{ref}} = \frac{1}{2} \rho_{H_2O} c_{\infty}^2 L S^2 \quad , \quad P_{\text{ref}} = \frac{1}{2} \rho_{H_2O} c_{\infty}^3 L S.$$

Bei $t = 0$ steht der Ausleger des Flügels parallel zur ungestörten Anströmung. Aufgrund der vom Getriebe gesteuerten Kinematik ist die über einen Zyklus erbrachte Leistung nicht konstant. An den Wendepunkten muss zudem aus dem Schwungrad der Anlage Energie zugeführt werden.

4 Prototyp und Messtechnik

Basierend auf den Berechnungen wurde ein Prototyp so ausgelegt und gefertigt, dass er sowohl in der Kipprinne der Universität Kassel als auch mit größerem Ausleger und Flügel in einer Flussströmung erprobt werden kann. Der Ausleger für die Versuche in der Kipprinne hat eine Länge von 1,5 m und der Flügel mit einer Sehnenlänge von 0,2 m hat eine Spannweite von 0,4 m. Der Ausleger oszilliert in einem Winkelbereich von ca. $+40^\circ$ bis -20° gegenüber der Fließrichtung des Wassers. An der Kurbelwelle angeflanscht ist ein Getriebe, das die Bewegung im Verhältnis 1:15 übersetzt, um dem Generator eine hinreichende Drehzahl zur Verfügung zu stellen. Weiterhin sind eine Rutschkupplung als Sicherheit gegen plötzliches Blockieren und eine Schwungscheibe zur Überwindung der Totpunkte angeflanscht, die so ausgelegt ist, dass sie die Arbeit eines ganzen Zyklus speichert. Um die erforderlichen Längenänderungen der Seile während einer Kurbelwellenumdrehung auszugleichen, wurden Federspanner eingesetzt. Den Gesamtaufbau im Betrieb zeigt Abbildung 4.



Abbildung 4 Prototyp mit Messaufbau in der Kipprinne

Zur experimentellen Analyse des Prototypen werden der Bewegungsablauf und die übertragene Energie bestimmt. Die Eingangsleistung wird hierzu aus dem Biegemoment am Ausleger und dessen Winkelgeschwindigkeit ermittelt. Dehnungsmessstreifen am Ausleger liefern hierzu in Verbindung mit einer entsprechenden Kalibrierung die Daten zur Bestimmung des Biegemomentes. Über je einen Seilzugpositionsgeber erfolgt die Messung der Winkelstellung des Auslegers und des Flügels im zeitlichen Verlauf. Diese Signale werden mit einer

Abtastrate von 75 Hz erfasst. Als zeitliche Mittelwerte werden schließlich die Drehzahl des Generators und die vom ihm erzeugte elektrische Leistung gemessen. Die Versuche in der Kipprinne erfolgten bei konstanter Fließgeschwindigkeit, die mit einer Flügelradsonde bestimmt wurde.

5 Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen

Die Messungen wurden für unterschiedliche Anströmgeschwindigkeiten und elektrische Lasten am Generator durchgeführt. Erste Ergebnisse für eine Anströmgeschwindigkeit $c_\infty = 0,67 \text{ m/s}$ und eine elektrische Last von 100Ω sind in Abbildung 5 dargestellt. Die einzelnen Zyklen einer Messung weisen untereinander eine gewisse Streuung auf, wobei der Verlauf stets ähnlich ist. Qualitativ stimmen Messung und Rechnung recht gut überein und zeigen einen vergleichbaren zeitlichen Verlauf. Allerdings sind auch Abweichungen erkennbar, die zum Teil auf elastische Verformungen zurück zu führen sind. Hier sind insbesondere die Federelemente zu nennen. Demgegenüber berücksichtigt das theoretische Modell bisher weder Elastizitäten noch dynamische Effekte aufgrund der Beschleunigungen und Verzögerungen der Massen.

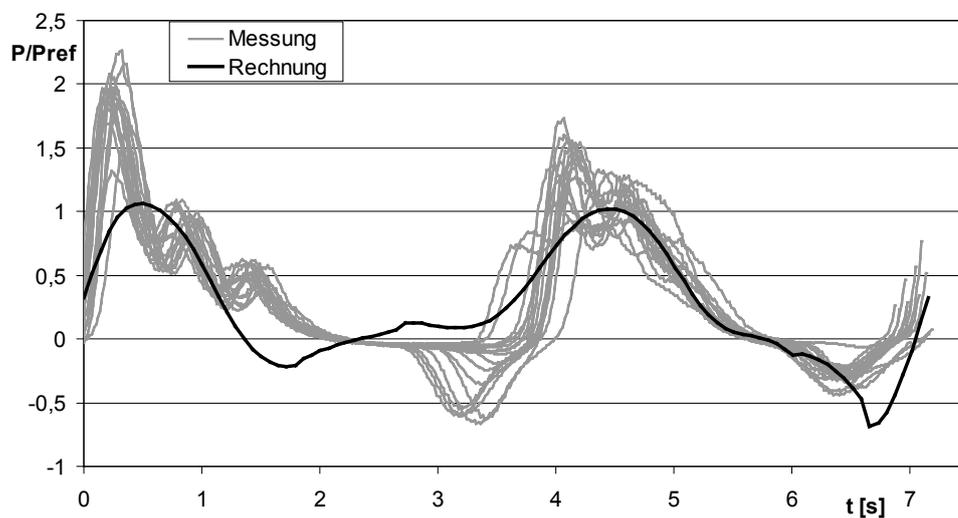


Abbildung 5 Mechanische Leistung im Verlauf eines Zyklus: Vergleich Messung - Rechnung für $c_\infty=0,67\text{m/s}$ und 100Ω Last am Generator

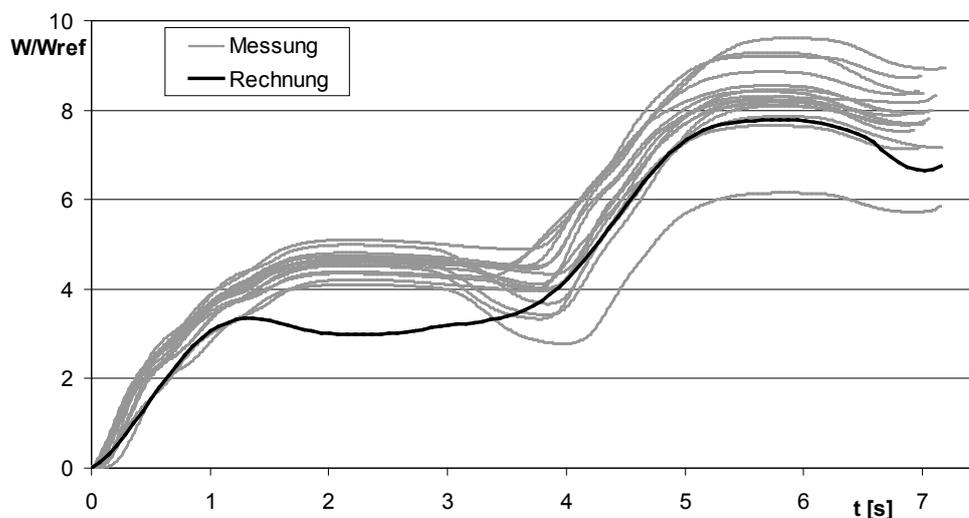


Abbildung 6 Übertragene Arbeit im Verlauf eines Zyklus: Vergleich Messung - Rechnung für $c_\infty=0,67\text{m/s}$ und $100\ \Omega$ Last am Generator

Vergleicht man die messtechnisch ermittelte mechanische Leistung mit der erzeugten elektrischen Energie des Generators, liegt die Differenz in der Größenordnung des Generatorwirkungsgrades von ca. 50%. Das Gesamtniveau der übertragene Arbeit und Leistung liegt bei den Messungen über den Prognosen der Rechnung.

6 Ausblick

Die ersten Messergebnisse konnten das prognostizierte Verhalten des theoretischen Modells bestätigen. Weitere Untersuchungen - auch in einer Flussströmung – sollen Informationen zum Entwicklungspotential liefern und die Weiterentwicklung des Prototypen ermöglichen. Dies wird auch mit einer genaueren Modellierung der Vorgänge in den Simulationsverfahren in Verbindung stehen. Für den praktischen Einsatz derartiger Anlagen werden schließlich belastbare Daten zu den zu erwartenden Kosten und deren Strukturen von entscheidender Bedeutung sein.

Danksagung

Die hier dargestellten Untersuchungen wurden mit Mitteln des *Fonds zur Veredelung und Verwertung von Patenten der staatlichen Hochschulen Hessens* unter dem Förderkennzeichen 70599067 gefördert. Die Autoren danken dem Hessischen Ministerium für Wissenschaft und Kunst vertreten durch die Wirtschafts- und Infrastrukturbank Hessen für die gewährte Unterstützung.

Literatur

- Ahmed, R. und Lawerenz, M.: On the Aero-Mechanical Design of Multistage Axial Compressors Using Parallel Optimization Algorithms, Proceedings 16th Intern. Symposium on Air Breathing Engines, ISABE-2003-1017
- Bard, J., Caselitz, P., Giebhardt, J., Peter, M.: Erste Meeresströmungsturbine vor der englischen Küste – 1 Jahr Betriebserfahrungen“, Kasseler Symposium Energie-Systemtechnik, 2004
- Critzos, C., Heyson, H., Boswinkel, R.: Aerodynamic Characteristics of NACA 0012 Airfoil Section at Angles of Attack From 0° to 180°, NACA TN 9981, 1955
- DTI, Department of Trade and Industry (UK): Stingray Tidal Stream Energy Device – Phase 3, report T/06/00230/00/rep URN 05/864, 2005
- Tobias Stein, Jochen Bregar, Lawerenz, M.: Simulation der Energieübertragung durch oszillierende Tragflächen in Gewässerströmungen, Wasserbaukolloquium Dresden, 2009
- Lawerenz, M.: Einrichtung zur Energieübertragung zwischen einem strömenden Medium und einer Kurbelwelle. Patentanmeldung DE 10 2009 039 072.3-15, 2009
- McKinney, W., DeLaurier, J.: The Wingmill: An Oscillating-Wing Windmill. AIAA Journal of Energy, Vol. 5, No2, pp.109-115, 1981
- Platzer M.F., Ashraf M.A., Young J., Lai J.C.S.: Development of a New Oscillating Wing Wind and Hydropower Generator, 47th AIAA , 2009-1211, Januar 2009
- Send, W.: Hubflügel-Strömungskraftmaschine mit partiell linearer Kinematik, DE-Patentanmeldung 2001 DE10109475B4

Autoren:

Prof.-Dr.-Ing. Martin Lawerenz,
Dr.-Ing. Thea Mildebrath,
Stephan Sauer,
Daniel Kühne

Universität Kassel
Institut für Thermische Energietechnik
Fachgebiet Strömungsmaschinen
Kurt-Wolters-Straße 3
D-34109 Kassel
Tel.: +49 – 561 – 804 3940
Fax: +49 – 561 – 804 3993
turbo.office@uni-kassel.de

Untersuchungen zur Optimierung der Einlaufströmung an Niederdruckwasserkraftanlagen

Petr Lichtneger

Die Problematik der Einlaufströmung ist besonders an Wasserkraftanlagen mit niedrigen Fallhöhen von großer Bedeutung, da hier die entstehenden hydraulischen Verluste und Strömungsfeldverzerrungen relativ stark die Betriebsbedingungen der Turbinen beeinträchtigen können. Zu den Problemen gehören unter anderem Leistungsminderung, Schwingungen und Kavitationsanfälligkeit. Das Marie-Curie-Projekt „IFLOW“ beschäftigt sich mit den Anwendungsmöglichkeiten von numerischen sowie physikalischen Untersuchungsmethoden zur Strömungserfassung, -untersuchung und -optimierung an Einläufen zu Niederdruckwasserkraftanlagen. Im Tagungsbeitrag werden diese einzeln und ihre Anwendungen auf einer Test- und einer Fallstudie präsentiert.

1 Einleitung

An Wasserkraftanlagen mit niedrigen Fallhöhen hängt der Turbinenbetrieb sehr eng von den Anströmungsverhältnissen ab. Besonders durchströmte Flusskraftanlagen müssen im Einlaufbereich den lokalen Erfordernissen individuell angepasst werden. Es bestehen keine allgemein gültigen Formeln, die eine optimale Zuströmung zur Turbine versichern können. Daher werden individuelle Bauprojekte durch hydraulische Modellversuche überprüft. Zu den (modernen und billigeren) Methoden gehören die numerischen Untersuchungen mittels CFD. Für ihre richtige Anwendung wird allerdings eine Portion von Erfahrung oder auch die Möglichkeit zur Validierung des numerischen Modells vorausgesetzt.

Mit Unterstützung vom Hubert-Engels-Labor (HEL) des Instituts für Wasserbau und THM, TU Dresden, werden seit 2009 die zugänglichen Methoden für die numerische und physikalische Simulation der Einlaufströmungen und für die quantitative Visualisierung (Vektorisierung) der Geschwindigkeitsfelder eingesetzt. Im Rahmen des EU-Marie-Curie-Projekts IFLOW (Intake Flow Simulation and Optimization for Hydropower) ist es das Ziel, den negativen Einfluss von ungünstig ausgelegten Einläufen zu identifizieren.

Die Struktur der Einlaufströmung wird durch die Geometrie, die einfließenden Wassermengen und die Wasserüberdeckung über die obere Einlaufkante bestimmt. Dazu zählt die Randbeding des Geschwindigkeitsfelds im weiteren Umfeld im Oberwasserbereich (Zulauftrandbedingung). Das gilt insbesondere für die Niederdruckanlagen mit relativ kleinen Stauräumen, wo man die Fließgeschwindigkeiten nicht vernachlässigen darf.

Die allgemeinen Anforderungen an die Strömungsqualität im Einlaufprofil zur Turbine betrachten hauptsächlich die Gleichmäßigkeit der Geschwindigkeitsverteilung, bzw. der Turbinenbeaufschlagung. In (Lit.1) wurde über die Betriebsprobleme einer Kaplanmaschine in Semispiralgehäuse vermutlich im Zusammenhang mit der nachgewiesenen ungleichmäßigen Anströmung (mit einem Trennpfeiler in dem buchtförmigen Einlaufbereich) berichtet. Der Grund dafür war der nicht sauber gehaltene Rechen sowohl eine Ablösungszone am Trennpfeiler vor dem Einlauf.

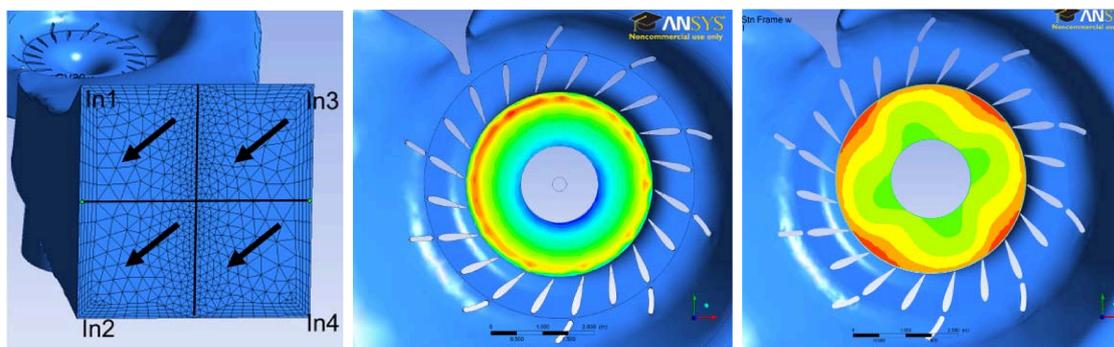


Abbildung 1 Numerische Simulation von Rechenverlegung an einem Semispiralgehäuse; Quadrantenteilung des Einlaufbereichs (links) und die davon unabhängige Beaufschlagung vor der Laufradkammer (mitten – Simulation ohne Laufrad, rechts – Simulation mit dem Kaplanlaufrad)

In der anschließenden numerischen Studie zur Strömung in dem Spiralgewölbe (Lit.2) wurde das Einlaufprofil in vier Quadranten geteilt und eine Rechenverlegung als Kombination von unterschiedlicher Durchlässigkeit in Einzelquadranten simuliert. Die Simulation ohne das Laufrad, sowie die mit ihm, haben keine wesentlichen Auswirkungen auf die Beaufschlagung in Laufradkammer ergeben. Die Mitwirkung des Laufrades hat die betrachtete Beaufschlagung in der Laufradkammer noch verbessert, bzw. im Radumfang zentralsymmetrisch mehr ausgeglichen (Abb. 1).

Neben der gleichmäßigen Beaufschlagung der Turbine werden durch die Turbinenhersteller in der Regel auch keine Ablösungen und keine (lufteinziehenden) in den Einlauf hinreichenden Wirbel aufgefördert. Jedoch die Wirbel, bzw. Ablösungen an Wasserkrafteinläufen häufig erscheinen. Der oberflächliche Einlaufwirbel ist die am meisten sichtbare Erscheinungsform einer nicht optimalen Anströmung. Er tritt in einer Reihe von Intensitätsstufen

nach der Wirbelstärke auf. Um festzustellen, ob ein Wirbel (mit Lufteintrag) am Einlauf auftritt oder nicht, wurden für die typischen Bauarten mehrere Kriterien zum kritischen Verhältnis der Wasserüberdeckung (h) zum Einlaufkanaldurchmesser (d) in Abhängigkeit von der Einlauf-Fr-Zahl ($Fr = v/\sqrt{g \cdot d}$) abgeleitet. Nach vielen Autoren wird die kritische Wasserüberdeckung nach allgemeiner Formel bestimmt:

$$\left(\frac{h}{d}\right)_{kr} = k \cdot Fr^x, \quad (1)$$

wo (k) und ($x = 1 \div 2$) fallspezifische Beiwerte sind. Wegen den individuellen geometrischen und Strömungsbedingungen dürfen die Kriterien bei einer Bauplanung nur mit Vorsicht angewendet. In einer Studie zur Einlaufströmung am Buchtenkraftwerk (Lit.4) wurde der Einfluss der Anströmung anschaulich demonstriert. In dem nächsten Kapitel wird die Untersuchung näher angegangen.

2 Untersuchungen zur Strömung im buchtenförmigen Einlauf

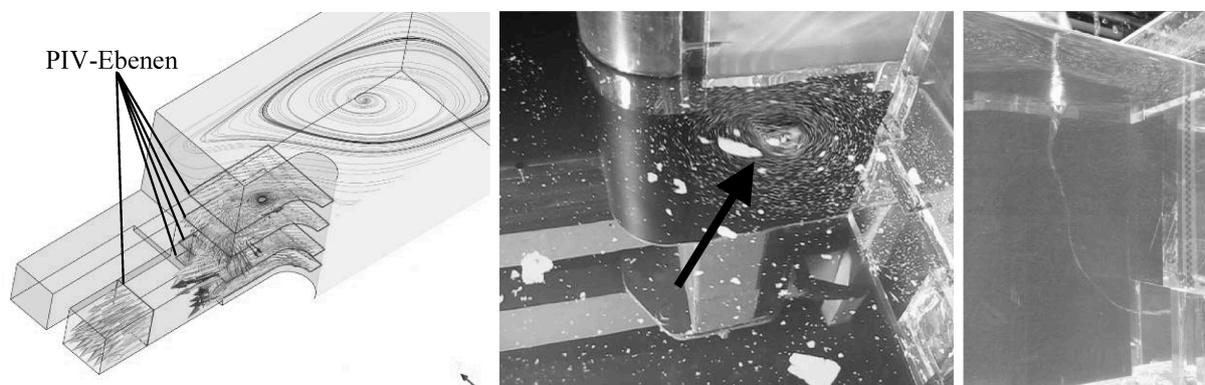


Abbildung 2 Das hydraulische Modell des buchtenförmigen Einlaufes

Es wurde eine vereinfachte Einlaufkonfiguration eines Buchtenkraftwerkes zur näheren numerisch-physikalischen Untersuchungen ausgewählt. Das eigentliche Modell-Einlaufbauwerk wurde an einer hydraulischen Versuchsrinne seitlich angesetzt, so dass die Rinne einen Flussabschnitt darstellen konnte. Das Einlaufbauwerk ist mit einem rundköpfigen Trennpfeiler und zwei Turbinenkanälen mit quadratischem Querschnitt ($a = 0,15 \text{ m}$) ausgestattet (Abb.2). Mithilfe eines in der Hauptrinne platzierten Wehrobjektes konnte die Wirkung der Strömung im Staubecken simuliert werden. Somit wurden primär zwei Varianten untersucht, die sich in der Zulauftrandbedingung unterscheiden.

Am physikalischen Modell ist die innere Struktur der Strömung in der Bucht nicht einfach zu entdecken. Besonders bei der Variante 2, wo die

Geschwindigkeitsbeträge großenteils nah Null liegen, ist eine einfache Visualisierung nur am Wasserspiegel mit Schwimmteilchen möglich. Auch jede invasive Messung der Geschwindigkeiten hätte am derjenigen hydraulischen Modell einen störenden Einschlag bedeutet. So lassen sich nur die Position und Intensität des Einlaufwirbels am Trennpfeiler beobachten.

Das optische Stereo-PIV-Messverfahren (Particle Image Velocimetry) ermöglichte eine präzise 2D-3C-Vektorisierung des Geschwindigkeitsfelds (Lit.3). Die dadurch gewonnen Messdaten dienen zur Validierung der numerischen Rechnungen. Die Messung erfolgte in 4 gewählten horizontalen Ebenen am Trennpfeiler und in einer vertikalen zum Kanalachse senkrechten Ebene in dem linken Einlaufkanal (Abb.2).

2.1 Das numerische Modell

Die numerischen Simulationen wurden mit zweit-Phasen-Strömung Wasser-Luft mit dem homogenen Multiphase-Modell und dem Free-Surface-Transfermodell an der digitalisierten Domäne in ANSYS-CFX im stationären Mode durchgeführt. Die Domäne wurde vorwiegend mit Tetraedern im Raum und Keilelementen an der Wand diskretisiert. In dem Buchtenbereich und an dem Wasserspiegel wurde die Auflösung extra verfeinert (Finalwert von ca. 8 Mio. Zellen, $Y^{+}_{max} \leq 30$). Die Randbedingungen wurden in Übereinstimmung mit dem physikalischen Modell eingesetzt. Die Geometrie sowie die Randbedingungen weichen für die beiden Varianten mit und ohne Sperre ab. Die stationären Reynolds-Averaged-Navier-Stokes-Gleichungen (RANS) mit dem auf $k-\omega$ -Turbulenzmodell basierten Shear-Stress-Transportmodell (SST) wurden mittels Finite-Volumen-Verfahren gerechnet. Die Wahl von anderen vorhandenen Turbulenzmodellen und weitere Steigerung von Netzqualität hat keine eindeutige Ergebnisverbesserung gebracht. Jedoch die genügende räumliche Auflösung und ein feiner Iterationsschritt nicht größer als 0.01 s waren essential für die Stabilität und Konvergenz der Berechnung. Eine relativ gute Ergebnisübereinstimmung mit den Referenzdaten aus den PIV-Messungen konnte insgesamt in etwa 20 Tagen netto Rechnerzeit mit 4x2 CPUs erzielt werden. Am nächsten Bild werden die beiden Varianten durch ein paar horizontale Schnitte verglichen. Die Stromlinien geben die Übersicht zur Wirbellage wider, die Farbe zeigt den Geschwindigkeitsbetrag.

Aus den Bildern ist es zu erkennen, dass zwei Ablösungen die wirbelbehaftete Strömung anregen. Eine ist an der Kante am Anfang der Bucht, eine an dem Trennpfeiler.

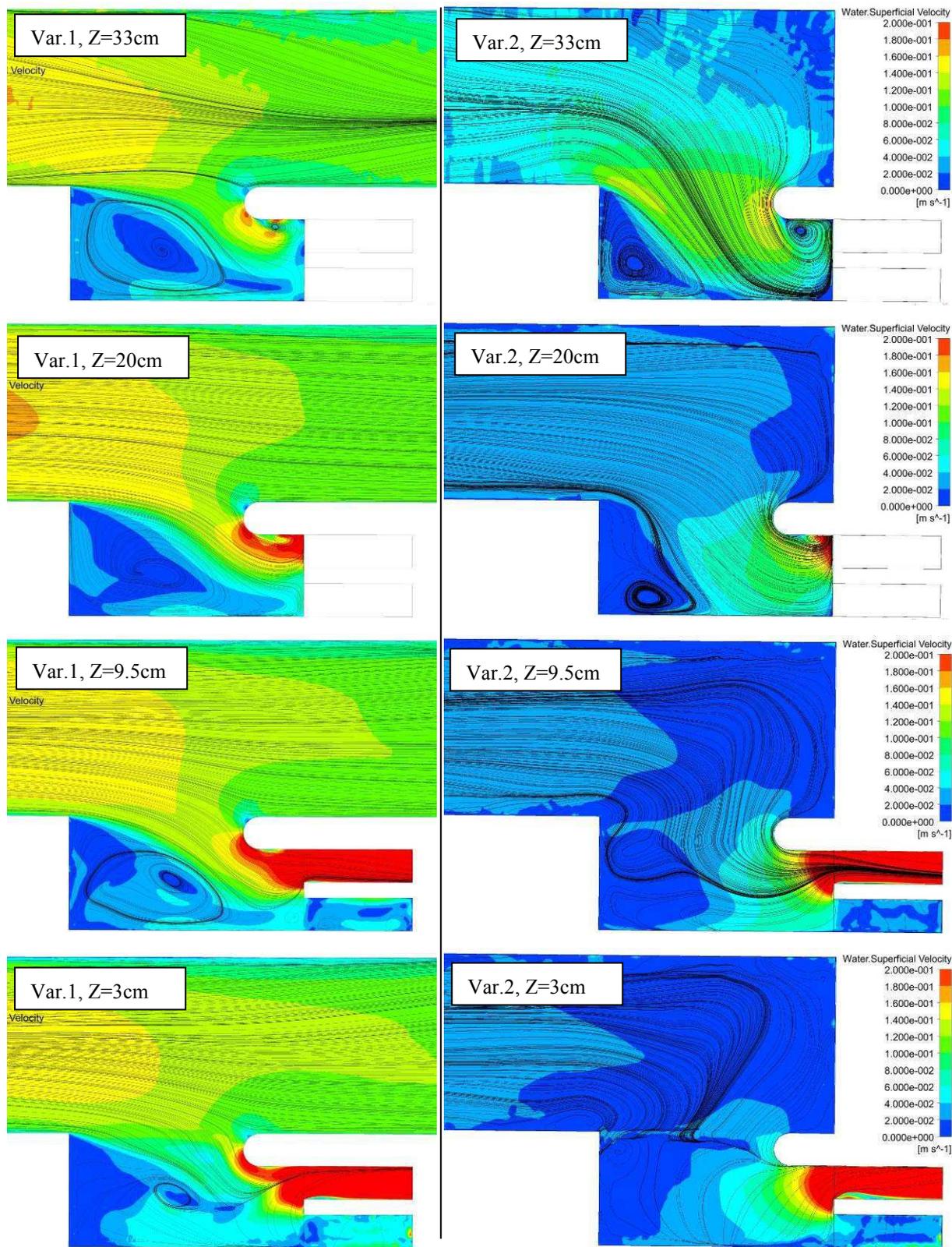


Abbildung 3 Horizontale Schnitte $z = 33, 20, 9.5$ und 3 cm über die Buchtsohle mit der Geschwindigkeitsfarbskala und den 2D-Stromlinien. CFX. Variante 1 (links) und Variante 2 (rechts).

Es ist zu Bemerkem, dass in Natur kein Buchteneinlauf in der Art scharfkantig ausgeführt wird, allerdings eine strömungsförmige Ausführung sichert immer noch nicht für das ablösungsfreie Umströmen. Daher ist die Vereinfachung mit einer scharfer Kante dem Untersuchungszweck zugute. Im Fall der Variante 1 wird die Zirkulation der Wirbel durch die Kinetische Energie des Hauptstroms verstärkt. Bei der Variante 2 verläuft der Übergang vom Fluss in die Bucht viel ruhiger, die Wirbel werden schwächer, in der Bucht bildet sich eine relativ große Totwasserzone mit geringen Geschwindigkeiten.

Gute Übereinstimmung CFX-PIV war für die Variante 1 und den Einlaufwirbel am Trennpfeiler sowie die innere Kanalströmung erreicht, bei der Variante 2 waren größere Abweichungen (hier muss auch die Ungenauigkeit des von der Messdauer abhängigen PIV-Mittelwertes in Betracht gezogen werden).

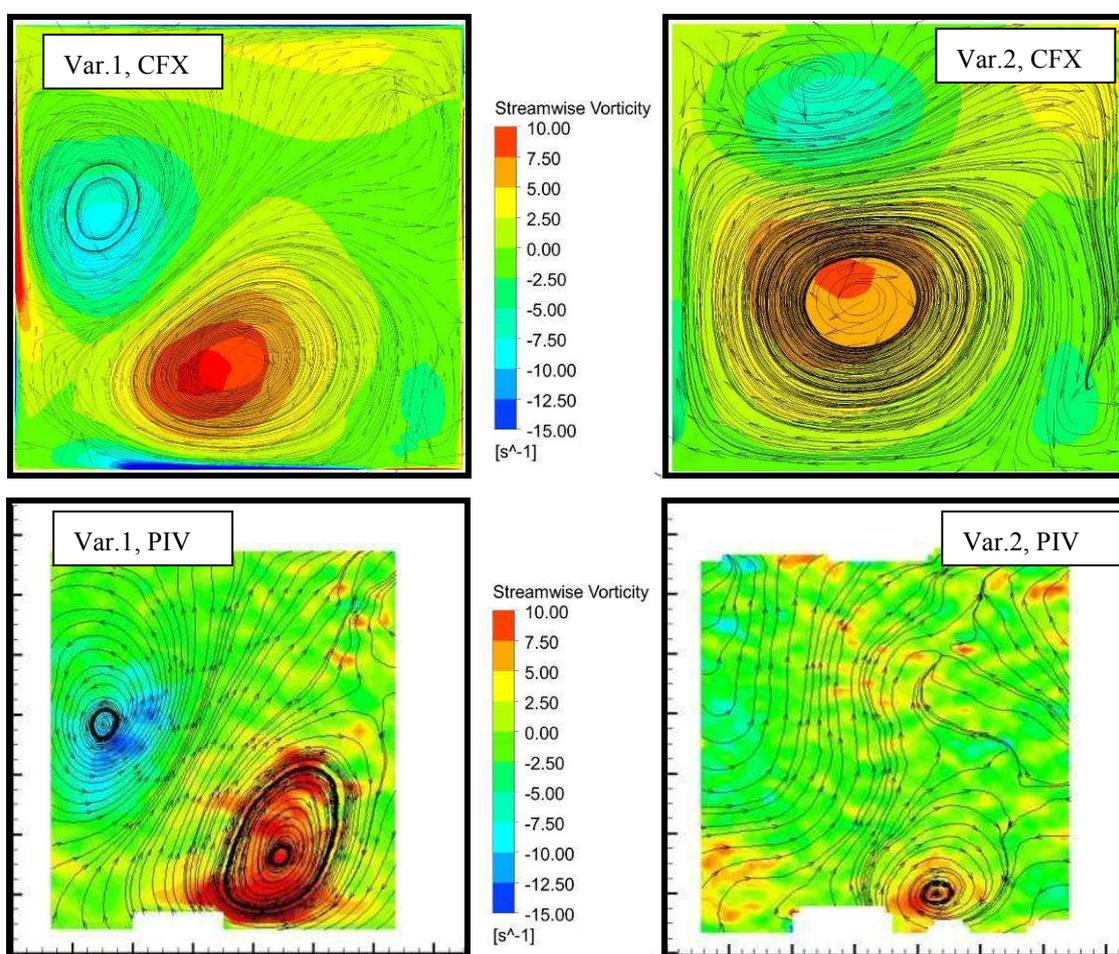


Abbildung 4 Vergleich der mittleren Strömungsstruktur im Einlaufkanal von CFX und PIV
Als Vergleichsgröße wird in den Bildern die Längskomponente der Wirbelstärke (Streamwise Vorticity) betrachtet (ω_x):

$$\Omega = (\omega_x, \omega_y, \omega_z); \quad V = (u, v, w); \quad \omega_x = \left(\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} \right) \quad (2)$$

Die untersuchte Einlaufströmung ist mit ausgeprägter Turbulenz gekennzeichnet und die Wirbelformen in der Zeit schneller (Var.1) oder langsamer (Var.2) fluktuieren. Die RANS-Simulationen und experimentelle PIV-Messungen hatten das Ziel den zeitlich gemittelten Stand zu erfassen. Die Zwischenwirkung von Einlaufströmungsmustern und einer Turbine kann aber durchaus durch die zeitlichen Schwankungen bestimmt werden.

3 Fallstudie zur Strömung im System Fluss-Einlauf-Turbine

Die bereits laufenden Untersuchungen betrachten das gesamte System Fluss-Einlauf-Turbine. Ein naturtreues hydraulisches Modell im Maßstab 1:20 der Wasserkraftanlage Fluhmühle (Iller, BEW) wurde im HEL nachgebaut mit dem Ziel die wirbelbehaftete Einlaufströmung nachzubilden und deren Einfluss auf den Rechen und die Turbine zu untersuchen. An dieser Anlage werden die landseitigen Maschinen einer starken Queranströmung ausgesetzt und vor allem bei der Maschine 1 treten durch den Wirbeleintrag die Schwingungsbrüche an den Turbineneinlaufrechen auf.

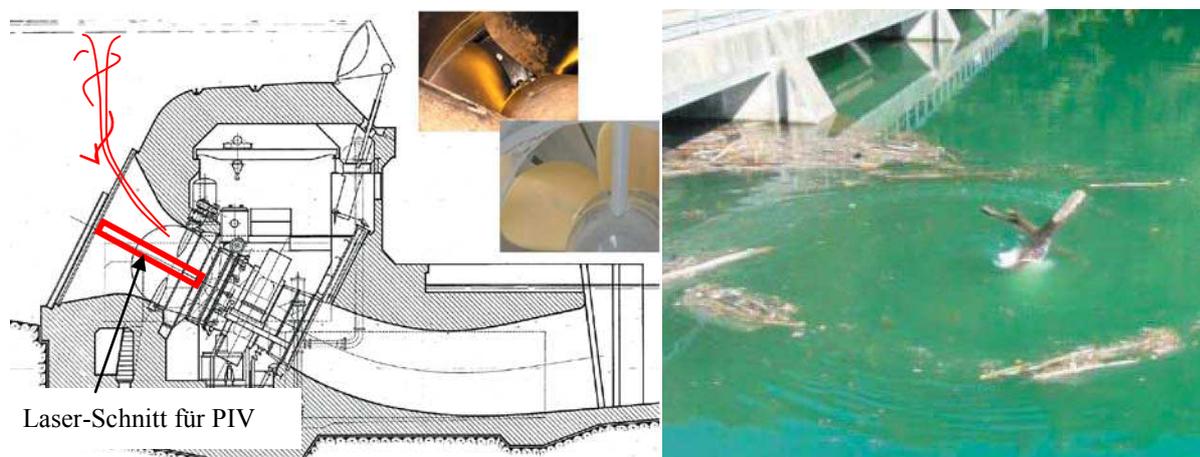


Abbildung 5 Schnittzeichnung durch die Turbine (Luftsog), Laufrad Natur/Modell, Wirbelbildung am Wasserspiegel (Foto Natur)

Die erworbenen Erkenntnisse der numerischen Simulation und der optischen PIV-Messungen am Modell des Buchteneinlaufs werden für die reale Fragestellung umgesetzt. Das PIV-System wird zur Strömungserfassung im Bereich zwischen Einlaufrechen und dem Leitapparat eingesetzt. Ein funktionsfähiges Modell der Rohr-Turbine mit einem Motor-Generator, der die Leistungsschwankungen erfassen kann, ist ebenfalls vorhanden, so der direkte Einfluss auf die Turbine zu bestimmen ist. Die Maßnahmen zur Verminderung der Wirbelbildung sind am Modell auch zu analysieren. Die Stärke des Wirbels wird durch das Foto mit einem Ast (Abb. 5) demonstriert.

4 Fazit

Unter gleicher Geometrie, Fr-Zahl und Wasserüberdeckung bilden sich in dem Einlaufbereich Strömungsmustern unterschiedlicher Intensität und Form. Ihre Quantifizierung durch die PIV- und CFD-Technik war ein der Vorhaben des IFLOW-Projektes mit dem Ziel, die vorhandenen numerischen Ansätze zu Validieren aber auch die anwendungsspezifische Brauchbarkeit des PIV-Systems zu überprüfen. Die Wirbelbehaftete Einlaufströmung verursacht den Drall- und in stärkeren Fällen den Lufteintrag in die Turbinenstrecke. Die weiterführenden Untersuchungen am Fallbeispiel sollen den direkten Einfluss auf die Turbine am physikalischen, sowie am numerischen Modell erforschen.

Am Beispiel einer Kaplan-Semispirale hat eine einfache Teilverlegung des Einlaufprofils mittels numerischer Simulation keine negativen Auswirkungen nachgewiesen. Daher lässt sich vermuten, der Drall spielt die entscheidende Rolle, bei dem Sog aber auch bei niedrigeren Wirbelintensitäten.

Acknowledgements:

This research was supported by a Marie Curie Intra European Fellowship within the 7th European Framework Programme.

Die physikalischen Modelluntersuchungen des Flusskraftwerkes (Fallstudie) können mit freundlicher Unterstützung von Bayerischen Elektrizitätswerken GmbH (BEW) realisiert werden.

Literatur

- Lichtneger, P.: Intake flow problems at low-head hydropower. In: Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen, Heft 39 (2009), S. 259-266
- Lichtneger, P.: Randbedingungsabhängige Strömungssimulation in einer Kaplan-Semispiralkammer. In: ANSYS Conference 2009. S. 2.1.9
- Aigner, D., Lichtneger, P., Martin, H.: Anwendung des Stereo-PIV-Systems zur Erfassung der Einlaufströmung am Modell eines Buchtenkraftwerkes. In: Lasermethoden in der Strömungsmesstechnik – 18. Fachtagung 2010. S. 54.1-8
- Aigner, D., Lichtneger, P.: Ein Beitrag zur Strömungsoptimierung an Wasserkraftanlagen am Beispiel eines Buchtenkraftwerkes. In: Kleinweasserkraftwerke – 13. Internationales Anwenderforum 2010. S. 42-47

Autor:

Dr. Petr Lichtneger
TU Dresden
Fakultät Bauingenieurwesen
Institut für Wasserbau und THM
George-Bähr-Straße 1
01069 Dresden

Tel.: +49 – 350463 – 39279
Fax: +49 – 350463 – 37120
Petr.Lichtneger@tu-dresden.de
<http://tu-dresden.de/bau/iflow>

Kontinuierliche Durchflussmessung in offenen Gerinnen mit horizontalen Doppler – Strömungssensoren

Stefan Siedschlag

Horizontal Acoustic Doppler Velocity Meters will be mounted at one side of the river or channel. They use a pair of monostatic acoustic transducers set in a known orientation to measure flow velocities in one or more cells based on the Doppler – Effect. Discharges can be computed afterwards by applying the velocity – index – method. They are easy to install, reliable operating and require less maintenance efforts.

Horizontale Doppler – Strömungssensoren werden an einer Uferseite befestigt und messen unter Ausnutzung des Doppler – Effektes die Fließgeschwindigkeit in einer oder mehreren Messzellen einer Messebene. Mit Hilfe der Geschwindigkeits – Index – Methode werden daraus anschließend Durchflüsse berechnet. Sie sind einfach zu installieren und gewährleisten einen zuverlässigen und wartungsarmen Messbetrieb in Flüssen und Kanälen.

1 Einleitung

Die traditionelle Durchflussbestimmung in offenen Gerinnen über eine W/Q - Beziehung funktioniert nicht in Gewässern, die durch Rückstau beeinflusst werden (z.B. Betriebswasserkanäle von Kraftwerksanlagen). In solchen Fällen hat sich in der Praxis über viele Jahre das Ultraschalllaufzeitverfahren als Messmethode bewährt. Laufzeitanlagen sind zum Teil mit erheblichem baulichem Aufwand verbunden (Sensorbefestigungen an den Ufern, Kabelverlegung durchs Gewässer etc.). Hinzu kommen potentiell mögliche Datenverluste bei zu hohen Schwebstoffkonzentrationen im Wasser. Mit den seit ca. 10 Jahren verfügbaren horizontalen Doppler – Strömungssensoren existiert heute eine kostengünstige, einfach zu installierende alternative Messtechnik für die kontinuierliche Erfassung von Fließgeschwindigkeit und Durchflussmenge in Flüssen und Kanälen. Erste Feldtestes mit diesen Sensoren wurden unter anderem in den USA, Norwegen und Deutschland durchgeführt [1], [2], [3]. Vorteilhaft ist, dass sich der bauliche Installationsaufwand auf eine Uferseite beschränkt und eine Zunahme des Schwebstoffgehaltes bedingt durch das Messprinzip keinen Nachteil darstellt.

Mit dem OTT SLD (Side Looking Doppler) stellt OTT Hydromet seit 2006 ein leistungsfähiges Messgerät für diesen Anwendungsbereich bereit.

2 Theorie und Messprinzip

2.1 Der Doppler – Effekt

Der Doppler-Effekt beschreibt die Veränderung der Wellenlänge einer Schall- oder elektromagnetischen Welle für den Fall, dass sich die Quelle der Wellen und der Beobachter relativ zueinander bewegen. Seine Entdeckung geht auf den österreichischen Physiker und Mathematiker Christian Doppler (1803 – 1853) zurück, welcher diesen Effekt erstmalig im Jahre 1842 dokumentierte.

Allgemein kennt man den Effekt vom Vorüberfahren eines Krankenwagens mit eingeschaltetem Martinshorn. Obwohl der Sirenenton für die Insassen konstant bleibt, verändert sich die Tonhöhe für den außen stehenden Beobachter. Nähert sich der Wagen registriert er eine höhere Frequenz. Der Ton wird höher. Entfernt sich der Wagen registriert er eine tiefere Frequenz. Der Ton wird tiefer. Wird folglich eine Welle von einem sich bewegenden Sender erzeugt, erfährt diese eine Frequenzverschiebung. Desgleichen geschieht wenn eine Schallwelle an einem Reflektor, der sich in Bezug auf Sender und Empfänger bewegt, reflektiert wird.

2.2 Funktionsweise der Horizontalen Doppler Strömungssensoren

Horizontale Doppler – Strömungssensoren senden einen gebündelten Ultraschallstrahl waagrecht in das Gewässer hinein. Sie benutzen hierfür in der Regel zwei Ultraschallwandler. Je nach Bauart sind die Ultraschallsensoren konkav (Abb. 1) oder konvex angeordnet.

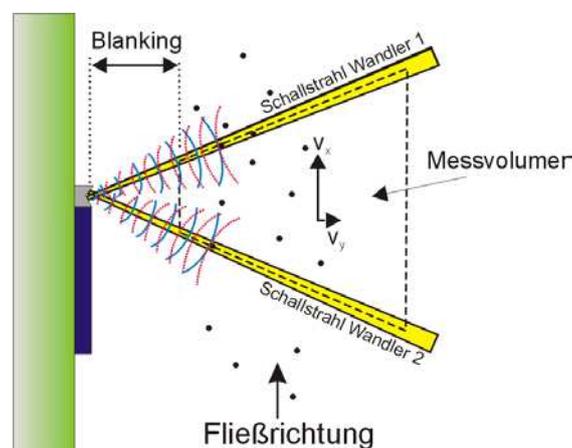


Abbildung 1 Doppler – Sensor mit konkaver Anordnung der Wandler (OTT SLD)

Nach dem Senden der Ultraschallimpulse schalten die Geräte auf Empfang. Im strömenden Wasser reflektieren die darin enthaltenen Partikel (Schwebstoffe, Organismen, große Luftblasen) einen Teil der Ultraschallenergie mit einer Frequenzverschiebung Δf .

Die empfangenen Echos werden von der Elektronik ausgewertet und aus der gemessenen Frequenzverschiebung wird die Partikelgeschwindigkeit berechnet. Unter der Annahme, dass sich die Partikel mit der gleichen Geschwindigkeit bewegen, wie die Strömung, in der sie sich befinden, lässt sich letztendlich die Fließgeschwindigkeit bestimmen. Das Messvolumen, aus welchem die Geschwindigkeitsinformation bezogen wird, bezeichnet man als Zelle. Je nach Bauart und Hersteller können eine oder mehrere Messzellen hintereinander angeordnet sein. Gerätetechnisch bedingt (Umschaltzeit senden – empfangen), hat die erste Messzelle einen Mindestabstand zum Ultraschallwandler (Blanking). Aus diesem Bereich werden keine gültigen Messdaten erhalten. Seine Größe ist abhängig von der verwendeten Wandlerfrequenz und der Signalverarbeitung.

2.3 Durchflussberechnung

Die Berechnung des Durchflusses Q erfolgt auf Basis der einfachen Kontinuitätsgleichung als Produkt aus durchströmter Querschnittsfläche A und mittlerer Fließgeschwindigkeit v_{mittel} im Messquerschnitt.

$$Q = v_{\text{mittel}} \cdot A \quad (1)$$

Da mit horizontalen Doppler – Strömungssensoren lediglich lokale Geschwindigkeiten (v_1) gemessen werden (Abb. 2), müssen diese noch zur mittleren Querschnittsgeschwindigkeit ins Verhältnis gesetzt werden. Dieses geschieht über den Geschwindigkeitskoeffizienten k .

$$Q = k \cdot v_1 \cdot A \quad (2)$$

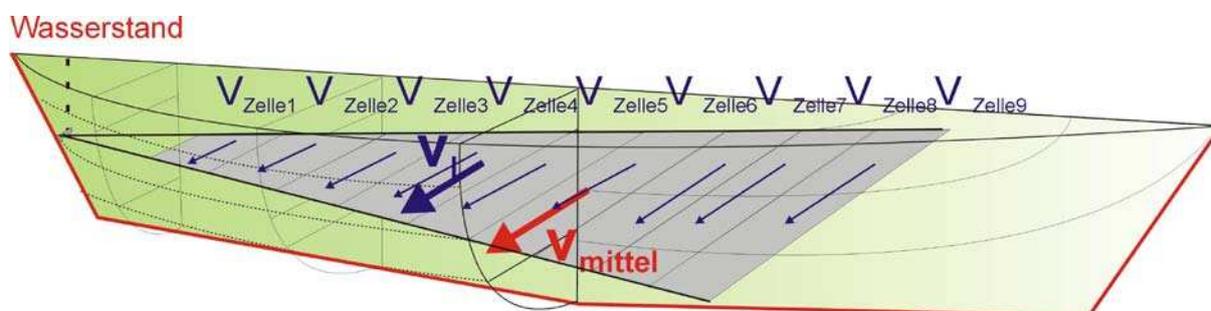


Abbildung 2 Lage der Messzellen im Messquerschnitt

Seine korrekte Bestimmung ist das Kernziel jeder Anlagenkalibrierung. Dabei stehen unterschiedliche Möglichkeiten zur Verfügung:

1. Bestimmung von k auf Basis einer angenommenen normierten logarithmischen Geschwindigkeitsverteilung. Diese Methode kommt häufig bei Inbetriebnahme eines Messsystems zum Einsatz.
2. K – Wert – Berechnung auf Basis von Vielpunktmessungen im Bezugsquerschnitt. Hierbei fließt die tatsächliche Geschwindigkeitsverteilung vor Ort in die Kalibrierung ein.
3. Hydrometrische Kalibrierung: Die durch Vergleichsmessungen mit z.B. Messflügeln, ADCP oder anderem Gerät ermittelte mittlere Fließgeschwindigkeit wird zur lokal gemessenen ins Verhältnis gesetzt (Geschwindigkeits – Index – Methode). Diese Methode erfordert die Durchführung hydrometrischer Messungen bei laufendem Betrieb zu unterschiedlichen Durchflusssituationen. Ist die mittlere Geschwindigkeit z.B. nur von der lokal gemessenen abhängig, so ergibt sich eine lineare Beziehung der Form:

$$v_m = k \cdot v_l + c \quad (3)$$

- v_m - berechnete mittlere Geschwindigkeit
 k - Geschwindigkeitskoeffizient
 v_l - gemessene lokale Geschwindigkeit
 c - Konstante

Alle drei Methoden werden für den OTT SLD durch eine benutzerfreundliche und übersichtliche Kalibriersoftware (OTT Prodis2) unterstützt.

3 Randbedingungen für den Feldeinsatz horizontaler Doppler - Strömungssensoren

3.1 Physikalische Randbedingungen

Grundsätzlich müssen für eine Dopplermessung ausreichend Partikel als Reflektoren im Wasser vorhanden sein. Dieses ist in der Regel bei natürlichen Gewässern immer gegeben.

Messstellen mit horizontalen Temperatur- und / oder Dichteunterschieden sollten gemieden werden, da diese den horizontalen Schallstrahl aus seiner Senderichtung ablenken und in der Folge dazu führen können, dass die Partikelechos aus Zellen kommen, die sich nicht an der gedachten Position befinden [4].

Wird der Schwebstoffgehalt so groß, dass aufgrund von Schalldämpfung und -absorption das zurückkehrende Signal unter dem Eigenrauschen des Gerätes liegt, ist keine Signalauswertung mehr möglich. Solche Zellen müssen von der Geschwindigkeitsberechnung ausgeschlossen werden. Die Messqualität der horizontalen Dopplergeräte sollte daher immer anhand der Echointensität beurteilt werden (Abb. 3).

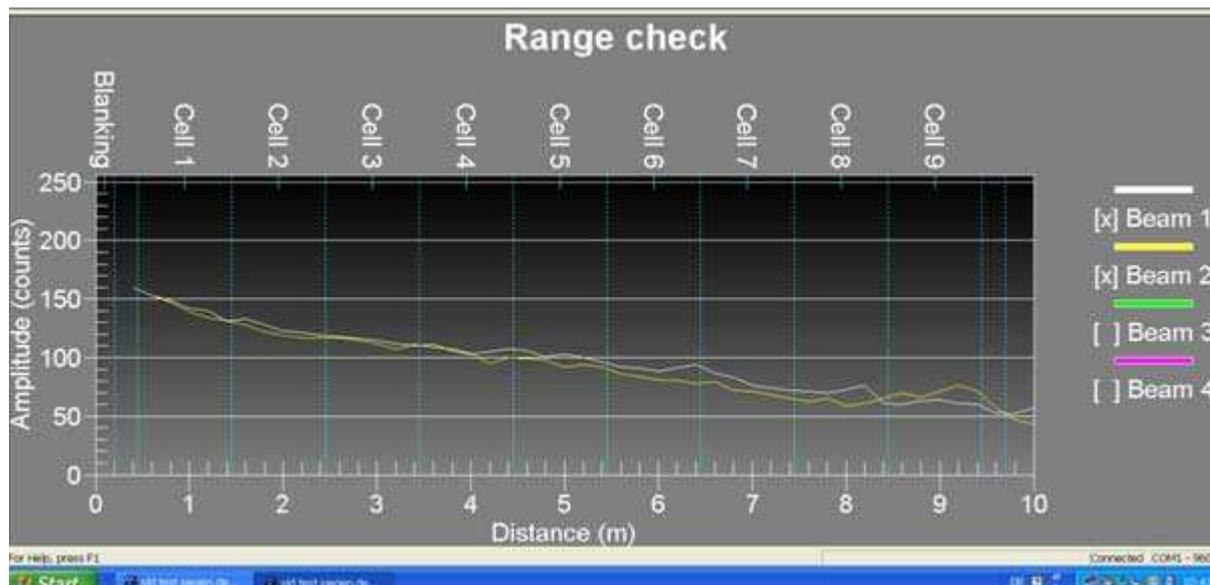


Abbildung 3 Visualisierung der Echointensität im Messbereich beim OTT SLD (Range Check)

Es ist erkennbar, dass die Signalstärke beider Schallstrahlen mit zunehmender Entfernung vom Sensor gleichmäßig monoton abfällt. Sie bleibt aber immer noch über dem Eigenrauschen des Sensors (ca. 25 counts). Somit können alle 9 Zellen verwendet werden.

3.2 Hydraulische Randbedingungen

Wenn möglich, sind Messstellen mit gleichmäßigem Gewässerquerschnitt sowie geradem Verlauf der Gewässerstrecke zu verwenden. Querschnitte mit geschichteter Strömung sind ebenso ungeeignet wie solche mit nicht durchströmten Bereichen, Rückströmzonen, instabiler Gewässersohle sowie starkem Pflanzenwachstum im Messprofil. Seit 2010 sind die Randbedingungen für den praktischen Einsatz von horizontalen Dopplergeräten übersichtlich in dem international anerkannten Standard ISO 15769 beschrieben [5]. Dort findet man außerdem nützliche Hinweise zu Messstellenauswahl, Messbetrieb, Kalibrierung und Messunsicherheit.

4 Praktischer Einsatz eines OTT SLD im Zulaufgerinne eines Wasserkraftwerkes

4.1 Gerätebeschreibung

Der OTT SLD ist in drei verschiedenen Frequenzen verfügbar:

Tabelle 1 OTT SLD – Übersicht wichtiger Gerätedaten

	600 kHz	1 MHz	2 MHz
Reichweite	max. 80 m	max. 25 m	max. 10 m
Zellgröße	2 m – 10 m	1 m – 4 m	0,2 m – 2 m
Blanking	0,5 m – 30 m	0,3 m – 15 m	0,1 m – 8 m

Die Frequenz ist, abhängig von den Messbedingungen vor Ort, maßgeblich entscheidend für die erzielbare Reichweite. Optional kann auch der Wasserstand in einem Messbereich von 0,15 m bis 10 m über akustische Laufzeitmessung durch einen vertikal zur Wasseroberfläche orientierten Ultraschallwandler gemessen werden. Das Messsystem wird komplettiert durch eine Stromversorgung (Festnetz oder Solar), einen Datensammler, eine Datenfernübertragungseinheit (Modem) und bedarfsweise eine Wasserstandssensor. Alle Geräte sind wahlweise in horizontaler oder vertikaler Ausrichtung konfektionierbar (Abb. 4). Vertikale OTT SLD lassen sich beispielsweise sehr gut im geschützten Tal einer Spundwand befestigen.



Abbildung 4 OTT SLD horizontales Design (links) und vertikales Design (rechts)

4.2 Betrieb eines OTT SLD am Wasserkraftwerk Chievo (Italien)

Im 19. Jahrhundert errichtete man in Veronas Distrikt Chievo am Fluss Adige eine Wehranlage mit seitlich angeordneter Schleusenkommer. In die heute nicht mehr betriebene Schleusenkommer des Chievo Dammes wurde im Jahr 2009 im Auftrag der italienischen Firma Consorzio Canale Industriale Giulio Camuzzoni

durch den österreichischen Hersteller ANDRITZ HYDRO die erste patentierte StrafloMatrix™ Wasserkraftanlage außerhalb Österreichs installiert (Abb. 5 links). Das Kraftwerk hat eine Kapazität von 5 x 268 kW und versorgt ungefähr 10.000 Haushalte mit Energie. Die fünf StrafloMatrix™ Turbinen sind in das Unterhaupt der Schleusenammer integriert und können jeweils separat betrieben werden. Durch die Möglichkeit des Anhebens der Stahlkonstruktion ist im Hochwasserfall der freie Abfluss gesichert. ANDRITZ HYDRO erhielt 2010 für dieses Projekt den österreichischen Staatspreis für Umwelt und Energietechnologie. Im Rahmen des Projektes wurde in 2009 zum Zwecke der Durchflussüberwachung in den 12,36 m breiten Zulauf ein OTT SLD 2 MHz – Messsystem durch das italienische OTT Hydromet Tochterunternehmen Corrt-Tek Idrometria srl installiert (Abb. 5 rechts). Die Wasserstandsmessung erfolgt berührungslos mit einem Radarsensor OTT RLS.

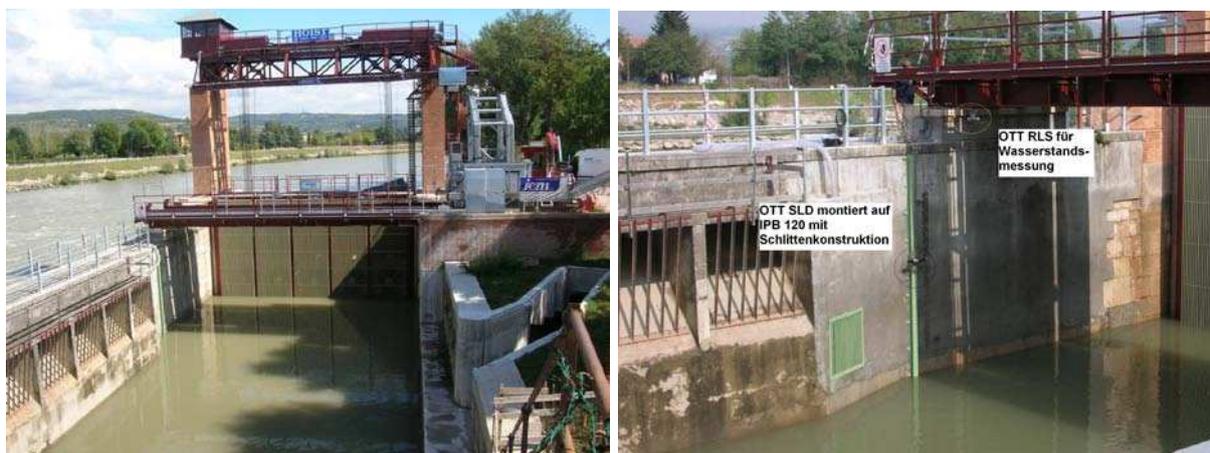


Abbildung 5 StrafloMatrix™ Wasserkraftanlage (links) mit OTT SLD Durchflussmesssystem im Zulauf (rechts)

Ein übersichtlicher Schaltschrank beherbergt die Systemkomponenten (Abb. 6 links). Die Messdaten stehen online für den Betreiber vor Ort über ein Display sowie digital für die Kraftwerkszentrale zur Verfügung. Sie sind jederzeit per Modem abrufbar und werden periodisch an die zuständige Umweltbehörde berichtet. Das System generiert die Durchflüsse als 5 min – Mittelwert aus einminütigen Messdaten (Abb. 6 rechts) und überträgt ebenfalls den

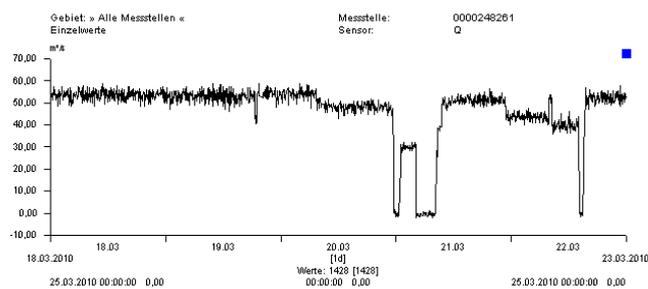


Abbildung 6 Schaltschrank mit Systemkomponenten (links) und Durchflussganglinie (rechts)

Wasserstand, die Wassertemperatur, die mittlere Fließgeschwindigkeit und die Versorgungsspannung.

5 Schlussbemerkungen

Das 2009 installierte Durchflusssystem arbeitet seit Inbetriebnahme zuverlässig und wurde zwischenzeitlich durch hydrometrische Vergleichsmessungen überprüft. Die Lösung der Messaufgabe mit einem OTT SLD hat sich bewährt und wird vor allem aufgrund des geringen Installations-, Kalibrier- und Wartungsaufwandes geschätzt.

Literatur

- [1] Morlock, S.E., Nguyen, H.T., Ross, J.H.: Feasibility of Acoustic Velocity Meters for the Production of Discharge Records from U.S. Geological Survey Streamflow - Gaging Stations. In: U.S. Geological Survey Water-Resources Investigations Report 01-4157. Indianapolis (2002)
- [2] Dypvik, K., Lohrmann, A.: Online discharge measurements in large rivers. In: Blakerraport. (2002)
- [3] Siedschlag, S.: Kontinuierliche Durchflussmessung mit einem Horizontal-Ultraschall-Dopplergerät. In: Wasserwirtschaft 4/2005, S. 8-12
- [4] Skripalle, J.: Physikalische Randbedingungen stationärer Systeme zur Durchflussmessung. In: Ultraschall in der Hydrometrie: neue Technik – neuer Nutzen!?, Tagungsband. BfG Koblenz. 2008
- [5] ISO 15769:2010(E): Hydrometry – Guidelines for the application of acoustic velocity meters using Doppler and echo correlation methods

Autor:

Dipl.-Ing. Stefan Siedschlag,
OTT Hydromet GmbH
Ludwigstr. 16
D-87437 Kempten
Tel.: +49 – 30 – 83226371
Fax: +49 – 30 – 84726356
s.siedschlag@ott.com

Transit time flow measurement in open channels Optimization of measurement accuracy by using optimized path positions

Sebastian Fischer



Multi Path Transit Time Ultrasonic Flowmeters (USF) for hydro power plant applications are well described in the ISO 60041 and the ASME PTC 18. These standards define precisely the position of the acoustic paths, the equations for the flow calculation and the expected accuracy of an installation in a filled pipe.

The ISO 6416 describes the use of USF's in open channels and is therefore of interest especially –but not only– for low head hydro power plants. But the ISO 6416 does not give any recommendation for the path position and the expected accuracy and is therefore of limited value for the user.

This paper gives a recommendation for the positioning of the acoustic paths in open channels and shows the influence of the path position on the accuracy.

Introduction

USF's of the newest generation are used in pipes of a few millimetres diameter up to natural rivers with over 1000m width. USF's are in use for all types of liquids, for gases and even for steam applications. USF's have a wide measurement range, starting from below 1mm/s fluid velocity up to tens of m/s.

USF measurements are widely used in the hydro power industries. For filled pipes, the transit time acoustic method is well described in the ISO 60041 and ASME-PTC 18 as an accepted method to determine the hydraulic efficiency of turbines. Beside this USF's are used for penstock and leakage protection. USF are the only flowmeters which are in use for turbine performance test but also work continuously for optimization and control of the plant.

For low head hydro power plants the hydraulic conditions for flow measurement are more complicated compared to penstock and full pipe applications. Mostly the only possible installation position for a flow meter is in the intake bay of the power plant. Acoustic open channel measurements are described in the ISO 6416. But in contrast to the ISO 60041 and ASME-PTC 18 the ISO 6416 does not give any recommendations for ideal path positions and the influence of the path position on the accuracy of the flow measurement. Therefore the practical benefit of the ISO 6416 is limited.

In particular low head hydro power plants have a need for accurate continuous flow meters. There is a potential for optimized operation by determination of turbine efficiency as a function of flow, differential level and blade angle. Optimized USF fulfil the requirements for this flow metering in an ideal way. In particular smaller hydro power plants do need economic solutions with a small budget.

Principle:

Transit time flow meters are using the effect of the acceleration and deceleration of an acoustic wave travelling in an moving fluid (fig. 1). Two acoustic transducers x1 and x2 are sending and receiving acoustic waves. The transit times T1 and T2 of the travelling acoustic waves along the acoustic path are measured by a converter.

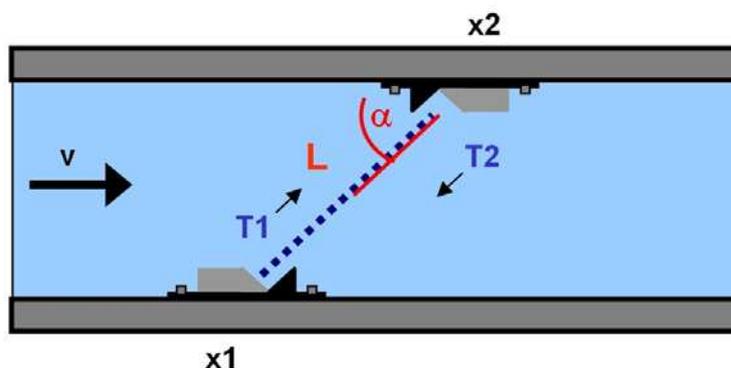


Figure 1 Principle of transit time velocity measurement

The converter calculates the average velocity v of the fluid along the (horizontal) acoustic path (eq. 1).

$$v_{path} = \frac{L \times (T2 - T1)}{T2 \times T1 \times 2 \cos \alpha}$$

Equation 1 path velocity

The average velocity along the acoustic path can be determined with a very high accuracy. The resolution of the velocity measurement is smaller than 0,1mm/s fluid velocity for most applications in hydro power plants.

Problem:

Even if the average flow velocity is very well measured along the acoustic path, one acoustic path may not represent the average flow velocity of a real flow profile with a satisfying accuracy. In particular open channels often have complicated shaped flow profiles (fig.2) which are not predictable by models or simulation. These profiles depend on the level, bottom friction, rack blockage and many other effects.

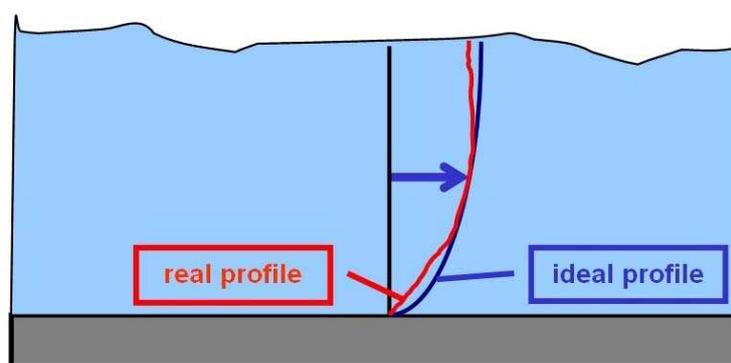


Figure 2 Real flow profiles deviate from ideal profiles

Multi-path USF's reduce these effects by measuring the flow velocity in multiple elevations of an open channel. Such USF's are achieving a much better accuracy in open channels (fig. 3) than single path flow meters.

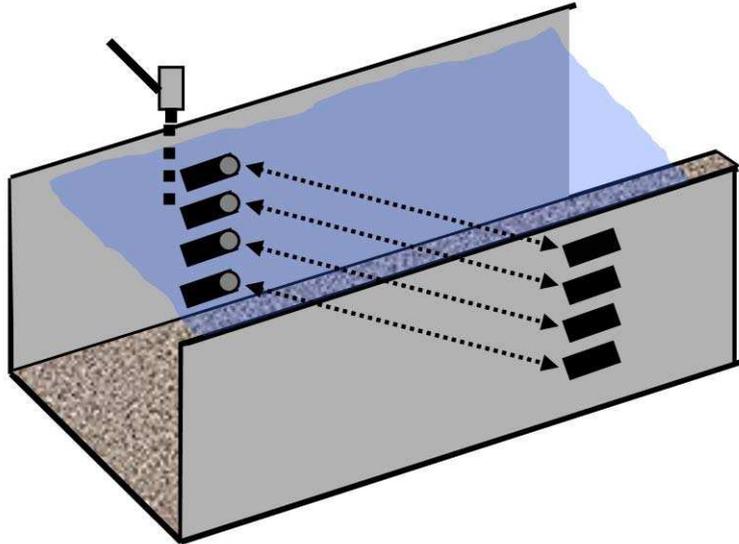


Figure 3 4-path installation in rectangular open channel

The ISO 6416 is well describing the flow calculation for such a multi path USF but it does not state, how many paths should be used, what the best position for the paths are and what accuracy may be achieved.

Furthermore in the ISO-calculation formulas expect the definition of a K-factor, which defines the influence of the bottom friction. This exact factor K is unknown by the user of a multi-path USF but has a significant influence on the flow calculation.

All following tests and simulations have been performed in accordance with the ISO 6416 described “mid-section-method”

Best Sensor Position:

A standard and widely used method for the path position is to place the paths in equal distributed distances over the average level in the channel. Another method is to place the transducers in the middle of equal weighted (sections of same area) square sections of the channel. In rectangular channels both methods result in the same path position.

Since the bottom friction has a significant influence on the flow profile, one may expect that a typical flow profile will have a similar velocity distribution to the one shown in fig. 2. The gradients of these profiles are very high close to the bottom and become lower or almost linear on the top of the channel. Since the flow calculation in the ISO 6416 works with a linear interpolation between the

paths, it might be beneficial, to reduce the path distance closer to the bottom and increase the distance for the higher positions.

This is in particular of interest for measurements with a small number of paths which are typically used for small hydro power plants.

Lab Test



Figure 4 Lab test at the University of Kassel with 6-path installation

In 2006 a USF-test at the open channel test bed of the University of Kassel was performed. For this test, 6 paths had been placed in a 2.0 m broad and 0.8 m high open channel (fig. 5). The reference flow meter is a calibrated magnetic flow meter (MID) (DN 600) with a long straight inlet. The declination of the channel can be changed between 0° and 4° . The maximum possible flow is 900 l/s which results in a maximum flow velocity of app. 0.6m/s in the open channel.

The path velocities had been fast recorded together with the level, the reference flow and the calculated flow of the USF. In the post processing, it was checked, which path combination of the 6 paths results in the best accuracy when using 2, 3 or 4 paths. Furthermore it was checked, how big the influence of the K-factor on the flow reading was.

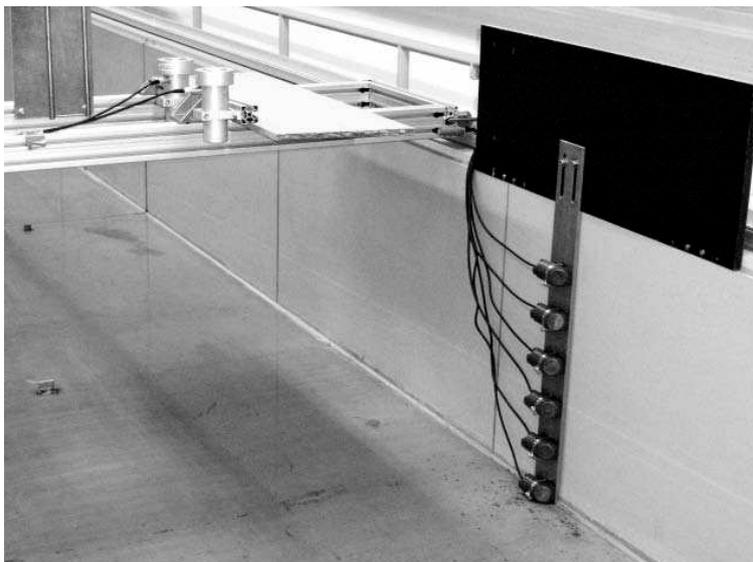


Figure 5 USF-Transducers on channel wall

Fig. 6 shows a typical flow profile measured at the university test bed. The exact path positions of the 6 paths at the lab test are shown in tab. 1

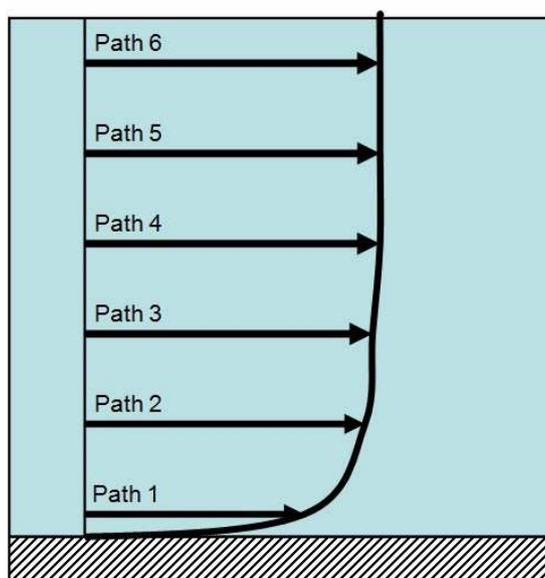


Figure 6 typical flow distribution in Lab test

Tabelle 1 Path position in lab test

path no	installation height from bottom [mm]	h/H
6	630	0,92
5	510	0,74
4	390	0,57
3	270	0,39
2	150	0,22
1	30	0,04

As expected, the result of the post processing showed, that it is beneficial to place more paths close to the bottom, where the gradients of the flow profile are high. Depending on the number of paths (2, 3 and 4), optimum positions have been identified. They are highlighted in the result table tab.2.

Tabelle 2 Results of post processing with various path combinations. Best Positions are marked with bold letters

No of paths	Path position	Error of reading	Sensitivity of K-factor	Total uncertainty
2	Pos 1/ Pos 2	9,26%	1,74%	9,52%
2	Pos 2/ Pos 5	6,19%	11,05%	7,85%
2	Pos 1/ Pos 3	-1,97%	1,74%	2,23%
3	Pos 2 / Pos 4 / Pos 6	3,54%	2,21%	3,87%
3	Pos 1 / Pos 2 / Pos 4	-0,28%	1,73%	0,54%
3	Pos 1 / Pos 2 / Pos 5	-0,38%	1,74%	0,64%
4	Pos 3 / Pos 4 / Pos 5 / Pos 6	-1,20%	20,31%	4,24%
4	Pos 2 / Pos 3 / Pos 5 / Pos 6	0,39%	11,05%	2,05%
4	Pos 1 / Pos 2 / Pos 3 / Pos 5	-0,16%	1,74%	0,42%
4	Pos 1 / Pos 2 / Pos 3 / Pos 4	-0,18%	1,74%	0,44%
6	Pos 1-6	-0,05%	-1,74%	0,31%

For the error calculation, the K-factor was defined as 0,75 (standard recommendation for flat concrete surface). The sensitivity of the K-factor describes the influence on the flow calculation when changing the K-factor from 0 to 1. The total uncertainty is defined as the measured error + 15% of the K-Factor sensitivity.

Tab.2 shows, that the path position has a significant influence on the error and on the total uncertainty. With an optimized position, the error of a 2-path measurement may be <2% but with a bad position it might be also >9%.

Also for a 4 path measurement, the error might be reduced from 1.2% to below 0,2% or a total uncertainty of app. 1%

Simulation results

The simulation should verify how the optimized path positions -found in the lab test- does work for a variation of the flow profile.

The variation of the flow profile was only done for various bottom frictions to check, if different strong gradients on the channel bottom can be well handled. Other flow profiles, e.g. flow disturbances on the top of the channel by racks, backflow etc. have not been simulated.

The fig. 7, 8 and 9 are showing simulated flow profiles with a variation of the bottom friction.

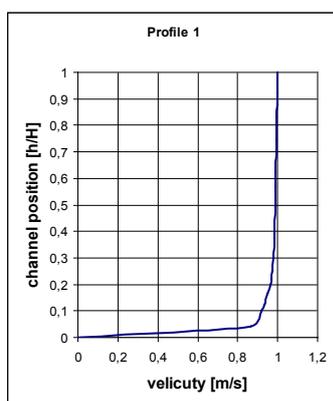


Figure 7 simulated flow profile

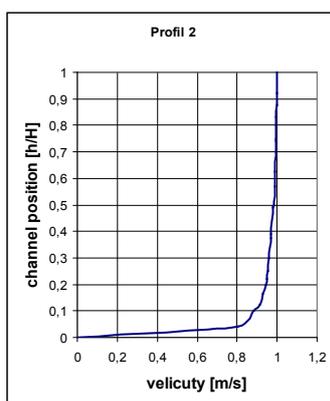


Figure 8 Simulated flow profile

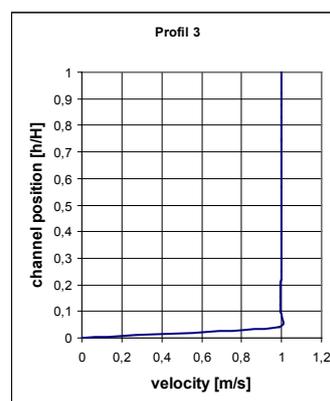


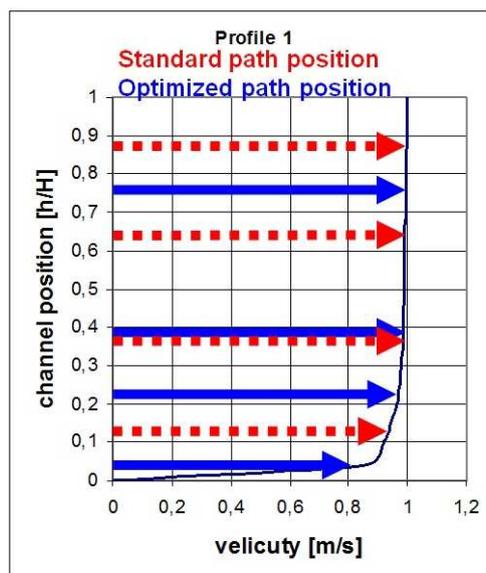
Figure 9 simulated flow profile

The results of the optimized path position compared to a standard path position with equally weighted paths (fig.10) are shown in tab.3

Tabelle 3 results from simulation

	4 path standard	4 path optimized	3 path standard	3 path optimized	2 path standard	2 path optimized
simulated profile 1	-0,82%	-0,29%	-1,16%	-0,29%	-1,61%	-1,52%
simulated profile 2	-0,35%	-0,62%	-0,70%	-0,89%	-1,35%	-2,76%
simulated profile 3	-1,02%	-0,04%	-1,55%	-0,07%	-2,58%	-0,15%

For the profiles 1 and 3, which are profiles with low bottom frictions (concrete), the optimized path positions lead to a significant higher accuracy. Only for the flow profile number 2, which is a profile with very high bottom friction, the results of the standard position showed better results than the optimized position. A profile like that may be expected in applications, where the height of the channel is very low and the friction of the bottom is increased e.g. by rocks or plants. For applications with low or normal bottom friction -such as concrete inlet bays with high levels- the optimized path positions are beneficial.

**Figure 10** standard (dashed) and optimized path position (4-path)

Installation recommendations

1. For a total uncertainty $<2\%$ use 3 or more paths
2. For a concrete inlet bay with low bottom frictions use the optimized path position as shown in tab.4 based on the average intake bay level H

Tabelle 4 optimized path positions

Path	2 path	3 path	4 path
4	n.a.	n.a.	0,74
3	n.a.	0,57	0,39
2	0,39	0,22	0,22
1	0,04	0,04	0,04

3. For complex flow situations in particular flow profiles with backflow, surface obstacles and significant changes of the level, more than 4 paths are recommended, with one path close to the bottom to compensate the effects of the bottom friction.

Conclusion

If flow conditions are stable and not too complicated, an economic and accurate flow measurement in open channel can be done using a 3- or 4-path USF. Instead of the widely used equal distributed path positions, an optimized path position leads to significant better results. In particular for small and medium hydro power plants, this is an effective possibility to monitor and optimize the plant efficiency.

References

- [1] BS EN 60041, FIELD ACCEPTANCE TESTS TO DETERMINE THE HYDRAULIC PERFORMANCE OF HYDRAULIC TURBINES, STORAGE PUMPS AND PUMP-TURBINES, Beuth Verlag
- [2] ASME PTC 18 Norm , 2002 ,Wasserturbinen und Pumpen – Turbinen, Beuth Verlag
- [3] DIN EN ISO 6416, Norm , 2005-11, Hydrometrie- Messung des Abflusses mit dem Ultraschallverfahren (akustisches Verfahren) (ISO 6416:2004); Deutsche Fassung EN ISO 6416:2005

Author:

Sebastian Fischer
systec Controls Mess- und Regeltechnik GmbH
Lindberghstr. 4
82178 Puchheim
Germany
Phone: +49-(0)89-80906-0
Fax.: +49-(0)89-80906-200
Mail: info@systec-controls.de
Web: www.systec-controls.de

Experimentelle Untersuchung hydrodynamischer Radialgleitlager mit Wasserschmierung

Experimental study of hydrodynamic radial bearings with water lubrication

Peter Pfeiffer, Hubert Schwarze

Als natürlich vorhandener Rohstoff wird Wasser in verschiedenen Anwendungen wie der Energieerzeugung, der Lebensmittelindustrie, der Aufbereitungstechnik oder auch der chemischen Industrie als Prozessmedium verwendet. Sein Einsatz ist aufgrund seiner Verfügbarkeit bei relativ geringen Kosten sowie der thermo-physikalischen bzw. chemischen Eigenschaften vorteilhaft. Darüber hinaus trägt es in der Regel nicht zur zusätzlichen Kontamination der Umwelt und der Produkte des Herstellungsprozesses bei.

Es werden Ergebnisse von Messungen vorgestellt, die an einem Gleitlagerprüfstand mit horizontal gelagerter Welle unter Wasserschmierung durchgeführt werden. Die experimentell ermittelten Daten werden mit den Ergebnissen des Gleitlagerberechnungsprogramms COMBROS verglichen.

As a naturally available raw material water is used as a process medium in various applications such as power generation, food processing and mineral processing or in the chemical industry. Its use is advantageous because of its availability at relatively low costs and the thermo-physical and chemical properties. In addition, it usually doesn't additionally contaminate the environment and the products of the manufacturing process.

We present results of measurements carried out on a test stand with horizontally mounted shaft bearings under water lubrication. The experimental data are compared with the results of the bearing analysis program COMBROS.

1 Einleitung

Bestimmte Maschinenanwendungen bieten die Möglichkeit, ein im industriellen Prozess verwendetes Medium ebenfalls den Lagerstellen zuzuführen, um dort zur Schmierung genutzt zu werden. Ein besonderes Interesse gilt dabei im Fall prozessmediengeschmierter Gleitlageranwendungen der Erfüllung der wesentlichen Anforderungen der Lagerung an den Werkstoff. Dies sind Einlauf- und

Notlaufeigenschaften, Anpassungsfähigkeit bei Deformation, Korrosionsbeständigkeit, Verschleißfestigkeit, und Umweltverträglichkeit. Weiterhin bestehen Forderungen in leichter Montierbarkeit sowie wirtschaftlicher Fertigung. Die Größen Reibung, Verschleiß und Schmierung sind so zu optimieren, dass die technischen, ökonomischen und ökologischen Produktanforderungen erfüllt werden. Kann eine hinreichende Versorgung der Lagerstellen mit dem Prozessmedium ermöglicht werden, ist das tribologische Verhalten im Wesentlichen von den Parametern Lagerbelastung, Lagergeometrie, Schmierstoffviskosität und Oberflächengeschwindigkeit abhängig. Diese Parameter kennzeichnen den tribologischen Betriebszustand einer hydrodynamischen Lagerung.

2 Allgemeine Grundlagen

Im Vergleich zu mineralölbasierten Schmierstoffen liegt die Viskosität von Wasser etwa um eine Zehnerpotenz niedriger. Im flüssigen Zustand kann Wasser als inkompressibel betrachtet werden, wobei die Effekte durch Dichteänderung und Dampfdruckunterschreitung bei Änderungen der Betriebstemperatur in geeigneter Weise berücksichtigt werden müssen. Die obere Grenze ergibt sich aus dem relativ niedrigen Siedepunkt unter Beachtung einer ausreichenden Sicherheit gegen Kavitation. Die rheologischen Eigenschaften dieses natürlichen Schmierstoffes begrenzen somit die erreichbaren Lagerkennwerte. Als Folge dessen liegen die minimalen Schmierfilmhöhen bei Wasserschmierung unter 10% der kleinsten Spaltweiten ölgeschmierter Lagerungen. Daher sind eine sorgfältige hydrodynamische Gleitlagerauslegung sowie eine sinnvolle Werkstoffwahl hinsichtlich der Lagereigenschaften unter Mischreibungsbedingungen erforderlich. Bei Prozessmedienschmierung werden häufig Elastomerlager aus Nitril-Verbundwerkstoffen eingesetzt. Als Gegenwerkstoff können, in Abhängigkeit der geometrischen Verhältnisse, Wellen oder Wellenhülsen aus nichtrostendem Stahl mit einer Oberflächenhärte von 300 Brinell und einer Rauigkeit von $R_a = 0,4$ bis $0,8 \mu\text{m}$ zum Einsatz kommen. In Abb. 1 ist der Bereich üblicher Lagerspiele aus industriellen Anwendungen dargestellt.

Weiterhin wird die Betriebssicherheit prozessmediengeschmierter Gleitlager durch Verunreinigungen des Schmierstoffes durch Partikel entscheidend beeinflusst. So können z.B. Quarz (Sand), metallischer Abrieb (Verschleißprodukte), Korund (aus Oberflächenbearbeitungsprozessen) oder andere nicht gelöste Partikel mit dem Schmierwasserstrom zu den Lagerstellen gefördert werden.

Die Überprüfung der Realisierbarkeit der Filtrierung des Schmiermediums ist daher ebenfalls zu beachten. Im Fall des Wasserturbinenbetriebs im Flusswasser mit erhöhter Kontamination durch Sand kann z.B. eine umfassende Filtration des Schmierstoffes aus ökonomischen und technischen Gründen auf Schwierig-

keiten stoßen, während eine Vorklärung durch Sedimentation mit verfahrenstechnisch vertretbarem Aufwand durchführbar erscheint. Für die Dimensionierung der Einrichtungen zur Wasseraufbereitung ist somit der Schmierstoffdurchsatz von entscheidender Bedeutung. Bei zunehmender Verschmutzung ist es zweckmäßig, die Belastung des Lagers zu reduzieren.

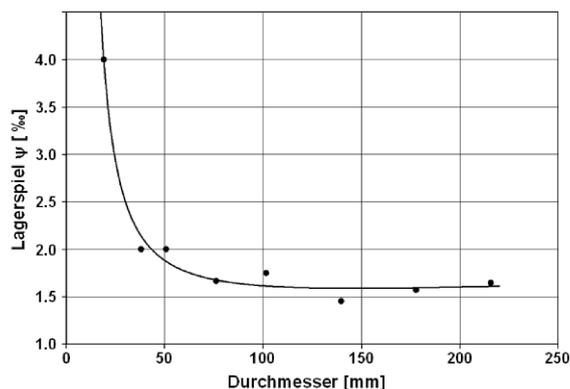


Abbildung 1 Lagerspiel in Abhängigkeit des Durchmessers für Industrielager

3 Experimentelle Arbeiten

3.1 Prüfstand für wassergeschmierte Gleitlager

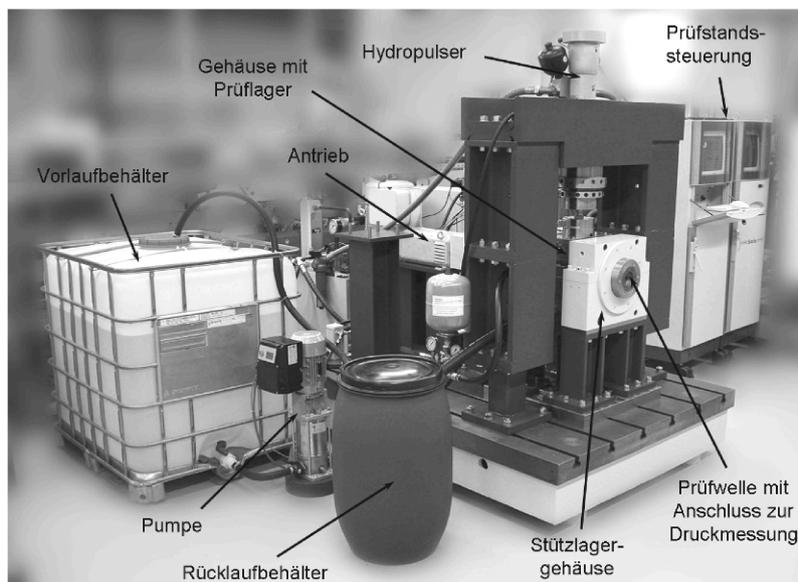


Abbildung 2 Prüfaufbau für Radialgleitlager mit Wasserschmierung

Die Untersuchungen am hydrodynamischen, wassergeschmierten Radialgleitlager werden an einem Versuchsstand durchgeführt, der die statische und dynamische

sche Belastung von Prüflagern mit horizontaler Wellenanordnung ermöglicht (Abb. 2).

Im Schmierstoffkreislauf befindet sich ein großvolumiger Vorlaufbehälter, um die Entgasung des Schmierstoffs sowie die Abkühlung unter freier Konvektion zu gewährleisten. Ein Rücklaufbehälter im Kreislauf dient zur Sammlung und Vorberuhigung des Fluids nach dem Austritt aus dem Prüflagergehäuse. Die statischen Prüflasten werden durch einen flexiblen, durch Innenüberdruck beaufschlagten Metallfaltbalg erzeugt. Darüber hinaus können dynamische Lagerbelastungen mit Hilfe eines Hydropuls-Zylinders versuchstechnisch nachgebildet werden. Die grundlegenden Daten des Prüfstandes für wassergeschmierte Lagerungen enthält Tab. 1.

Tabelle 1 Prüfstandrandbedingungen

Komponente	Bereich
Statische Belastungseinheit	F_{stat} bis 63 kN
Dynamische Belastungseinheit	F_{dyn} bis 40 kN
Schmierstoffversorgung	$p_{\text{zu,max}} = 11 \text{ bar}$; $\dot{V} = 1,2 \text{ m}^3/\text{h}$
Prüflagerabmessungen	$D = 70 \text{ bis } 150 \text{ mm}$; B/D bis 1,2

Eine Übersicht des Prüfbereichs ist in Abb. 3 dargestellt. Die Koppellemente (Ketten) besitzen außerhalb der Lastrichtung eine hinreichende Nachgiebigkeit, so dass ihre Rückwirkung auf den Prüflagerbetrieb reduziert wird.

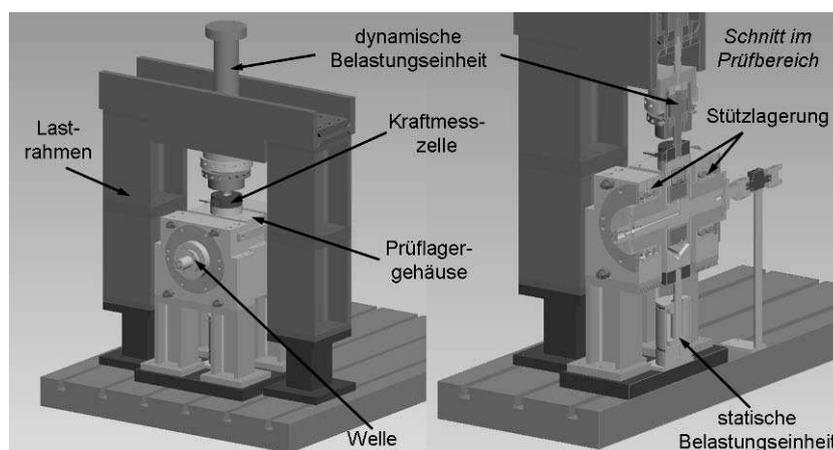


Abbildung 3 Übersicht der Prüfstandkomponenten mit horizontaler Prüfwellen

Eine Prinzipdarstellung des untersuchten Prüflagers mit den verwendeten Bezeichnungen zeigt Abb. 4.

Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen

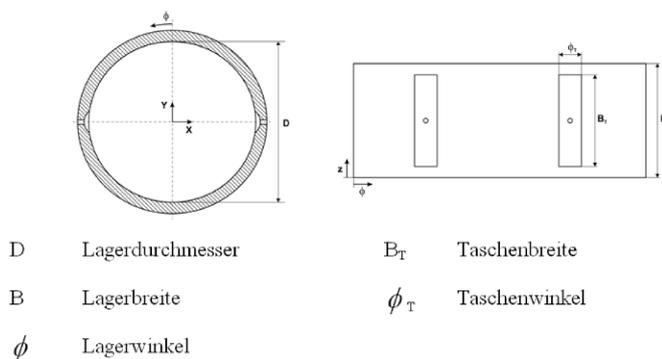


Abbildung 4 Geometrische Verhältnisse des untersuchten Gleitlagers

3.2 Erfassung der Lagerkennwerte

Während eines Prüfbetriebes können die wichtigsten Lagerkennwerte erfasst und verarbeitet werden. Abb. 4 stellt schematisch die Messstellen dar, die in unmittelbarer Lagernähe liegen.

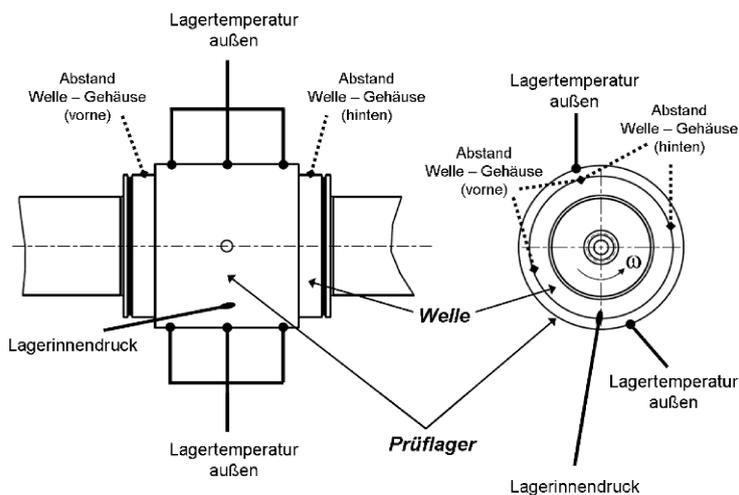


Abbildung 5 Messpositionen für Lagertemperatur, -innendruck und -position

Wirbelstromsensoren, die im Lagergehäuse neben dem Prüflager positioniert sind, ermitteln den Abstand vom Lager zur Welle. Am Lagerrücken sind auf der Ober- und Unterseite Temperatursensoren gleichmäßig verteilt. Die Messung der Wellenposition und der Lagertemperaturen erfolgt in einer zur Vertikalebene um 15° geneigten Fläche, um die Aufnahme der Größen in der Nähe des engsten Schmierpalts zu gewährleisten. Die zwischen Prüflager und Messwelle entstehende hydrodynamische Druckverteilung wird direkt an der Welle mithilfe eines in der Wellenmitte angebrachten Piezoquarz-Sensors gemessen. Die Erfassung des Volumenstroms des zugeführten Wassers, sowie dessen Temperatur und Druck erfolgt im Zulauf zum Prüflagergehäuse. Die Wellendrehzahl sowie das

Drehmoment werden von einer zwischen Antrieb und Prüflagergehäuse montierten Drehmomentmesswelle messtechnisch aufgenommen.

Die Verarbeitung aller aufgenommenen Signale erfolgt mittels einer Mess- und Steuerungssoftware.

4 Vergleich von Versuch und Rechnung

4.1 Versuchsparameter

Die experimentell untersuchten Größen dienen zur Bestimmung der Betriebsbedingungen bei Wasserschmierung. Dazu sollen der Zuführungsdruck, der Gehäuseinnendruck, der Wasserdurchsatz, die kleinste Schmier-spalthöhe sowie die Lager- und Wassertemperaturen durch Messungen ermittelt werden. Weiterhin soll die Stabilität der Wellenverlagerung bei kleiner Belastung in Abhängigkeit der Wasserzuführungsparameter experimentell bestimmt werden. Tab. 2 fasst die wichtigsten Untersuchungsparameter zusammen.

Tabelle 2 Prüfstandrandbedingungen

Parameter	Wert
Prüflagertyp	kreiszyndrisches Radialgleitlager mit zwei Zuführungstaschen
Durchmesser (D)	100,16 mm
Breite (B)	100 mm
Lagerspiel (S)	160 μm
Schmierstoff	Wasser; Zuführungstemperatur $T_{zu}=25^{\circ}\text{C}$
Viskosität	$\eta = 0,891 \text{ mPas}$
Dichte	997,04 kg/m^3

4.2 Druckverlauf im Lager

Ein Vergleich der in Abb. 6 dargestellten Ergebnisse zeigt eine gute Übereinstimmung der gemessenen und berechneten Kennlinien. Der starke Anstieg des Maximaldruckes bei niedrigen Drehzahlen erfolgt aus dem kleineren Schmier-spalt und dem daraus resultierenden größeren Druckgradienten. Der gemessene Druckverlauf bei konstanten Versuchsrandbedingungen ist in Abb. 7 dargestellt. Der Einfluss der beiden Zuführungstaschen ist deutlich erkennbar. Die Tasche 1

sorgt im Verlauf des enger werdenden Spalts zwischen Welle und Lager für einen zusätzlichen Druckanstieg. Im Fall der Tasche 2 wird durch die Schmierstoffzuführung der Druckabfall verzögert.

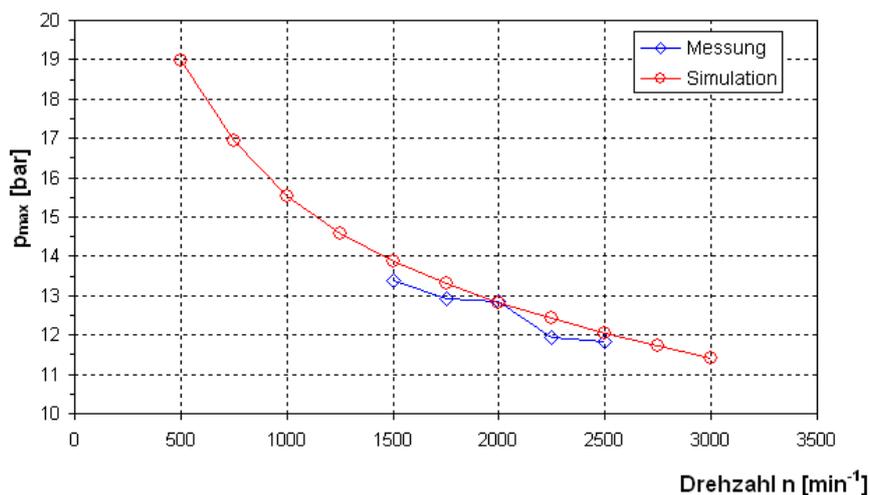


Abbildung 6 Verlauf des max. Schmierfilmdrucks bei $\bar{p} = 0,4$ MPa ($p_{zu} = 1$ bar)

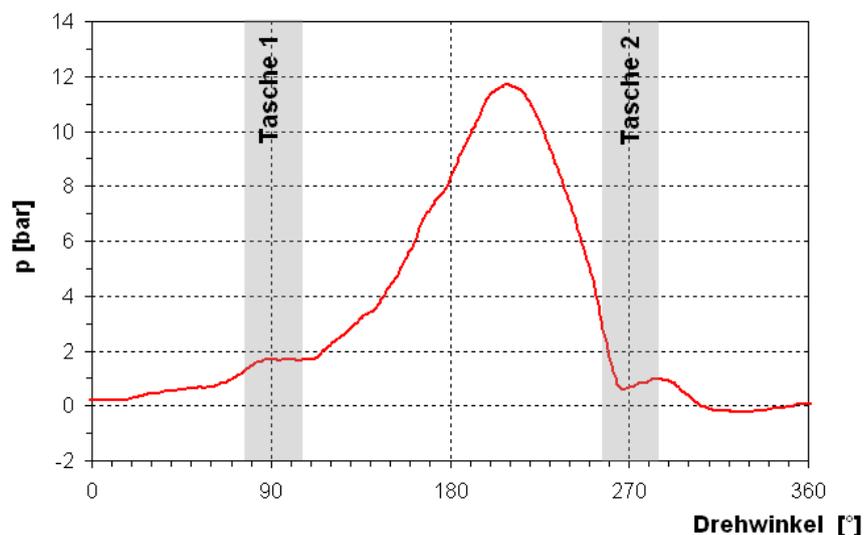


Abbildung 7 Lagerinnendruck bei $n = 2500$ min⁻¹; $p_{zu} = 1$ bar

4.3 Wellenverlagerung

Die Versuche haben gezeigt, dass eine Variation des Zuführdruckes des Schmiermediums das Verhalten der Welle im Betrieb verändert. Dabei wirkt eine Erhöhung des Druckes stabilisierend, das heißt, die Wellenbewegungen verringern sich. Weiterhin kommt es zu einer Verlagerung der Welle nach außen und zu größeren Anlagewinkeln.

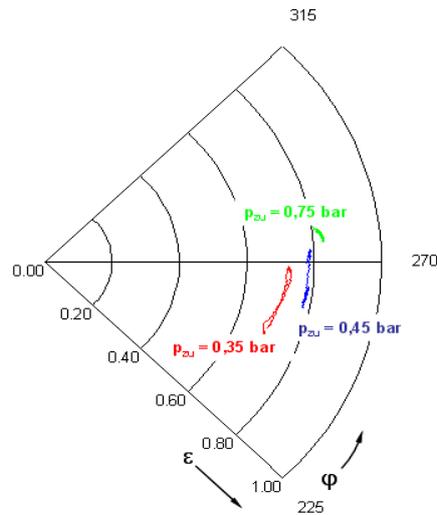


Abbildung 8 Wellenverlagerung bei Variation des Zuführdrucks

Literatur

- Orndorff, R. L, Jr.: Water And Process Fluid Bearings. In: CRC Handbook of Lubrication and Technology, Vol. 3, Boca Raton: CRC Press 1994
- San Andres, A.; Childs, D.: Angled Injection - Hydrostatic Bearings Analysis and Comparison To Test Results. In: ASME Journal of Tribology, Vol. 119, P. 179-187, 1997
- Wielert, K.: Beitrag zum Betriebsverhalten wassergeschmierter Radialgleitlager. - Dissertation TU Clausthal, 1983
- Egler, D., Schwarze, H.: Schmutz im Ölstrom. - FVV Herbsttagung, 2007

Autoren:

Prof. Dr.-Ing. Hubert Schwarze,
Dipl.-Ing. Peter Pfeiffer
TU Clausthal
Institut für Tribologie und Energiewandlungsmaschinen
Leibnizstrasse 32
D-38678 Clausthal-Zellerfeld
Tel.: +49 – 5323 – 72-2465
Fax: +49 – 5323 – 72-2617
schwarze@itr.tu-clausthal.de
pfeiffer@itr.tu-clausthal.de

Wasserkraft in der Türkei: Planung und Bau der zwei Wasserkraftwerke in Yedigöl und Aksu

Matthias Feldmann

Aufgrund der stetigen Steigerung des Energiebedarfs in der Türkei und des Bestrebens, den Energieimport zu reduzieren, setzt die türkische Regierung auf den verstärkten Ausbau der Wasserkraft in den nächsten Jahren. Exemplarisch wird ein Wasserkraftprojekt im Nordosten der Türkei mit einem Gesamtpotential von ca. 50 MW vorgestellt.

Due to the permanent increase of energy demand in Turkey and the target to reduce the energy import, the Turkish government wants to enforce the development of hydroelectric power during the next years. Exemplarily here is presented a hydropower project of two hydro-electric power plants with an energy potential of 50 MW, located in the north-east of Turkey.

1 Energiesituation in der Türkei

Seit mehreren Jahren verfügt die Türkei über eine rapide wachsende Wirtschaft. Damit Hand in Hand geht eine Steigerung des Energiebedarfs von derzeit ca. 8% pro Jahr. In den letzten 8 Jahren wurden ca. 14.000 MW Kraftwerksleistung neu installiert und ein weiterer Zuwachs von jährlich ca. 3.000 MW bis 2015 ist erforderlich, um die prognostizierte Energieknappheit abzuwenden.

Die türkische Regierung ist bestrebt, in den kommenden Jahren die Abhängigkeit von Energieimporten aus dem Ausland zu reduzieren und vermehrt auf inländische Energieressourcen zu setzen. Der Ausbau der erneuerbaren Energien soll daher im kommenden Jahrzehnt stark angetrieben werden.

Bislang werden mehr als 30% des Energiebedarfs aus Wasserkraft gedeckt. Bis zum Jahr 2023 – zum 100. Jahrestag der Türkischen Republik – soll das gesamte Wasserkraftpotential der Türkei energiewirtschaftlich genutzt werden können.

Günstige hydrologische und topografische Voraussetzungen sowie ein teilweise liberalisierter Energiemarkt tragen dazu bei, dass sich neben thermischen und Windkraftprojekten derzeit etwa 2.000 Wasserkraftprojekte in Planung oder Ausführung befinden. Eine Vielzahl von Investoren versucht selbstverständlich

an diesem boomenden Markt teilzuhaben und möglichst schnell Kraftwerksleistung an das Netz zu bringen.

2 Das Projekt „Wasserkraftanlagen in Yedigöl und Aksu“

Das Projektgebiet der beiden Wasserkraftwerke Yedigöl und Aksu liegt im Nordosten der Türkei in der Nähe der Stadt Rize. Beide Anlagen liegen am Aksu-Fluss, einem Nebenfluss des Çoruh-Flusses im Kaçkar-Gebirge. Die Gegend ist gekennzeichnet durch relativ schmale Gebirgstäler und schroff ansteigende Gebirgszüge mit bis zu 2.500 m Höhe. Das Baugebiet wird von der Kleinstadt Ispir über eine schmale Schotterstraße erreicht. Im Projektgebiet liegt das kleine Dorf Aksu.

Beide Kraftwerke sind auf eine Ausbauwassermenge von 11 m³/s ausgelegt und in einer Kaskade hintereinander angeordnet. Die Grundstruktur der beiden Kraftwerke besteht aus einem Entnahmebauwerk (Tiroler Wehr), Sandfang, Druckstollen und Krafthaus. Das oberstromige Kraftwerk Yedigöl verfügt über eine Fallhöhe von 240 m und eine Ausbauleistung von 23 MW. Im Normalbetrieb gibt es das abgearbeitete Wasser direkt an den Druckstollen des Kraftwerks Aksu ab. Die Fallhöhe des Kraftwerks Aksu beträgt 300 m, die Ausbauleistung etwa 27 MW. Zur Stromerzeugung werden in beiden Kraftwerken jeweils zwei horizontale Peltonturbinen mit direkt gekoppelten Generatoren eingesetzt. Das Kraftwerkskonzept der beiden Anlagen ist identisch.

Der Ausbaugrad der beiden Kraftwerke liegt bei etwa 11%, d.h. der Ausbauabfluss liegt an ca. 40 Tagen im Jahr vor.

Die durchschnittliche Jahresenergieproduktion liegt in Yedigöl bei etwa 60 GWh und in Aksu bei etwa 85 GWh.

Die Baumaßnahmen laufen seit Anfang des Jahres 2009. Die Inbetriebnahme der Anlage in Yedigöl soll Ende des ersten Quartals 2011 erfolgen, die Anlage in Aksu soll im zweiten Teil des Jahres 2011 in Betrieb gehen.

Das Projekt wird von Borusan EnBW Enerji in Auftrag gegeben.

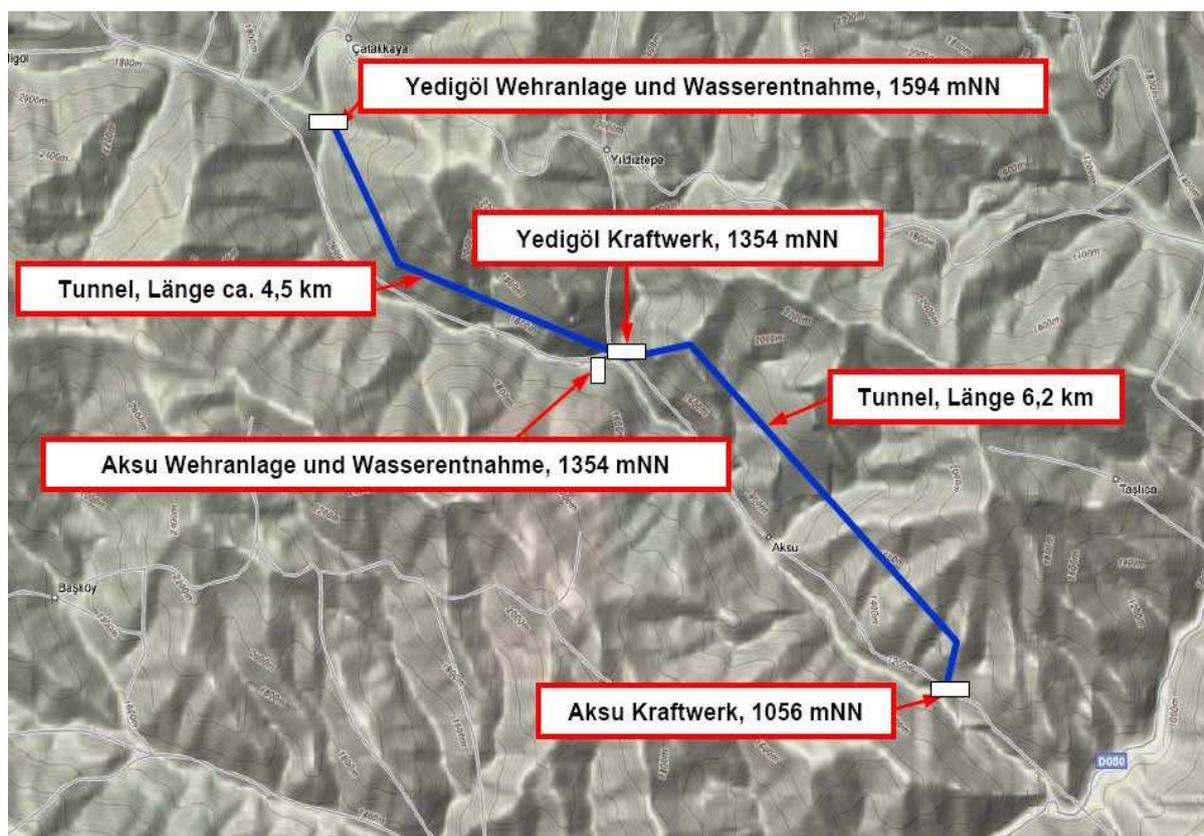


Abbildung 1 Lageplan des Wasserkraftprojektes Yedigöl Aksu am Aksu-Fluss

2.1 Entnahmebauwerk und Sandfang

Die Entnahmebauwerke für beide Teilprojekte sind Tiroler Wehre. Nach dem Einlauf in den Wehrkanal passiert das Wasser einen zwei-kämmerigen Sandfang. In Yedigöl gelangt das Wasser anschließend direkt in den Druckstollen.

Das Wehr in Aksu liegt etwa 6 km stromabwärts vom Wehr in Yedigöl, in unmittelbarer Nähe zum Krafthaus Yedigöl und dient im Normalfall zur Wasserentnahme aus dem Zwischeneinzugsgebiet. Dieses zusätzliche Wasser wird in einem Transportkanal unterhalb des Krafthauses Yedigöl in den Druckstollen Aksu geleitet. Im Falle einer Betriebsunterbrechung im Teilprojekt Yedigöl entnimmt das Wehr in Aksu den vollständigen Abfluss. Das Wehr in Aksu ist deshalb ebenfalls für den vollen Ausbauabfluss ausgelegt.

Der Restwasserabfluss erfolgt über die seitlich angeordneten Fischaufstiegsanlagen und über zusätzliche, durch die Sandfangwand verlaufende Lehrrohre, die durch Schieber so gesteuert werden, dass die von den türkischen Behörden geforderten Abgabemengen eingehalten werden können. Dem gemäß soll der Restwasserabfluss je nach Jahreszeit zwischen 10% und

30% des mittleren Jahresabflusses betragen (z.B. im Mai 30%, im Oktober 10%).

Für das Wehr in Yedigöl waren aufgrund der hohen Mächtigkeit der Flusskiese (in der Mitte des Flusstales ca. 15 m) ursprünglich eine Bohrpfahlgründung und als oberwasserseitige Untergrundabdichtung eine überschnittene Bohrpfahlwand vorgesehen. Mit dem angefahrenen Bohrgerät konnten die Arbeiten jedoch nicht realisiert werden, da große Gesteinsblöcke und im Alluvium eingelagerte Felsplatten die Bohrungen behinderten. Durch die schwere Zugänglichkeit des Baufeldes war es auch nicht möglich, auf die Schnelle geeignetes Gerät anzuschaffen.

Große Teile der Wehranlage und die hangnahen Blöcke des Sandfanges wurden schließlich - mit teilweise erheblichem Aushub (Tiefe bis zu 8 m) und Betonauffüllung- auf Fels gegründet. Die Betonauffüllung übernimmt in diesen Bereichen gleichzeitig eine Abdichtungsfunktion. Oberwasserseitig des auf Alluvium gegründeten restlichen Teiles des Sandfanges ist eine Injektionswand vorgesehen.

Die Wehranlage in Aksu befindet sich gerade in der Ausführungsplanung.



Abbildung 2 Wehranlage in Yedigöl mit Tiroler Wehr, Sandfang, Fischaufstiegsanlage und Kiesschleuse

2.2 Druckstollen

Die Länge des Druckstollens in Yedigöl beträgt etwa 4.500 m und in Aksu etwa 6.200 m. Der ursprüngliche Planungsansatz sah eine vollständige Auskleidung der Stollen mit einer Betoninnenschale vor. Aufgrund der ermittelten geringen Gebirgsdurchlässigkeiten ($k_f = 10^{-8}$ m/s) und der ausreichenden Gebirgsüberlagerung sowie der prognostizierten Felsqualität erschien es jedoch möglich, in weiten Teilen der Stollen auf jegliche Auskleidung zu verzichten. Lediglich dort, wo horizontale oder vertikale Überlagerung nicht ausreichend für die Aufnahme des Wasserinnendrucks sind oder gestörte Gebirgsverhältnisse durch tief eingeschnittene Seitentäler zu erwarten sind, sollte eine Betoninnenschale eingebaut werden. Die baubegleitend ausgeführten Tunneltests, wie die Abteufung von Kernbohrungen, die Kamerabefahrung von Bohrlöchern, Durchführung von Dilatometer-, Piezometer-, bore hole slotter tests, Extensometermessungen und Wasserdruckversuchen, führten zur endgültigen Festlegung der Auskleidungsbereiche. Letztendlich werden in Yedigöl 15% und in Aksu 28 % der Tunnelstrecke mit einer Betoninnenschale ausgekleidet. Der Innendurchmesser der Schale beträgt 3,80 m bei einer Schalendicke von 30 cm. Die Bewehrung ist auf eine Rissbreite von 0,3 mm ausgelegt. Durch Spaltinjektionen zwischen Innenschale und Gebirge soll zusätzlich eine Vorspannung auf die Betonschale aufgebracht werden und dadurch die Rissbreiten der Betonauskleidung weiter verringert werden.

Aufgrund baubetrieblicher Erfordernisse hat der hufeisenförmige Ausbruchquerschnitt einen Durchmesser von ca. 4.50 m und variiert leicht je nach Ausbauklasse. Die Fließgeschwindigkeit des Wassers bei vollem Betrieb mit 11 m³/s liegt damit im unausgekleideten Stollen unter 0,6 m/s, wodurch trotz der großen Rauheit im unausgekleideten Stollen die hydraulischen Verluste sehr gering bleiben.

Am unterstromigen Ende der Triebwasserstollen, an denen die höchsten Drucke herrschen und der Stollen das Gebirge wieder verlässt, ist eine Stahldruckrohrleitung mit einem Innendurchmesser von 2,00 m vorgesehen, die frei gelagert im Tunnel verläuft. Der Übergang von der Betoninnenschale zur Stahldruckrohrleitung findet in einer 14 m langen Betonplombe statt, durch die die Stahlrohrleitung hindurchgeführt wird.



Abbildung 3 Schalwagen für die Betoninnenschale der Tunnel Yedigöl und Aksu

2.3 Krafthaus

Die beiden Krafthäuser sind ausgestattet mit je 2 Pelton-turbinen in vertikaler Achse. Verschiedene Untergrundbeschaffenheiten an den beiden Kraftwerksstandorten führten zu unterschiedlichen Gründungslösungen.

Am Krafthaus Aksu liegt der Fels sehr tief, weshalb das Krafthaus auf einem Bohrpfahlraster aus etwa 100 Bohrpfählen (maximale Länge ca. 18 m) gegründet wurde.

In Yedigöl befindet sich das Krafthaus näher am Berg, die Felsoberkante liegt hier höher als in Aksu. Deshalb wurde entschieden, bis zum Fels den Boden auszuheben (maximale Tiefe ca. 6 m) und mit Beton aufzufüllen.



Abbildung 4 Krafthaus in Yedigöl, Einbau der Generatoren

3 Fazit

Das Projekt der beiden Wasserkraftanlagen in Yedigöl und Aksu mit seiner Gesamtleistung von 50 MW trägt dazu bei, das von der türkischen Regierung gesetzte Ziel, die Wasserkraft in der Türkei im nächsten Jahrzehnt erheblich auszubauen, zu erfüllen. Zusammen mit etlichen anderen zur Zeit sich in Planung oder Bau befindenden Wasserkraftanlagen in dieser Region, verbessert es die Energieversorgung im eher strukturschwachen Nordosten der Türkei.

Vom ökologischen Standpunkt aus betrachtet, konnten die Einschnitte in die Natur gering gehalten werden. Das Aksu-Flusstal bleibt durch die Baumaßnahme bis auf das Hinzukommen der beiden überströmbaren Wehranlagen und der beiden Krafthäuser nahezu unverändert. Vor den Entnahmebauwerken wird es keine großflächigen Staubecken geben, die den Gebirgsbachcharakter des Flusses beeinträchtigen könnten. Der festgelegte Restwasserabfluss garantiert die Durchgängigkeit für Flusslebewesen am Aksu-Fluss.

Literatur

Republic of Turkey, Ministry of Energy and Natural Resources:
Annual Report 2009

Republic of Turkey, Ministry of Energy and Natural Resources:
Strategic Plan (2010 – 2014)

Autor:

Dipl.-Ing. Matthias Feldmann
Hydroprojekt Ingenieurgesellschaft mbH
Elsenheimerstraße 11
D-80687 München
Tel.: +49 – 89 – 38190776
Fax: +49 – 89 – 38190799
yedigol.aksu@hydroprojekt.de

Kleinwasserkraftprojekt Esslingen am Neckar - Bauen im denkmalgeschützten Umfeld

Ute Böhringer-Mai, Lothar Ritter

Das neue, Laufwasserkraftwerk Esslingen liegt in Baden-Württemberg, am Fluss Neckar und wird von der Neckar AG betrieben. Spatenstich war Ende März 2009, die Nassinbetriebnahme fand im November 2010 statt. Nach erfolgreichem Probetrieb soll das Wasserkraftwerk im Frühjahr 2011 ans Netz gehen. Das außergewöhnliche an diesem Projekt ist die Integration der Maschinen neben eine bereits bestehende Staustufe, was als besonders umweltfreundlich erachtet wird. Mit diesem Projekt wird die letzte, bisher noch nicht genutzte Staustufe am Neckar zur regenerativen Stromerzeugung genutzt.

The new run-of-river hydropower plant Esslingen is situated in Esslingen, Baden-Württemberg on river Neckar. The plant is operated by Neckar AG. End of March 2009 ground breaking ceremony happened; initial wet commissioning took place in November 2010. After a successful test phase the hydropower plant shall finally be connected to the grid in spring 2011. The specialty about this project is that the machines were implemented next to an existing weir, which is considered to be environmental friendly. By implementing this project, the last, so far not used barrage on river Neckar is finally used for power generation.

1 Projekthintergrund

Das Laufwasserkraftprojekt Esslingen liegt in Baden-Württemberg, Deutschland am Fluss Neckar. Betreiber dieses Kraftwerkes ist die Neckar AG, eine 82%ige Tochter der EnBW Kraftwerke AG mit Sitz in Stuttgart. Projektstart, mit Spatenstich, fand Ende März 2009 statt. Sobald das Kraftwerk in Betrieb ist wird es bis zu 7,1 Gigawatt Strom pro Jahr erzeugen und somit ca. 4500 Personen mit Strom versorgen.

2 Technik

Der komplette Maschinensatz (Turbine mit hydraulischem Regler/ Generator mit Erregung/ Kegelradgetriebe) mit einer Nennleistung von 2 x 680 kW wurde von Voith Hydro in Heidenheim hydraulisch ausgelegt und in Österreich von

der zu Voith Hydro gehörenden Kössler Gesellschaft m.b.H. aus St. Georgen gebaut.

Durch die eingeschränkte Bauwerkslänge am Wehrkopf kam aus maschinenbaulicher Sicht bei diesem Kraftwerk nur eine doppelt regulierte Kaplan Pit Turbine (auch unter dem Namen Kegelradrohr Turbine bekannt), kürzeste Bauweise, in Frage. Ober- und Unterwasserseitige Ufermauern waren gegeben. Um gute Einströmverhältnisse und ausreichende Saugrohrüberdeckung zu erreichen, wurden die Maschinensätze mit einer 4.6° geneigten Turbinenachse eingebaut.

Das Projekt weist eine Fallhöhe von 5,20 m auf, der Nenn-Durchfluss beträgt 15 m³/s pro Maschine. Die Nenndrehzahl beträgt 256,14 Upm und der Laufraddurchmesser misst 1450 mm. Die Entscheidung für eine Pit Turbine ermöglicht eine bessere Zugänglichkeit zur Maschine, zusätzlich konnte ein Standardgenerator verwendet werden, welcher die Wirtschaftlichkeit des Projektes verbessert. Der Generator ist zum Getriebe mit einem Voith Safe-Set gekuppelt. Dies war ein Kundenwunsch um zusätzliche Sicherheit für das Getriebe zu erhalten. Die Standzeiten werden im Falle eines Ausfalls deutlich reduziert, die Maschine ist schneller wieder verfügbar. Insgesamt handelt es sich um eine wartungsfreundliche Maschine.

Die Synchron-Generatoren, welche von der Österreichischen Firma Hitzinger gebaut wurden, Bauform V1, sind wälzgelagert, luftgekühlt und mit einer Wickelkopfabstützung für maximale Durchgangsdrehzahl von 2250 Upm ausgeführt.

Der Lieferumfang des Maschinenlieferanten beinhaltete auch die Planung, Lieferung und Montage der hölzernen Einlauf- und Saugrohrschalungen.

Die Leitschaufeln wurden auf Kundenwunsch in Stahlguss (GE240+N) ausgeführt, um später, falls erforderlich, Reparaturschweißungen durchführen zu können. Der Leitapparat wurde mit einer mechanischen Verriegelung in offener und geschlossener Stellung inklusive Endschalterüberwachung ausgeführt. Der Korrosionsschutzanstrich wurde lt. Kundenstandard (im wasserberührten Bereich mit mind. 340µm) ausgeführt. Die Laufradkammern wurden zu 100 Prozent in Edelstahl gefertigt.

Auch die Getriebe, welche von der Firma Eisenbeiss, Österreich stammen, wurden einem Probelauf unterzogen. Die Getriebe sind mit einer elektrischen Schmierölpumpe für das An- und Abstellen der Maschinen ausgerüstet. Im Betrieb sorgen direkt gekuppelte Schmierölpumpen für den Ölkreislauf, welcher über einen Öl-Luft Wärmetauscher im Pitgehäuse geführt wird.

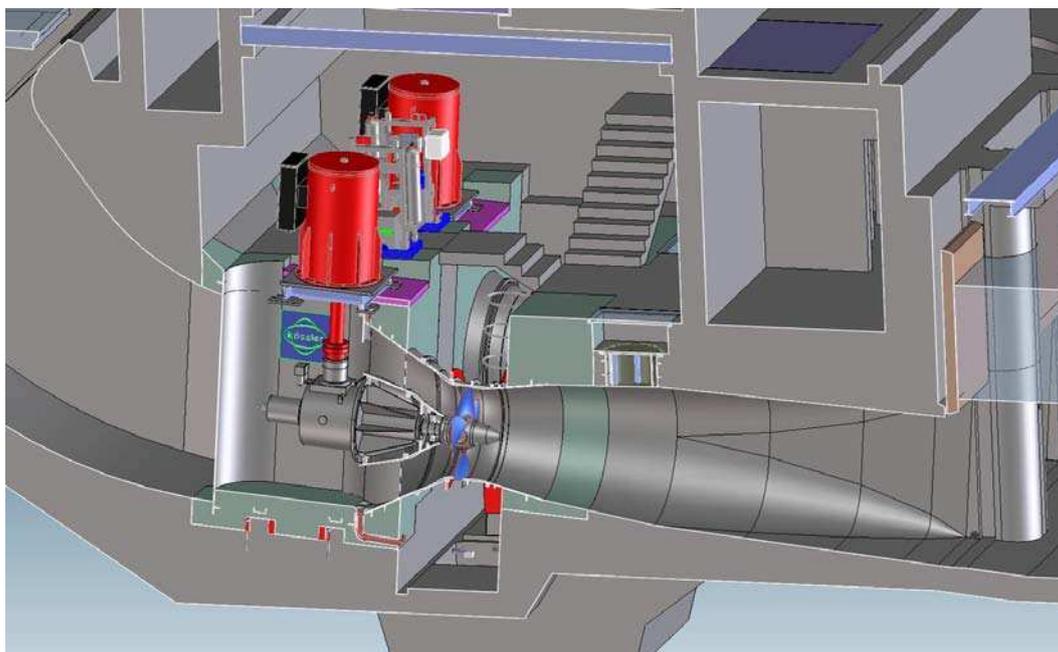


Abbildung 1 Krafthaus Längsschnitt mit Turbine, Kegelradgetriebe, Generatoren und Regleraggregaten.

Kössler lieferte auch die komplette Pumpensumpfausrüstung. Dabei wurde auf den Umweltschutz besonders Acht genommen. Zum einen wurde der Ölabscheider so groß ausgeführt um die gesamten Ölmengen im Krafthaus (Getriebe und HPU) aufnehmen zu können, andererseits befindet sich im Pumpenschacht ein Ölwarngerät, um ein abpumpen allfällig kontaminierten Leckwassers in den Neckar sicher zu verhindern. Dieses System wurde ebenfalls auf funktionsweise getestet.

Die Trockeninbetriebnahme begann am 6. September 2010. Die Nassinbetriebnahme von Kraftwerk Esslingen begann am 8. November 2010. Damit wird die letzte, bisher noch nicht genutzte Staustufe am Neckar, zur regenerativen Stromerzeugung genutzt. Der Montagezeitraum betrug knapp 3 Monate für die parallele Montage der 2 Maschinen. Insgesamt wurden seitens Kössler 3 Monteure zur Verfügung gestellt.

3 Projektorganisation

Die Vertriebsaktivitäten wurden durch die lokalen Kundenkontakte von Voith Hydro in Heidenheim übernommen. Zusätzlich kommt das Projektmanagement/ die Projektabwicklung aus Heidenheim. Die Konstruktion, Lieferung, Montage und Inbetriebnahme erfolgt direkt durch Kössler, welche seit 2007 als 100% Tochter zu Voith Hydro gehört und seit Ihrer Firmengründung im Jahr 1928

weltweit rund 1700 Turbinen- und Kraftwerksausrüstungen erfolgreich in Betrieb genommen hat.

Kössler agiert als Europäisches Kompetenzzentrum für Kleinwasserkraftanlagen innerhalb von Voith Hydro. Es findet seit der Übernahme von Kössler eine enge Zusammenarbeit zwischen den Voith Hydro Gesellschaften in Deutschland und Österreich statt, um unseren Kunden auf allen Wasserkraftmärkten bestmöglich, im Sinne von Technologie, Wirtschaftlichkeit sowie Kundennähe im Kleinwasserkraftgeschäft zu bedienen. Das Kleinwasserprojekt Esslingen war das erste gemeinsame Projekt beider Schwestergesellschaften.

4 Bauen im Denkmalschutzumfeld

Das außergewöhnliche an diesem Projekt ist die Integration der Maschinen neben eine bestehende Staustufe, was als besonders umweltfreundlich betrachtet wird. Dies ist heute im Sinne einer nachhaltigen Betrachtung sehr wichtig.

Die 3 Säulen der Nachhaltigkeit, Ökonomie, Ökologie und Soziologie spielen bei heutigen Projektentscheidungen gleichermaßen eine große Rolle. Dementsprechend war dem Projekt eine fundierte Projektvorlaufzeit vorausgegangen.



Abbildung 2 Standort des neuen Maschinenhauses.

Die Wehranlage wurde im Zuge der Schiffbarmachung des Neckarabschnitts zwischen 1964 bis 1968 erbaut. Beim Kraftwerk selbst handelt es sich um einen kompletten Neubau. Der Einlauf der Maschinen findet am Hammerkanal statt. Die vorgeschriebene Restwassermenge am Hammerkanal beträgt ca. $10 \text{ m}^3/\text{s}$, da es weitere kleinere Wasserkraftanlagen am Kanal gibt. Esslingen wird auch als „Stadt am Fluss“ bezeichnet.

An den Landschaftsschutz gab es strenge Vorschriften, so durften z.B. keine großen optischen Verränderungen vorgenommen werden was einen flachen Bau zur Folge hatte. Das komplette Krafthaus liegt auf Niveau der Ufermauer. Es war Bedingung dass das Gebäude nicht höher wird als die benötigten Gelände auf dem Hechtkopf. Dies hatte z.B. zur Folge dass das Rechenreinigungsdesign entsprechend angepasst werden musste.

Nach Fertigstellung muss das Baufeld wieder der Öffentlichkeit zugänglich gemacht werden. Es gibt einen Fußweg um die Insel, welcher im Zuge der Bauarbeiten gesperrt wurde und der Öffentlichkeit nach Beendigung des Baus wieder vollständig zugänglich und entsprechend wieder hergestellt werden muss.

Der Kunde hat das Krafthaus mit einem Atrium ausgestattet, welche ein Zugangstor sowie 3 große Panoramafenster im Neubau beinhaltet um der Öffentlichkeit einen Einblick ins Krafthaus zu ermöglichen. Diese Installation hatte zur Folge, dass die Fenster und Türen, da diese unterhalb des Hochwasser-Niveaus liegen, druckdicht ausgebildet wurden. Ziel des Kunden ist es hier grüne Energie transparent zu machen und für die Wasserkraft als erneuerbare Energie zu werben. An die Fische wurde auch gedacht - diese werden sicher über einen Fischabstieg in die bestehenden Kaskadengewässer geleitet.

Eine logistische Herausforderung bestand aus der engen Zufahrtsstraße zur Baustelle. Die Zufahrt zur Baustelle erfolgte durch eine Anwohnerstraße (Sackgasse), welche nicht breiter als 3 m war. Dies hatte für die Anlieferung der Komponenten eine bedarfsorientierte Anlieferung zur Folge. Es gab keinen Wendepplatz, d.h. die Komponenten mussten rückwärts angeliefert werden. Der Autokranstandplatz setzte eine Information der Anwohner voraus, da die Kranabstützung teilweise auf deren Grundstücke erfolgen musste. Eine entsprechend frühzeitige Kommunikation, Projektvorstellung sowie Einbindung der Bevölkerung ist deshalb unerlässlich. Die Mobilkrangröße war zudem limitiert, was zur Folge hatte dass die Einzelkomponenten größtmäßig ebenfalls beschränkt waren, d.h. die Turbineneinheit musste beispielweise ohne Lauftrad angeliefert werden. Der Kranradius war eingeschränkt, da es nicht erlaubt war die historische Wehranlage mit dem Kran zu überschwenken.

Der Baukran musste für den Einhub der Turbinen kurzfristig abgebaut werden, um dem Autokran Zugang zum Kraftwerk zu verschaffen. Der Baukran hatte hierfür eine zu geringe Nutzlast. Ein alternativer Aufstellungsplatz für den Mobilkran war schlicht nicht vorhanden.



Abbildung 3 Historisches Wasserhaus, am Hammerkanal, Esslingen/ Neckar.

Zusammenfassend kann man sagen, dass das Kraftwerk Esslingen ein sehr interessantes, anspruchsvolles Projekt, mit hohen Standards und entsprechenden Kundenanforderungen war, unter anderem in Bezug auf die elektromechanische Ausrüstung, ebenso wie auf die Projektabwicklung und die sich aus der geographischen Lage ergebenden Herausforderungen. Ein weiteres wichtiges Referenzprojekt und Beispiel für die gute, langjährige Zusammenarbeit mit der EnBW bzw. der Neckar AG und dem Hause Voith Hydro, welches zur nachhaltigen Energieerzeugung in Baden-Württemberg beiträgt.

5 Voith Hydro

Voith Hydro ist ein Konzernbereich von Voith und gehört mit aktuell rund 4.700 Mitarbeitern und einem Auftragseingang von rund 1,3 Milliarden Euro im Geschäftsjahr 2008/2009 zu den weltweit führenden Anbietern im Bereich der Wasserkraft.

Voith setzt Maßstäbe in den Märkten Papier, Energie, Mobilität und Service. Gegründet 1867 ist Voith heute mit 39.000 Mitarbeitern, 5,1 Milliarden Euro Umsatz und weltweit rund 280 Standorten eines der großen Familienunternehmen Europas.

Bei der EnBW bzw. der Neckar AG, im Besonderen bei der Bauleiterin, Frau Dipl.-Ing. Claudia Helm, bedanken wir uns für die freundliche Unterstützung bei der Erstellung dieser Veröffentlichung.

Autoren:

MBA, Dipl.-Betriebswirt (FH)
Ms. Ute Böhringer-Mai
Manager Intern. Sales Small Hydro
Voith Hydro GmbH & Co. KG
Alexanderstraße 11
D-89522 Heidenheim, Germany
Tel +49 7321 37 9176
Fax +49 7321 37 13 9176
Ute.Boehringer-Mai@Voith.com
<<http://www.voithhydro.com>>

Dipl.-Ing. (FH)
Mr. Lothar Ritter
Projektleiter/Projektentwicklung
Voith Hydro GmbH & Co. KG
Alexanderstraße 11
D-89522 Heidenheim, Germany
Tel +49 7321 37 2077
Fax +49 7321 37 13 2077
Lothar.Ritter@Voith.com
<http://www.voithhydro.com>

Planungen zur Erneuerung des traditionsreichen Pumpspeicherkraftwerksstandortes Forbach

Robert Achatz, Oliver Haupt, Jörg Franke

Der Pumpspeicherstandort Forbach soll nach fast einhundert Jahren Betrieb erneuert werden. Das Konzept für die Erneuerung des Standortes durch den Neubau von zwei Pumpspeicherwerken wird vorgestellt.

The pumped-storage location Forbach shall be renewed after almost one hundred years of operation. The concept for the renewal of the location by construction of two new pumped-storage powerplants is presented.

1 Einleitung

Zwischen den Jahren 1914 und 1926 wurde das Rudolf-Fettweis-Werk der EnBW in Forbach in drei Ausbaustufen in Betrieb genommen.



Abbildung 1 Rudolf-Fettweis-Werk mit Ausgleichbecken in Forbach

Aus dem Speicher Kirschbaumwasen im Murgtal wird Wasser entnommen und in den etwa 220 m höherliegenden Schwarzenbachstausee gepumpt. In Spitzenlastzeiten kann das gespeicherte Wasser mit einer Fallhöhe von ca. 350 m im Schwarzenbachwerk zur Energieerzeugung verwendet werden.

Der Standort Forbach kann somit auf fast ein Jahrhundert der Wasserkraftnutzung und Pumpspeicherung zurückblicken. Die EnBW Kraftwerke AG beabsichtigt die Anlage für einen weiteren dauerhaften Betrieb zukunftssicher zu erneuern. Im Hinblick auf die Klimaschutzproblematik und die politisch gewollte verstärkte Nutzung von regenerativen Energien scheinen für den Betrieb eines Pumpspeicherkraftwerkes auch weiterhin günstige Voraussetzungen gegeben.

Die derzeitigen Planungen sehen neben dem Ersatz des bestehenden Schwarzenbachwerkes durch ein neues 70 MW Pumpspeicherwerk mit dem Schwarzenbachstausee als Oberbecken auch den Neubau eines 200 MW Pumpspeicherwerkes vor, bei dem der Schwarzenbachstausee als Unterbecken genutzt würde.

Mehrere Varianten für die Erweiterung des Standortes Forbach sind derzeit – als Vorbereitung für die Raumordnungsunterlagen – in der intensiven Prüfung. Bei der Unterstufe handelt sich dabei um eine Variante mit unterirdischer Erweiterung des vorhandenen Ausgleichsbeckens und einer Wasserspeicherkaverne und dem damit verbundenen Neubau eines 70 MW Schachtkraftwerkes. Für den Neubau einer neuen Oberstufe als 200 MW Pumpspeicherwerk werden drei Varianten vertieft untersucht, bei denen sich das neue Oberbecken auf einem der Höhenzüge rund 300 m oberhalb der Schwarzenbachtalsperre befindet.

Allen Varianten liegt das Bestreben zugrunde Umwelt und Natur durch die verstärkte Nutzung der schon vorhandenen Speicherbecken soweit möglich zu schonen. Vorteilhaft ist der Verzicht auf Ausbauvarianten, die neue Stromfreileitungstrassen erfordern würden.

2 Bestand und konzeptionelle Überlegungen

Das Rudolf-Fettweis-Werk liegt im oberen Murgtal im nördlichen Schwarzwald. Das Krafthaus und das Ausgleichsbecken Forbach befinden sich am nördlichen Ortsrand von Forbach während das Becken Kirschbaumwasen rund 8 km murgaufwärts liegt. Nach Osten hin erstreckt sich die Anlage über den Schwarzenbachstausee und die zugehörigen Gewässerfassungen Hundsbach und Biberach.

Die Kraftwerkskapazität ist mit Murg- und Schwarzenbachwerk in Forbach konzentriert.



Abbildung 2 Übersichtsschema des Rudolf-Fettweis-Werkes (Quelle EnBW)

Wasser aus dem Becken Kirschbaumwasen kann sowohl im Murgwerk zum Turbinenbetrieb mit einer maximalen Leistung von 25 MW genutzt werden als auch mit einer Pumpleistung von 21 MW im Schwarzenbachwerk zum Schwarzenbachstausee hochgepumpt werden. Aus dem Schwarzenbachstausee kann das Wasser wieder entnommen und mit 2 Peltonmaschinen (je. ca. 23 MW) zur Energieerzeugung verarbeitet werden. Das Wasser wird dann in das Ausgleichsbecken Forbach und von dort wieder in die Murg abgegeben. Ein Hochpumpen aus dem Ausgleichsbecken ist nicht möglich.

Das Ausgleichsbecken verfügt nur über ein vergleichsweise kleines Speichervolumen von etwa 200.000 m³, muss jedoch die Vergleichmäßigung der Wasserabgabe an die Murg sicherstellen. Diese unterliegt hierbei engen Grenzen, die sich aus der wasserrechtlichen Genehmigung ergeben. Der Betrieb des Rudolf-Fettweis-Werkes muss sich damit ganz wesentlich an der Kapazität des Ausgleichsbeckens Forbach ausrichten. Das Potential des Schwarzenbachstausees mit einem nutzbaren Volumen von 14,2 Mio. m³ bleibt besonders im Hinblick auf eine Pumpspeicherung weitgehend ungenutzt.

Die Anlagen befinden sich nach fast 100 Jahren Betrieb in weitgehend originalem Zustand. Doch für einen weiteren langfristigen Betrieb werden nun Investitionen erforderlich.

In einer Ideensammlung wurden eine Vielzahl von Möglichkeiten zur Sicherung des langfristigen Weiterbestandes des Standortes zusammengetragen. Die Bandbreite reichte von einer reinen Anlagenerneuerung bis zu dem Neubau eines 1.000 MW Pumpspeicherwerkes.

Das aus der Ideensammlung entstandene Gesamtkonzept sieht den Ersatz des bestehenden Schwarzenbachwerkes durch ein neues 70 MW Pumpspeicherwerk (neue Unterstufe) mit dem Schwarzenbachstausee als Oberbecken und den

Neubau eines 200 MW Pumpspeicherwerkes (neue Oberstufe) vor, bei dem der Schwarzenbachstausee als Unterbecken genutzt würde.

Das Bestreben die Energie über die vorhandene 110-KV Hochspannungsleitung im Murgtal zu- und abzuführen und damit den Bau einer neuen Hochspannungstrasse zu vermeiden, war ein maßgebendes Argument für das Ausscheiden von „1.000 MW“ Lösungen.

3 Erneuerungskonzept

Zentrales Element des Erneuerungskonzeptes ist die bessere Ausnutzung des Speichervolumens des Schwarzenbachstausees. Aufgrund seiner topografischen Lage kann er wie bisher als Oberbecken für ein Pumpspeicherwerk im Murgtal dienen. Die Fallhöhe zum Murgtal beträgt etwa 350 m, jedoch ist auch eine Nutzung des Schwarzenbachstausees als Unterbecken möglich, da mehrere Bergkuppen in unmittelbarer Nähe für den Bau eines Oberbeckens günstige Voraussetzungen bieten. Die erreichbaren Fallhöhen liegen bei rund 300 m.

3.1 Neue Oberstufe mit 200 MW

Für den Bau der neuen Oberstufe werden derzeit drei Varianten jeweils mit einer Ausbauleistung von 200 MW näher untersucht. Nägeliskopf, Streitmannsköpfe und Seekopf kommen gleichermaßen für die Errichtung eines Oberbeckens in Frage. Alle drei Bergkuppen ermöglichen Fallhöhen um die 320 m und sind topografisch geeignet, um ein Becken mit dem erforderlichen Speichervolumen von ca. 1,8 Mio. m³ anzuordnen.

Nach derzeitigem Kenntnisstand sind die geologischen Verhältnisse an allen drei möglichen Oberbeckenstandorten vergleichbar.

Die Planung sieht bei allen drei Varianten einen untertägigen Druckstollen und ein Schachtkraftwerk am Rande des Schwarzenbachstausees vor.

Im Kraftwerksschacht wird die gesamte elektromechanische Ausrüstung einschließlich der Transformatoren angeordnet, so dass das Kraftwerk an der Oberfläche praktisch nicht sichtbar ist und Lärmimmissionen ausgeschlossen sind.

Technisch unterscheiden sich die Varianten damit im Wesentlichen nur durch die Horizontalentfernung zum Schwarzenbachstausee, die bei den Streitmannsköpfen etwa 1.300 m, beim Seekopf 1.670 m und beim Nägeliskopf 1.520 m beträgt.

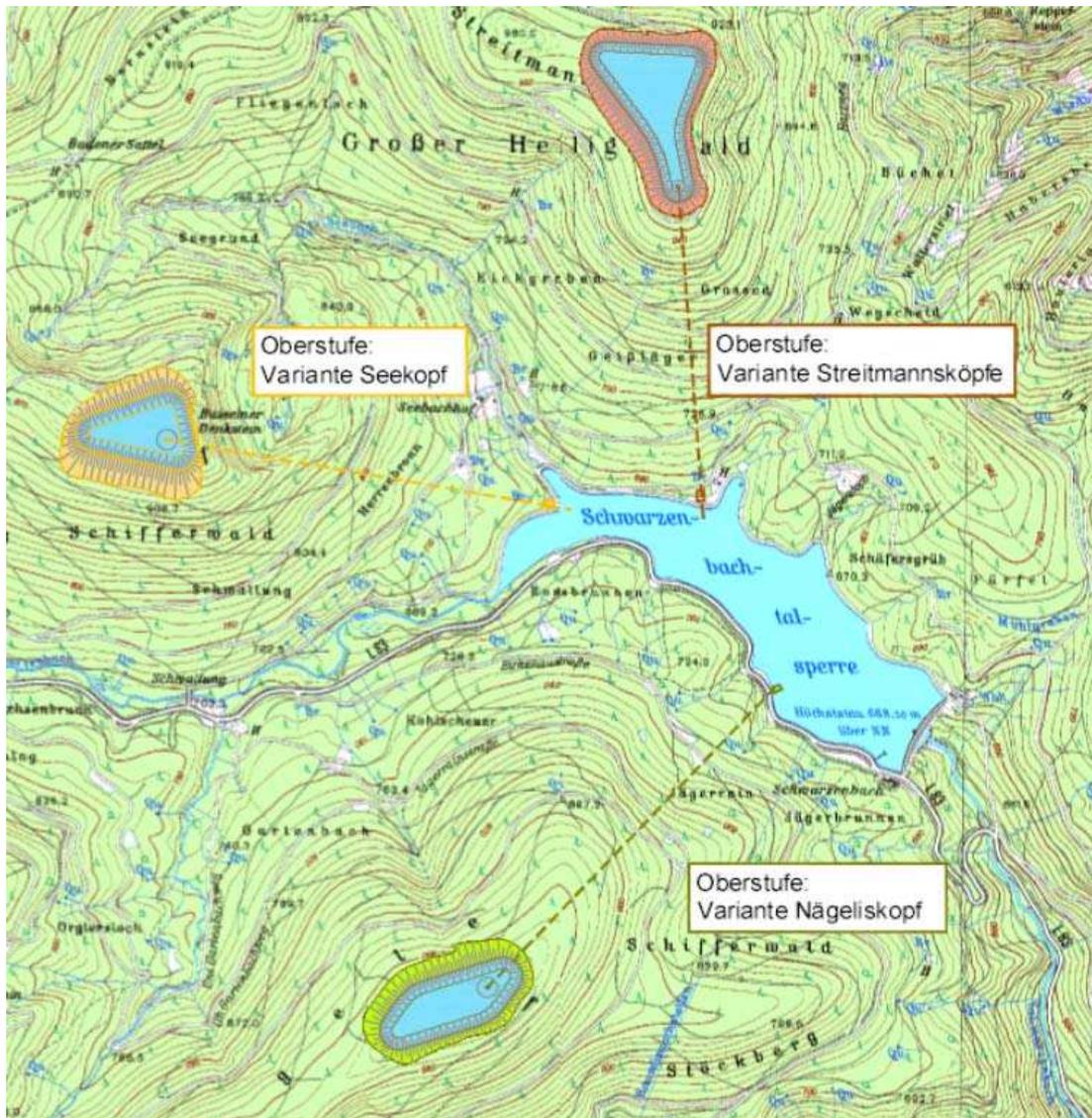


Abbildung 3 Lageplan mit Schwarzenbachstausee und den drei Oberstufenvarianten

Jedoch sind die möglichen Oberbeckenstandorte durch verschiedenen Natur- und Umweltschutzmerkmale, etwa durch vorhandene Vogelschutzgebiete, Auerhuhnhabitate etc. gekennzeichnet. Ausschlaggebend für die Wahl der Variante werden die Umweltauswirkungen an den möglichen Oberbeckenstandorten sein. Derzeit wird das Raumordnungsverfahren für das Projekt mit allen drei möglichen Standorten vorbereitet, indem bereits eine Abwägung der Randbedingungen vorgenommen wird, mit dem Ziel den am besten geeigneten Standort zu identifizieren. Die ökologischen Verhältnisse lassen die Realisierung eines Oberbeckens auf dem Nägeliskopf sehr unrealistisch erscheinen.

3.2 Neue Unterstufe mit 70 MW

Die neue Unterstufe soll das vorhandene Schwarzenbachwerk ersetzen. Die Ausbauleistung soll dabei auf eine den heutigen Anforderungen entsprechende Größe von 70 MW erhöht werden. Die Ausbauleistung soll für 7 Stunden Turbinenbetrieb zur Verfügung stehen. Daraus ergibt sich ein erforderliches Pendelwasservolumen von 575.000 m³, d. h. das vorhandene Ausgleichbecken ist deutlich zu klein für die neue Unterstufe.

Es wurden zwei Möglichkeiten untersucht, den erforderlichen Speicherraum im Murgtal zu schaffen:

- Neuer Stausee unmittelbar oberstrom des vorhandenen Ausgleichsbeckens
- Erweiterung des vorhandenen Ausgleichsbeckens durch ein unterirdisches Stollensystem

Da das Murgtal als FFH-Gebiet ausgewiesen ist und touristisch intensiv genutzt wird (u. a. zur Naherholung und als Wildwasserkanustrecke) muss die Anlage eines neuen Stausees im Hinblick auf öffentliche Akzeptanz und Genehmigungsfähigkeit als problematisch eingeschätzt werden.

Alternativ dazu könnte das bestehende Ausgleichsbecken durch ein ausgedehntes Stollensystem, das sich über eine Fläche von 400 m mal 750 m erstreckt, um ca. 375.000 m³ erweitert werden. Die Machbarkeit dieser Lösung hängt entscheidend von den geologischen Verhältnissen ab. Die geologischen Erkundungen finden derzeit statt.

Das neue Pumpspeicherkraftwerk soll in einem Schacht untergebracht werden. Die Anbindung an das Unterbecken erfolgt abhängig von der Unterbeckenlösung entweder direkt an den neuen Stausee oder über einen Stollen an das unterirdische Stollensystem.

Oberwasserseitig kann die vorhandene Druckrohrleitungstrasse des Schwarzenbachwerkes genutzt werden. Jedoch ist eine neue Druckrohrleitung erforderlich, um die Kapazität an die erhöhte Leistung des neuen Werkes anzupassen.

Das Wasserschloss und der anschließende Druckstollen zum Schwarzenbachstausee sind bereits jetzt groß genug für den erhöhten Durchfluss. Auch am Einlaufsturm und der Talsperre des Schwarzenbachstausees sind keine größeren Umbauten erforderlich.

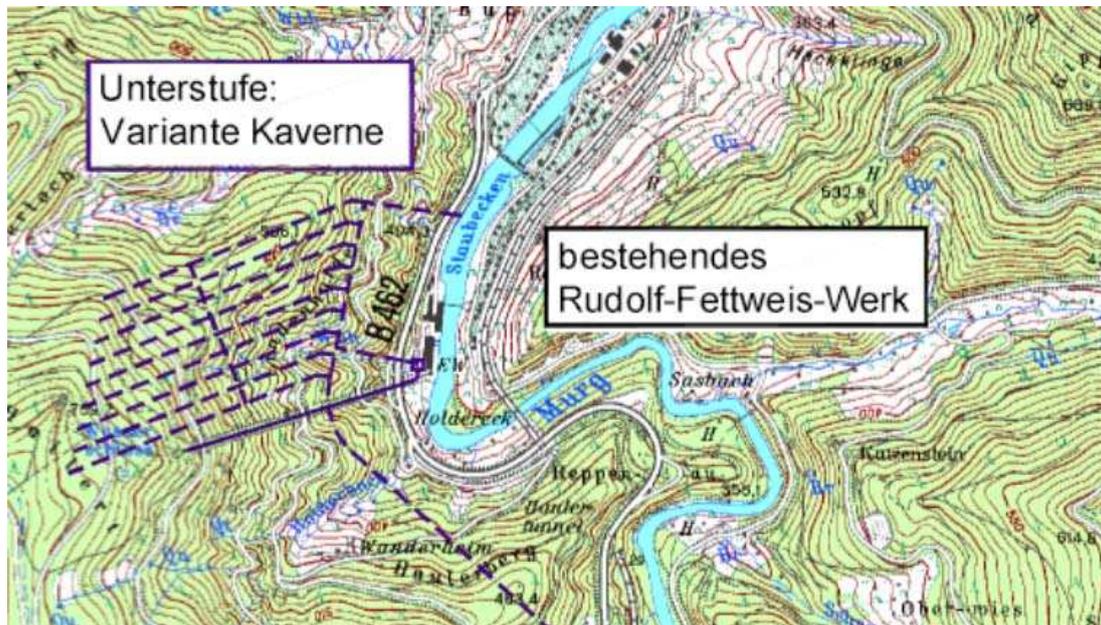


Abbildung 4 Lageplan Unterstufe mit unterirdischer Speichererweiterung

4 Ökologische Aspekte

Der Bau von zwei Pumpspeicherwerken ist selbstverständlich mit erheblichen Eingriffen in Natur und Umwelt verbunden.

Die Nutzung vorhandener Anlagenbestandteile und insbesondere des Schwarzenbachstausees in einer Doppelfunktion als Ober- und Unterbecken trägt jedoch zur Reduzierung dieser Auswirkungen bei.

Die Stromzuleitung und Stromableitung zu den neuen Pumpspeicherwerken kann über die vorhandene 110-kV Hochspannungsleitung erfolgen. Der Bau einer neuen Hochspannungstrasse ist nicht erforderlich.

Wo immer möglich werden die Anlagenbestandteile unter Tage angeordnet, um die Auswirkungen auf die Landschaft auf das unbedingt nötige Maß zu beschränken.

Die EnBW als Vorhabensträger legt zudem bei jedem Planungsschritt großen Wert darauf Beeinträchtigungen von Mensch und Umwelt frühzeitig zu erfassen und deren mögliche Minimierung bereits in den frühen Planungsstadien zu berücksichtigen. Parallel zu den technischen Planungen wird ein umfassendes Konzept zur Kompensation des Eingriffs und zur Schonung von Tier- und Pflanzenwelt sowie des Landschaftsbildes entwickelt.

Pumpspeicherwerke sind die einzig großtechnische Lösung und die effizienteste Möglichkeit in großem Umfang Energie zu „speichern“ und werden deshalb

eine wichtige Rolle bei dem politisch gewollten und vor dem Hintergrund der Klimaschutzproblematik erforderlichen weiteren Ausbau der regenerativen Energieversorgung spielen. Somit tragen Pumpspeicherwerke letztlich auch zu Klimaschutz und Umweltschutz bei und haben darüber hinaus noch eine entscheidende Rolle zur Stabilisierung unseres Stromnetzes.

5 Zusammenfassung und Ausblick

Nach beinahe 100 Jahren Betrieb soll der Pumpspeicherstandort Forbach für die Zukunft fit gemacht werden.

Die Planungen sind an der Minimierung der ökologischen Auswirkungen des Vorhabens orientiert.

Das Konzept der Pumpspeicherung ist heute so aktuell wie zu Beginn des 20. Jahrhunderts. Der Standort Forbach führt dies exemplarisch vor Augen.

Ein Betrieb des Rudolf-Fettweis-Werkes in ausgebautem Zustand über weitere hundert Jahre ist energiewirtschaftlich sinnvoll und erscheint aus heutiger Sicht möglich.

Literatur

Hydroprojekt Ingenieurgesellschaft mbH / Lahmeyer International GmbH:
Vorstudie zum Standort Forbach mit diversen Ergänzungen, November
2007 bis Februar 2010 im Auftrag der EnBW Kraftwerke AG -
unveröffentlicht

EnBW Kraftwerke AG: Das Rudolf-Fettweis-Werk in Forbach, Ein
Pumpspeicherwerk auf dem Weg in die Zukunft, 2010

Hydroprojekt Ingenieurgesellschaft mbH : Technische Unterlagen
Raumordnungsverfahren Forbach im Auftrag der EnBW Kraftwerke
AG, Januar 2011 - unveröffentlicht

Autoren:

Dipl.-Ing. Robert Achatz
Hydroprojekt Ingenieurgesellschaft mbH
Elsenheimerstrasse 11
D-80687 München
Tel.: +49 – 89 – 38190793
Fax: +49 – 89 – 38190799
robert.achatz@hydroprojekt.de

Dipl.-Ing. Oliver Haupt
Dipl.-Ing. Jörg Franke
EnBW Kraftwerke AG
Schelmenwasenstraße 15
D-70567 Stuttgart
o.haupt@enbw.com
jo.franke@enbw.com

Application of pressure fluctuations on Stilling Basin

Amir Khosrojerdi, Neda Galle-Dari

Because of pressure fluctuations, flow can make damages on the bottom and walls of Stilling Basin. Eddies are set up within the basin and vortices are formed. Thus under higher velocity flow conditions, cavitations can occur near bottom and walls by fluctuations. In addition of cavitations the pressure fluctuation can make impacts on the structure too. This hydraulic phenomenon can be occurred with serious damages.

In this research, experimental data are analyzed based on measuring pressure fluctuation by pressure transducer under an experimental model of stilling basin (Galabar Dam against one of main branch of Ghezel Ozen river, Iran) with scale of 1:30, which has built and taken place in laboratory of Water Research Institute(WRI) in Tehran. Pressure fluctuations were measured under seven piezometers along the basin for three discharges (592.9, 355.8 and 221.7 m³/sec). Dimension of the stilling basin is 20m by 86m (length by width). Also elevation of the stilling basin floor is 1641 meter from sea level and elevation of walls crest is 1655 meter (from sea level).

The results were analyzed and presented for both basin floor and walls: 1- Pressure coefficients on floor and walls, 2- Cavitations Index in the floor and 3- Statistical levels of pressures (0.1%, 1%, 5%, 95%, 99% and 99.9%).

1 Introduction

When flow velocity in part of hydraulically structure increase from allowed value, the structure expose to cavitation damage. Concrete rough surface that create in build time and then, make changing in flow line and pressure decrease in some location. If this pressure decrease due to velocity increase, creating cavitation phenomenon be started [1].

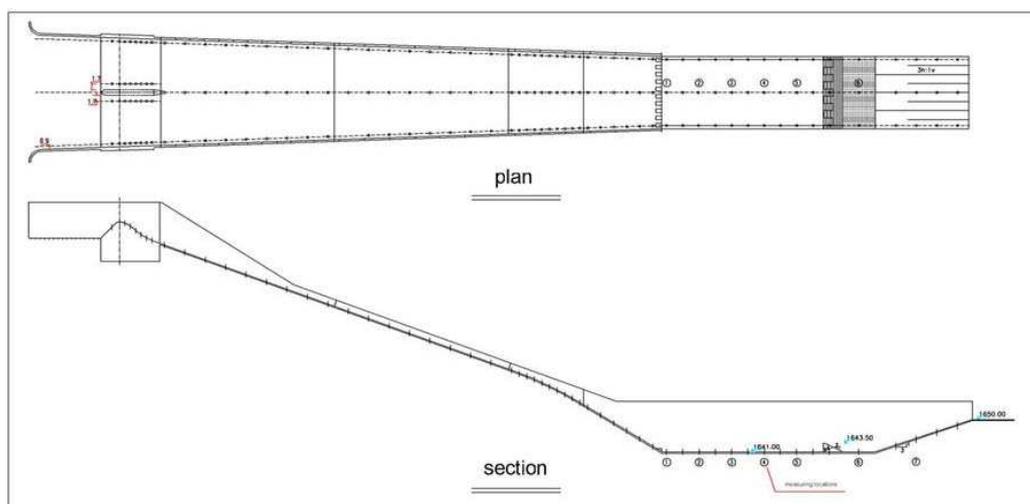
Narayanan in 1980 with some calculations showed relation between pressure fluctuations and cavitation phenomenon in stilling basin [2]. Narayanan calculations on stilling basin in model and prototype be admission with Loprado and his team in 1982 and 1988. This calculation shown that cavitation possibility because of severe pressure fluctuations in stilling basin, probable although pressure cannot be under of haze water pressure [4,5]. Also Narayanan

in 1984 with some experiment on slot shown severe pressure fluctuations increase cavitation possibility and most cavitation possibility, reported from cut layer separated from up edge[5]. Narayanan and Loprado compare pressure fluctuation and cavitation occur probably in model and prototype on stilling basin and say cavitation bubbles crate depend on durability of pressure fluctuation be under of haze water pressure as if temporary pressure more than 0.2% of examine time be under haze water pressure, cavitation may occur. Also for calculate average time for cavitation bubbles crate under haze water pressure Blazjewski in 1980 had some calculations [6].

Kavianpour experience results in 1997 and 2000 on the chute spillway and steeps downstream and close channel shown air inject in flow decrease pressure fluctuation and also pressure fluctuation average, increase therefore cavitation occur risk decrease a lot. Kavianpour experience shown increase value of air inject in flow more than 0.5% on steeps downstream and close channel, increase pressure fluctuation[3,7]. Similar examine by Mohamadi on spillway steps downstream shown with increase air inject in flow from 15% to 20%, pressure fluctuation increase.

2 Research Method

Measuring data on stilling basin of Galabar dam in three 221.6 , 355.8 and $592.9 \text{ m}^3/\text{s}$ discharge on prototype be used on this research. In plan 1 shows plan and section of spillway dam model and its water surface profile along Chute and stilling basin has shown.



Plan 1 Plan and Profile of Galabar Chute Spillway Model.

Pressure fluctuations measuring contain record data form temporary pressure on specified time and location, accomplish by pressure transducer, amplifier, filter, record and show equipment. Because of dynamic pressure due to turbulent flow in hydraulically structure is accident phenomenon type, can examine pressures and cavitation phenomenon on different part of structure base on statistical method.

For examine impact flow on structure $C'_p +$ dimensionless coefficient shown as below:

$$C'_p + = \frac{P_{\max} - P_{\text{mean}}}{\frac{V_i^2}{2g}}$$

Where:

$\frac{V_i^2}{2g}$ is velocity height measured in entrance flow on stilling basin in different discharge

P_{\max} is maximum pressure measured on specified point

P_{mean} is average pressure measured on specified point

Figure 1 to 3 shown $C'_p +$ value that be dimensionless by dividing on RMS (pressure squares) in stilling basin in three 221.7, 355.8 and 592.9 m^3/s discharge base on froud number .

In these figures horizontal axis, express dimensionless relation $\frac{x}{L}$ where x is horizontal distant of consider point from spillway edge in dam and L is horizontal distant of spillway edge from end of stilling basin and vertical axis express $C'_p +$.

Also for examine structure behavior for cavitation and relation between cavitation and pressure fluctuation, calculate pressures probably base on 0.1%,1%,5%,95%,99% and 99.9%. with using probably table, calculate $P'\%$ values that equal a specified occur probably from average value in specified point and then be dimensionless by dividing to RMS.cavitation occur risk range be recommended 1% probably base on toso opinion and 0.1% probably base on Loprado opinion.

Cavitation potential is evaluated base on $\frac{P'\%}{RMS}$ for 0.1 % possibility and RMS estimate on specified points. With put $P'\%$ values base on absolute pressure and

P_v equivalent haze water pressure and V equivalent flow velocity in specific location, cavitation index (δ) determine by below relation:

$$\delta = \frac{P - P_v}{\frac{V^2}{2g}}$$

Cavitation index result shown by figure 4 to 6 in stilling basin on walls and bottom.

3 Results

In flow impact ($C_p +$) examine on stilling basin in different discharge, in start of stilling basin in all discharge coefficient value is maximum, in the other word flow impact on structure in start of stilling basin is maximum and with moving flow on stilling basin impact value decrease until be minimum in end of stilling basin (figure1). Actually in end of stilling basin flow impact on structure is about nothing (figure1).

Also base on figure1 seem that with increase discharge, impact flow values on stilling basin be increase. Flow behavior on right wall is similar stilling basin bottom (figure2) but on left wall for unsymmetrical on building stilling basin model and geometrical wrong and measuring equipment wrong, flow behavior is different thus in front of stilling basin this coefficient is minimum and then immediately coefficient value be maximum therefore maximum flow impact will happened in second measuring point on stilling basin then with moving flow gradationally impact value decrease (figure3). Also in left wall similar right wall and bottom with discharge increase, flow impact increases (figure3).

In examine cavitation phenomenon seem that first point of stilling basin because of maximum flow velocity and maximum flow energy have minimum cavitation index (figure4,5) therefore have maximum occur cavitation possibility and with moving flow on stilling basin and flow energy depreciation, the cavitation occur possibility be little until in penultimate piezometer be minimum because of energy depreciation stairway structure after penultimate piezometer that flow energy value and consequently cavitation occur possibility decrease (figure4,5). Like $C_p +$ coefficient analyze on left wall for unsymmetrical on building stilling basin model and geometrical wrong and measuring equipment wrong, flow behavior is different and second piezometer have minimum cavitation index (figure6).

In end of stilling basin for increase height bottom values, cavitation index again decrease but this decrease is so little and cannot be occur cavitation therefore

entrance flow section on stilling basin is the critical section on occur cavitation phenomenon(figuers4,5,6).

As seem, in walls and bottom on stilling basin, with discharge increase cavitation index decrease therefore cavitation occur possibility increase (figuers4,5,6)so in $592.9 \text{ m}^3/\text{s}$ discharge in entrance section on stilling basin cavitation index is minimum and therefore in this section cavitation maybe occur.

Also seem cavitation Index values in walls and bottom in specified section in same discharge are similar and have not so difference therefore cavitation occur possibility in walls and bottom is similar and in $592.9 \text{ m}^3/\text{s}$ discharge in start of stilling basin on right wall because of too decrease cavitation index certainly cavitation be occur(figuer5).

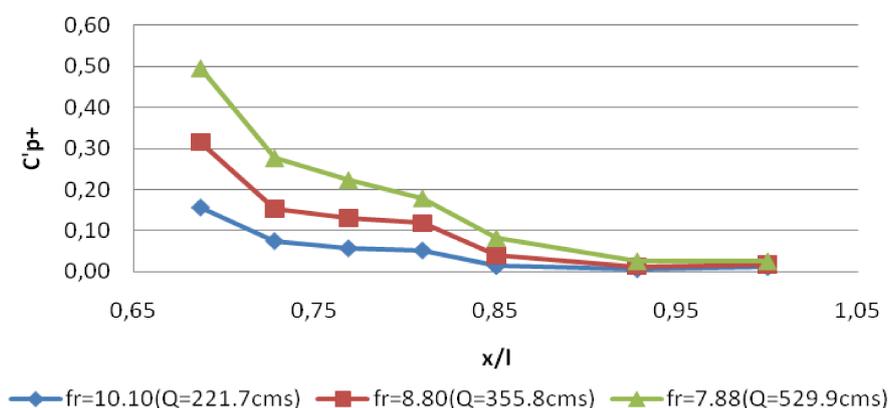


Figure 1 Variations of the C'_{p+} coefficient in different discharges on stilling basin bottom

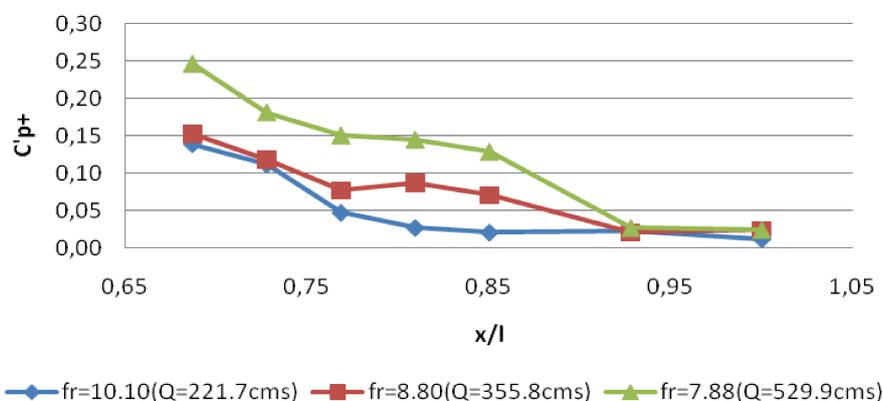


Figure 2 Variations of the C'_{p+} coefficient in different discharges on stilling basin right wall

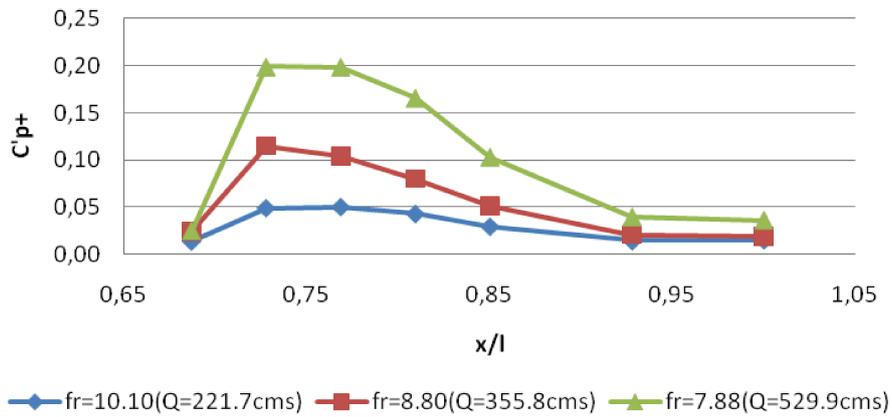


Figure 3 Variations of the $C_p +$ coefficient in different discharges on stilling basin left wall

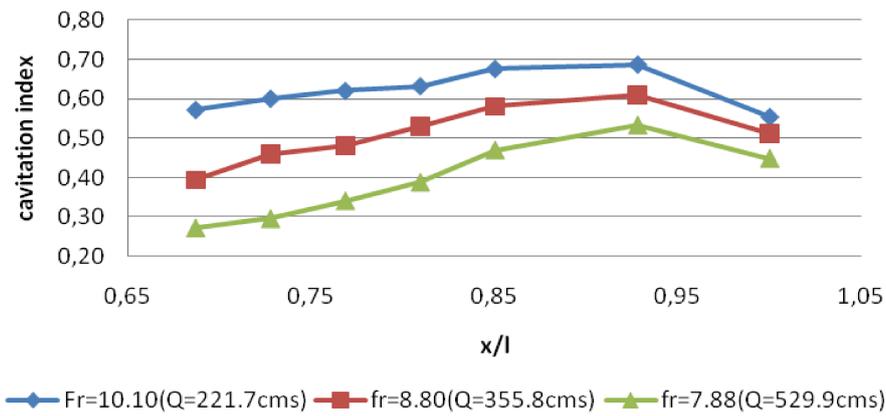


Figure 4 Figure 4: Variations of the cavitation index base on 0.1 percent probably in different discharges on stilling basin bottom

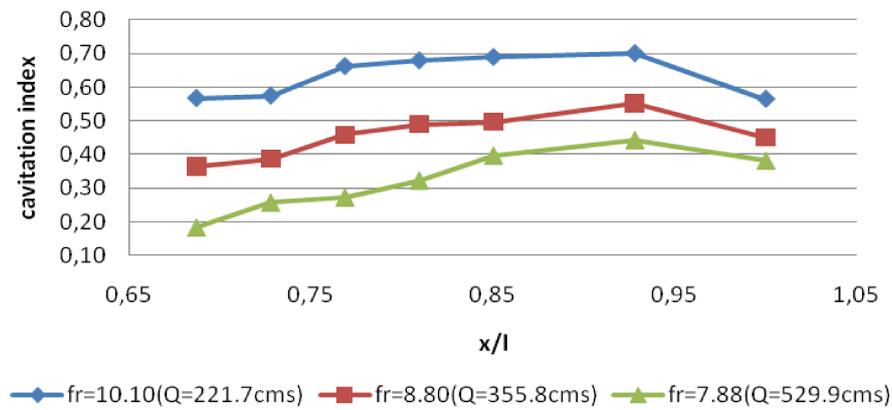


Figure 5 Variations of the cavitation index base on 0.1 percent probably in different discharges on stilling basin right wall

Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen

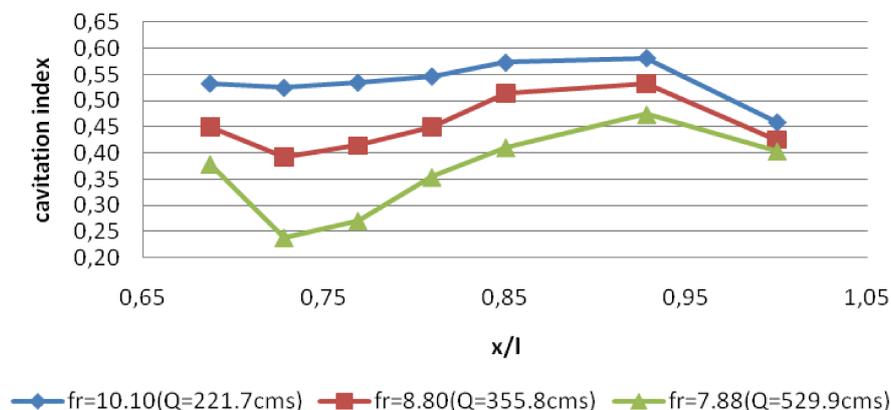


Figure 6 Variations of the cavitation index base on 0.1 percent probably in different discharges on stilling basin left wall

References

- 1-zakeri moghadam,dorghi,aref pur,fathi moghadam(2008)"cavitation examine on balarud dam spillway with physical modeling"
- 2-vatandost, khosrojerdi, kavianpour (2007)" pressure fluctuation coefficient examine in flip bucket"
- 3- vatandost, khosrojerdi, kavianpour (2007)"cavitation potential examine base on dynamic pressure in flip bucket"
- 4- jamal zadeh (2007)"pressure fluctuation examine in stilling basin"
- 5-Kavianpour 1997 The reattaching flow downstream of deflector including the effect of air inject . A Thesis submitted to university of Manchester Institute of science and technology for the degree of PhD.
- 6- Kavianpour 2000 · Effect of air on the structure of flow downstream of ramp Proceeding of international symposium of advanced in hydro-science Engineering
- 7-Narayanan R 1980 cavitation included by turbulence in stilling Basin journal of Hydraulics Div 106 P(616-619)
- 8- Lopardo and verment"model prototype comparisons or Pressure fluctuation in Hydraulic jump energy"
- 9-Blazjewski R (1981) . " cavitation induced by turbulence in stilling Basin", By Narayanan R journal of Hydraulics Div 107 P(234-245)

- 10- Lopardo R.A (1988). "Stilling Basin Pressure fluctuation", International symposium on model Prototype correlation of Hydraullic structure ASCE P(56-73)
- 11- Lopardo R.A., Delio .j.c and vernet ,G.F (1982). "physical modeling on cavitation tendency for macroturbulnce of of Hydraulic jump", international conference on
- 12- visher,Daniel.l.&Hager,Energy disspators/Hydraullic structure designmanual,IAHR,AA Balkema/Roterdam 1965 chap2(P9-23) chap7(P111-115)

Authors:

Amir Khosrojerdi
Water Engineering Dep.,
Science and Research Branch,
Islamic Azad University,
Tehran, Iran,
khosrojerdi@srbiau.ac.ir

Neda Galle-Dari
M.S. Student, Azad University,
Center of Tehran Branch,
Tehran, Iran

Potential und Wirtschaftlichkeit von Pumpspeichieranlagen mit kleinen Fallhöhen

Andreas Schlenkhoff, Dipl.-Ing. Georg Heinz

In Deutschland sind etwa 30 Pumpspeichieranlagen mit einer installierten Gesamtleistung von ca. 7 GW in Betrieb. Dabei stellen die vier größten Kraftwerksanlagen etwas über die Hälfte der Gesamtleistung zur Verfügung. Die meisten der über 700 Stromerzeuger in Deutschland können diese Technologie allerdings nur indirekt nutzen und müssen Lastspitzen durch Zukauf im Spitzenstrombereich kompensieren. Während die Technologie für große Pumpspeicherkraftwerke sehr weit ausgereift und ihre Wirtschaftlichkeit unumstritten ist, fehlt es sowohl an Performance als auch an Technologie für kleine dezentrale Anlagen. In diesem Beitrag soll versucht werden, die Randbedingungen und den künftigen Forschungsbedarf für kleine Pumpspeichieranlagen mit Fallhöhen unter 100 m und Leistungen unter 50 MW zu beleuchten. Die Investitionskosten solcher Anlagen sollten dabei deutlich unter 100 Mio. Euro liegen und wären somit auch für Stadtwerke oder Betreiber von Windparks noch von Interesse. Es wird zudem erwartet, dass für solche Anlagen sowohl der Eingriff in die Umwelt leichter ausgeglichen werden kann, als auch die Akzeptanz bei der Bevölkerung höher ist als bei Großanlagen.

Currently, about 30 pumped storage plants with a total net electrical capacity of 7 GW are running in Germany. Only a few energy suppliers are able to run such large plants, while about 700 smaller have to buy peak load capacity when demanding. But until now, small pumped storage plants lack of economic efficiency due to inadequate technology. In this paper, an economical feasibility study is presented and it is shown, that the economical break even point is about 80 Euro/MWh for peak load energy. Therefore, research for adequate technology should be increased and benefit systems should be considered in order to increase local small power plants performance.

1 Einleitung

In Deutschland sind etwa 30 Pumpspeichieranlagen mit einer installierten Gesamtleistung von ca. 7 GW in Betrieb. Dabei stellen die vier größten Kraftwerksanlagen etwas über die Hälfte der Gesamtleistung zur Verfügung. Zudem verfügen die großen Stromerzeuger zusätzlich im benachbarten Ausland über Beteiligungen an Pumpspeichieranlagen oder an großen Speicherkraftwerken mit ähnlicher Performance. Die meisten der über 700 anderen Stromerzeuger in Deutschland können diese Technologie allerdings nur

indirekt nutzen und müssen Lastspitzen durch Zukauf im Spitzenstrombereich kompensieren.

Während die Technologie für große Pumpspeicherkraftwerke sehr weit entwickelt und ihre Wirtschaftlichkeit unumstritten ist, fehlt es sowohl an Performance als auch an Technologie für kleine dezentrale Anlagen.

In diesem Beitrag soll versucht werden, die Randbedingungen für kleine Pumpspeichieranlagen mit Fallhöhen unter 100 m und Leistungen unter 50 MW zu beleuchten. Die Investitionskosten solcher Anlagen sollten dabei deutlich unter 100 Mio. Euro liegen und wären somit auch für Stadtwerke oder Betreiber von Windparks noch von Interesse. Es wird zudem erwartet, dass für solche Anlagen sowohl der Eingriff in die Umwelt leichter ausgeglichen werden kann als auch die Akzeptanz bei der Bevölkerung höher ist als bei Großanlagen.

2 Kleine Anlagen mit kleiner Fallhöhe

2.1 Allgemeine Randbedingungen

Während Standorte für große und sehr große Anlagen in Deutschland sehr umstritten sind, kann erwartet werden, dass kleinere Anlagen eine höhere Akzeptanz bei der Bevölkerung erfahren. Beispielhaft seien die bestehenden Anlagen genannt, die an der Ruhr oder der Lenne betrieben werden und von der Bevölkerung weder als störend empfunden noch als Eingriff in die Natur aufgefasst werden. Für das Einzugsgebiet der Ruhr konnte in einer Studie gezeigt werden, dass genügend viele potentielle Standorte für Pumpspeicherkraftwerke in der Größenordnung zwischen 1 bis 15 MW und Energieinhalten von 4 bis 60 MWh zur Verfügung stehen. Dies würde zum Beispiel für eine Ergänzung lokaler Windkraftanlagen geeignet erscheinen. Außerhalb des Sauerlandes stehen in NRW allerdings nur wenige Standorte zur Verfügung, die mehr als 50 m Fallhöhe aufweisen. Eine Option könnten daher auch Halden des ehemaligen Bergbaus im Ruhrgebiet sein, die sowohl beträchtliche Größen als auch große Fallhöhen aufweisen. Weiterhin können im Umfeld der bestehenden Stauseen höher liegende Flächen genutzt werden,

2.2 Szenarien

Für eine Systemanalyse folgende Annahmen getroffen wurden: Die Flächengröße liegen zwischen 5 bis 10 ha, die angestrebte Speichergröße liegt zwischen 300.000 und 700.000 m³ und die Fallhöhe sollte zwischen 30 bis 50 m aufweisen. Alle anderen Parameter ergeben sich aus den Örtlichkeiten und sollen für die Untersuchung variiert werden.

2.3 Technologie und Investitionskosten

Für die bautechnischen Belange der Becken kann auf die allgemeine Bautechnik zurückgegriffen werden, die auch bei Großanlagen eingesetzt wird. Dies sind insbesondere der Erdbau und die Fertigung der notwendigen Asphaltflächen im Spezialwasserbau. Die Preise für den geschaffenen Speicherraum schwanken nach überschlägigen Kalkulationen und in Abhängigkeit der Beckenform erheblich und zwar zwischen 20 und 100 Euro/m³. Je nach Flächenangebot kann eine Massen- und Kostenoptimierung des Beckens durchgeführt werden. In der Örtlichkeit sind dem aber Grenzen gegeben. Zudem wirken sich zu groß schwankende Wasserstände ungünstig auf die Wirkungsgrade der Maschinen aus. Für die Nutzung von vorhandenen Gewässern, wie Stauseen oder Kanalabschnitte müssen entsprechende Anpassungen durchgeführt werden, die kostenmäßig in der gleichen Größenordnung liegen und kostenmäßig nicht gesondert berücksichtigt werden.

Für die Turbinen und die Pumpentechnik haben Anfragen ergeben, dass die Kombination aus Fallhöhe (größer als 20 m) und Durchfluss (größer als 10 m³/s) nicht aus dem Standardprogramm abgedeckt werden kann. Dies bedeutet, dass in der Regel Sonderanfertigungen für diesen Leistungsbereich erforderlich sind. Richtpreise können oder wollen die wenigen Hersteller in Deutschland, die diesen Bereich noch abdecken, nicht abgeben. Es müssen daher Annahmen über den maschinentechnischen Teil getroffen werden, der sich an die Großanlagen oder Wasserkraftanlagen anlehnt. Es ist dennoch zu vermuten, dass in Teilen des Leistungsbereichs auf Standardprodukte zurückgegriffen werden kann und somit die Kosten erheblich reduziert werden könnten. Die Erstellung des relativ kleinen Kraftwerkhauses wird entweder in offener Baugrube oder in Schachtbauweise erfolgen. Beides sind hinlänglich gut kalkulierbare Verfahren. Es wurde angenommen, dass der Zulaufdruck etwa 10 m betragen sollte und somit die Baugrubentiefe bestimmt. Die Rohrleitungen können in unterschiedlicher Bautechnik durchgeführt werden. Während bei den kleineren Durchflüssen auch noch Fernwasserleitungen in Betracht kommen, erfordern die größeren Durchflüsse Querschnitte mit mehr als 5 m Durchmesser und somit mehrere Rohrleitungen oder eine Tunnellösung.

Die mit diesen Vorgaben ermittelten Investitionskosten liegen in einem mit kleinen Wasserkraftwerken vergleichbaren Bereich zwischen 1.500 und 3.000 Euro je installierter kW und damit deutlich über den spezifischen Investitionskosten der großen Anlagen. Es lässt sich leicht zeigen, dass bei diesen Investitionskosten eine entsprechende Preisdifferenz zwischen bezogenem Pumpstrom und erzeugtem Spitzenstrom erforderlich ist.

2.4 Kosten für Pumpstrom und Ertrag für Spitzenstrom

Die Kostenstruktur in diesem Bereich ist trotz Transparenz-Gesetz nicht offen einsehbar. Für die Bereitstellung von Reserveleistung (positiv oder negativ) hat sich ein Markt an der EEX (EPEX) Börse entwickelt. Hier können allerdings nur größere Marktteilnehmer Leistungen anbieten. Zudem besteht theoretisch die Möglichkeit am Spotmarkt oder dem „day ahead“ Markt teilzunehmen. Dabei werden unterschiedlich gute Ergebnisse erzielt. Alternativ können Termingeschäfte vereinbart werden. Zudem kann davon ausgegangen werden, dass ein großer Teil der zur Verfügung stehenden Leistung nicht an der Börse, sondern bilateral zwischen den Betreibern der Pumpspeichieranlagen und den Regelzonenbetreibern gehandelt werden. Die Preise für die Netzpflege entziehen sich so der öffentlichen Beobachtung. Dennoch kann versucht werden die Differenz zwischen dem mittleren Preisniveau in Schwachlastphasen und dem mittleren Preis für Spitzenlast als Maßstab für eine wirtschaftlichen Betrieb heranzuziehen. In der Öffentlichkeit werden allerdings meist nur die großen Differenzen wahrgenommen, die dann durch die Medien gehen, wenn für kurze Zeit Pumpstrom für Null Euro angeboten wird, oder sogar in ganz wenigen Fällen für die Abnahme sogar noch Geld bezahlt wird. Genauso darf der Jahresspitzenpreis nicht für eine Wirtschaftlichkeitsanalyse herangezogen werden, da ein Pumpspeicherwerk in herkömmlicher Auslegung etwa an 250 Tagen vier Stunden Spitzenstrom erzeugen sollte, wenn es nicht anderweitig schon im Einsatz ist. Für eine erste Abschätzung könnten 1000 Stunden Turbinenbetrieb und 2000 Stunden Pumpbetrieb angenommen werden. Ob das erreicht werden kann, oder ob höherwertige Leistungen verkauft werden können, entscheidet das kaufmännische Geschick des zukünftigen Betreibers. Damit rechtfertigt sich zunächst aber für diese Studie die Annahme eines mittleren Preises, bzw. einer mittleren Preisdifferenz für Pumpstrom und Spitzenstrom. Diese Preisdifferenz könnte zwischen 20 und 80 Euro/MWh liegen. Dies kann derzeit aber nur sehr schwer prognostiziert werden und soll in der Studie variiert werden. Mit weiter wachsender Windkraft und Beibehaltung der Kernkraftanlagen steht mittelfristig ein massives Überangebot zur Verfügung. Dies bedeutet zwar auf der einen Seite, dass Pumpstrom verhältnismäßig günstig wird, dass aber auf der anderen Seite Spitzenstrom nur begrenzt verkauft werden kann.

2.5 Wirtschaftlichkeitsberechnung für Szenarien

Für eine Abschätzung, ab wann kleine Anlagen eine Wirtschaftlichkeit erreichen könnten, soll die Preisdifferenz zwischen Spitzenstrom (40 bis 100 Euro/MWh) und Pumpstrom (20 Euro/MWh) zwischen 20 und 80 Euro/MWh variiert werden. Hierzu wurden folgende zusätzliche Annahmen getroffen. Baukosten

der bautechnischen Anlagen nach Kostenschätzung. Die Kosten für die Turbine wurden zu 1000 Euro/kW und für die Pumpe zu 500 Euro/kW installierter Leistung jeweils inklusive Maschinen- und Elektrotechnik angesetzt. Der Turbineneinsatz wurde zu 4 bis 7 Stunden und die Pumpeneinsatzzeit zu 12 Stunden je Betriebstag (250 Tage) angenommen. Für die Betriebserhaltungskosten wurden 2% und für die Kapitalkosten 5% der Investitionssumme angenommen. Der Kostenvergleich wurde in Jahreskosten dargestellt. Die angenommenen Kapitalkosten implizieren eine Laufzeit von 50 Jahren. Der Anteil der Pumpkosten an den Jahreskosten beträgt bei 20 Euro/MWh etwa 20%.

Das Ergebnis zeigt, dass für die angenommenen Kombinationen maximal Renditen von 0 bis 2,5% zu erwirtschaften sind. Für einige Kombinationen wird auch ein Verlust ausgewiesen. Der Anreiz dieser Renditen dürfte wohl bei einer solchen Laufzeit zu gering sein, als dass sich viele Investoren finden ließen. Es soll allerdings erwähnt werden, dass Dienste für die Netzpflege deutlich besser honoriert werden, oder auch Kombinationskraftwerke von Interesse sein könnten. Sollte der Pumpstrom zu null Euro bezogen werden können, bzw. die Preisspanne sich der 100 Euro/MWh nähern, dann lassen sich bereits Rendite von 2 bis 6% erzielen. Es muss also festgestellt werden, dass derzeit solche Anlagen noch nicht wirtschaftlich attraktiv genug sind, da sich diese Preisspanne nicht erzielen lässt.

3 Fazit und Ausblick

Eine erste Analyse von möglichen Standorten von Pumpspeicher zeigt, dass auch in NRW ein erhebliches Potential für kleine Pumpspeichieranlagen gegeben ist. Die Wirtschaftlichkeit solcher Anlagen mit herkömmlicher Technik ist aber nicht gegeben. Daher wird vorgeschlagen, dass auch in diesem Bereich der Technologie verstärkte Anstrengungen zu unternehmen sind, die Kosten zu reduzieren. Es sollten daher die entsprechenden Forschungsprogramme für die Energiespeicherung auf die kleine Pumpspeichertechnologie erweitert und gegebenenfalls Anreize entwickelt werden, wenn der Strom bei Windflaute nicht aus dem Ausland bezogen werden soll.

Eine mögliche Ertragssteigerung könnte darin liegen die Anlage nicht wie bisher auf Leistung hin auszulegen, sondern auf Energiespeicherung zu betreiben. Weiterhin scheint das Potential an innovativer Maschinenteknik nicht ausgereizt zu sein. Eine solche Studie wird derzeit an der Bergischen Universität vorbereitet. Kooperationen sind willkommen.

Literatur

BMWi: Energiedaten, September 2010

<http://www.zeit.de/2010/48/Pumpspeicherkraftwerk>

<http://www.rag.de/image.php?AID=6660&VID=0>

<http://www.rag.de/image.php?AID=6661&VID=0>

<http://www.rag.de/image.php?AID=6658&VID=0>

<http://www.transparency.eex.com/de/>

Autoren:

Prof. Dr.-Ing. Andreas Schlenkhoff,
Bergische Universität Wuppertal
Pauluskirchstrasse 7
D-42285 Wuppertal
Tel.: +49 – 202 – 4394234
Fax: +49 – 202 – 4394196
schlenkh@uni-wuppertal.de

Dipl.-Ing. Georg Heinz

Einfluss der Zuströmung auf die Effizienz einer Kleinwasserkraftanlage

Veronika Hecht, Silke Schneider, Snezhana Bozhinova, Nicole Saenger,
Gerald Müller

Um Kleinwasserkraftanlagen an Standorten mit niedrigen Fallhöhen (bis zu 2,5 m) wirtschaftlich und ökologisch nutzen zu können, ist es dringend erforderlich die Effizienz dieser Anlagen zu erhöhen. Maßgebend ist zum einen der Wirkungsgrad des Energiewandlers, zum anderen aber auch der Einfluss der Zuströmung. In diesem Beitrag wird die Effizienz der Wasserdruckmaschine im Hinblick auf verschiedene Zuströmverhältnisse vorgestellt. Aus der Optimierung des Einlaufbauwerks resultierte eine Leistungssteigerung um 8 %.

In order to utilise low head differences (up to 2.5 m) for small hydropower plants in an economically and ecologically way an improvement of efficiency is needed. For this case the performance of the hydropower converter is determinant. Nevertheless the design of the inflow structure can have a positive impact on the efficiency of the hydropower plant. In this paper the performance of the hydrostatic pressure machine, particularly with regard to different inflow situations, is presented. The result from the optimization was an increased power output of about 8 %.

1 Einführung

Das EU-Projekt HYLOW (Hydropower converters for very low head differences) setzt sich das Ziel geringe Fallhöhen bis zu 2,5 m zur Energieproduktion mit einer Wasserdruckmaschine wirtschaftlich und ökologisch nutzbar zu machen. Im Rahmen dieses Projektes wird unter anderem die Effizienz der Wasserdruckmaschine für den Einsatz in Laufwasserkraftwerken untersucht. Wasserdruckmaschinen nutzen das Prinzip der hydrostatischen Druckdifferenz (s. Abb. 1).

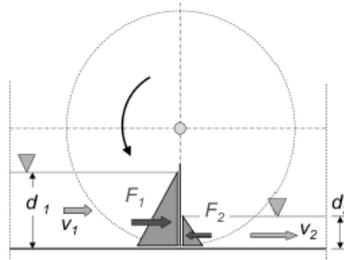


Abbildung 1 Wirkprinzip der Wasserdruckmaschine

An einem bestehenden Wehr am Fluss Iskar in Bulgarien (s. Abb. 2) soll eine Pilotanlage errichtet werden. Zu diesem Zweck wurde ein physikalisches Modell in der Versuchsanstalt für Wasserbau der TU Darmstadt gebaut. Das dreiecksförmige Wehr weist eine Breite von 30 m und eine Fallhöhe von 0,5 m auf. Mit der Erhöhung der Fallhöhe auf bis zu 1,3 m und einem Gesamtdurchfluss von $5 \text{ m}^3/\text{s}$, wovon der hydraulischen Maschine $2 \text{ m}^3/\text{s}$ zufließen, wird die Pilotanlage nicht die maximale Energieausbeute nutzen können. Jedoch kann davon ausgegangen werden, dass so die Anzahl Betriebstage erhöht werden kann, was wiederum eine größere Bandbreite an Messergebnissen liefern sollte.



a)



b)

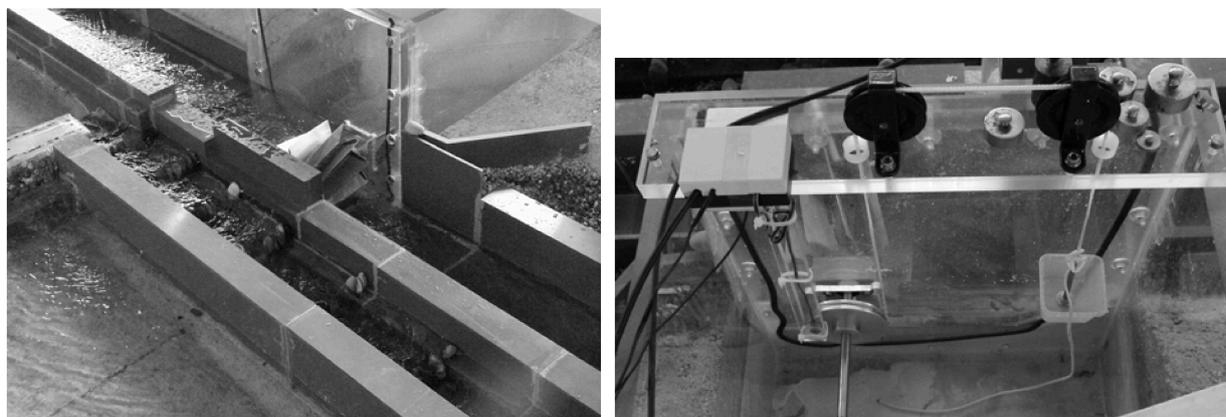
Abbildung 2 Standort für Pilotanlage mit vorhandenem Messwehr vor (a) und während des Baus (b)

Da sich die Vermeidung von hydraulischen Energieverlusten direkt auf die Energieproduktion auswirken und damit auch auf die Effizienz der Anlage, ist eine optimale Anströmung der hydraulischen Maschine nicht unerheblich. Am Modell wurden deshalb verschiedene Einlaufgeometrien getestet.

2 Aufbau des Modells

Am vorhandenen Wehr am Fluss Iskar, Bulgarien, soll eine Kleinwasserkraftanlage mit einer Wasserdruckmaschine installiert werden, die den örtlichen Gegebenheiten angepasst und mithilfe von hydraulischen Untersuchungen an einem physikalischen Modell konzipiert wird. Zur Erreichung des Stauziels muss das Wehr erhöht werden. Zudem wurde das Projekt nur mit der Auflage genehmigt, dass die Anlage vollständig rückgebaut wird. Daraus resultierte die Entscheidung einen Großteil der Anlage aus Gabionen zu errichten. Um den ökologischen Anforderungen zu genügen, ist die Durchgängigkeit durch den Bau einer Fischtreppe zu gewährleisten.

In der Versuchshalle der TU Darmstadt wurde mittels einer Geländeaufnahme des Flussabschnittes ein physikalisches Modell nach dem Froudeschen Modellgesetz im Maßstab 1:15 (Gesamtlänge ca. 15 m, -breite ca. 7 m) gebaut. Die Kalibrierung erfolgte über die Wasserspiegellagen und die Variation der Rauheit im Modell. Ein numerisches 1-D Modell (HEC-RAS) diente zur Validierung. Die Abweichung des physikalischen Modells liegt bei 3 %, die des numerischen Modells bei 4 %.



a)

b)

Abbildung 3 Versuchsaufbau; a) Übersicht, b) Prony-Bremse

Zur Leistungsmessung wurde ein Modellrad mit Prony-Bremse (s. Abb. 3) eingebaut. Mithilfe eines Drehzahlmessers konnte so die Leistung des Energiewandlers bestimmt werden. Der Referenzzustand wurde in Abhängigkeit von der Bremskraft ermittelt.

Abbildung 5 zeigt die untersuchten Einlaufgeometrien im Modell. Zunächst wurde aufgrund der gewählten Baumaterialien und der gewünschten Abweisung von Geschwemmsel am Einlaufrechen der Kopf des Trennpfeilers schräg zur

Hauptströmung ausgebildet und der Einlaufkanal auf eine Länge von bis zu 15 m ausgelegt, um eine ungestörte Zuströmung vor dem Energiewandler zu erreichen. Das optimierte Einlaufbauwerk ist in Abb. 5 unten dargestellt. Die Einlauflänge wurde auf 10 m gekürzt sowie der Trennpfeiler zur Flussmitte hin ausgerichtet.

3 Methoden der Strömungserfassung

Um die Geschwindigkeiten und die Strömungsverteilung im Einlaufbereich zu erfassen kamen Tracerversuche, Particle Image Velocimetry und Flügelmessungen zum Einsatz.

3.1 Tracerversuche

Zur Strömungsvisualisierung können Tracerversuche erste Erkenntnisse liefern. An geeigneter Stelle wird dazu ein Markierungsfarbstoff (Tracer) eingebracht. Im Rahmen der Versuche wurde Kaliumpermanganat als Tracer verwendet. Sowohl die Strömung an der Sohle, als auch an der Wasseroberfläche wurden aufgenommen. Deutlich zu erkennen war eine Wirbelablösung an der Einlaufkante (s. Abb. 4), die den effektiven Einlaufquerschnitt reduziert und somit eine Optimierung des Einlaufbauwerks erforderlich macht.

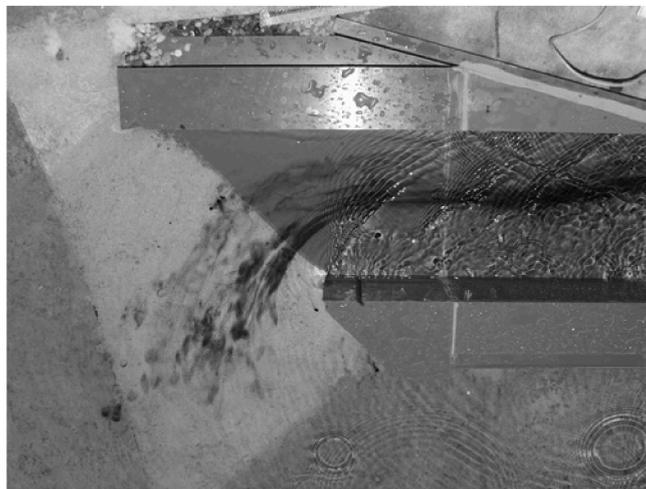


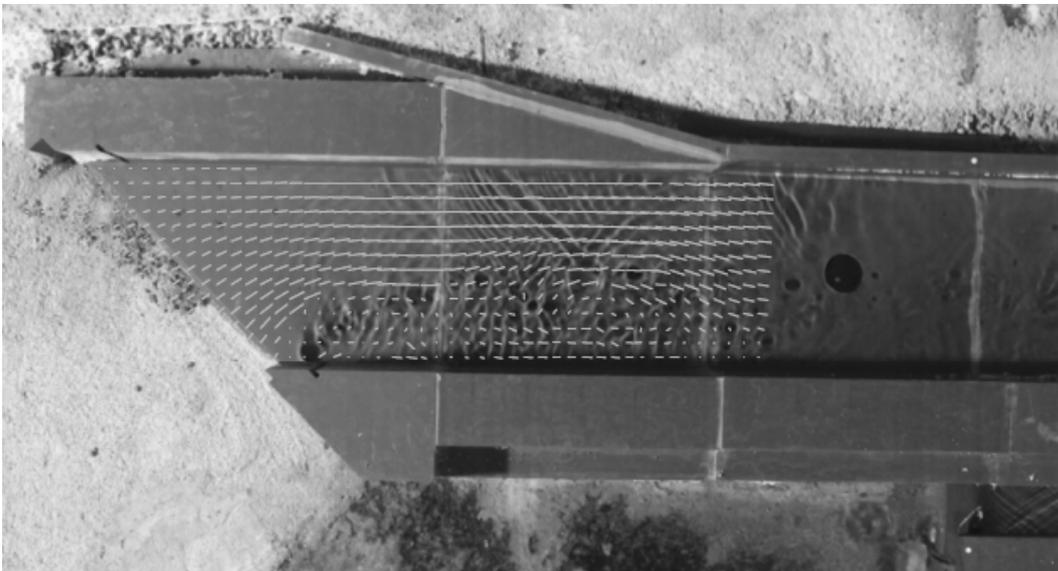
Abbildung 4 Tracerversuch

3.2 Particle Image Velocimetry

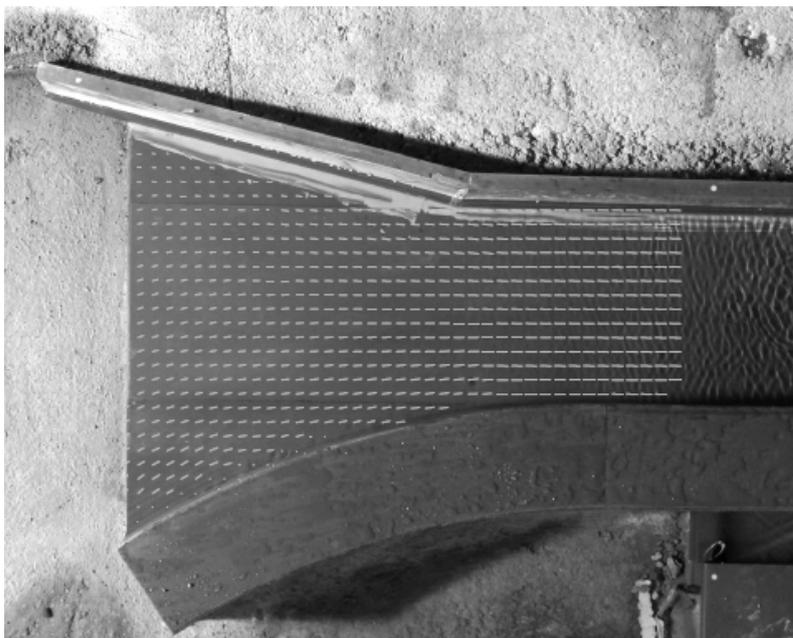
Das Verfahren der Particle Image Velocimetry (PIV) kommt zunehmend im Bereich der Strömungsvisualisierung zur Anwendung. Es gehört zu den bildgebenden Messverfahren. Dabei werden Tracer-Partikel auf die Wasseroberfläche aufgebracht und mithilfe einer Kamera deren zeitliche

Verschiebung aufgenommen. Mit einer geeigneten Software kann so das Geschwindigkeitsfeld in der Ebene (x,y) über die Korrelation zweier aufeinander folgender Bilder bestimmt werden.

Im Rahmen des Modellversuchs wurde mit einer Casio EX-F1 Kamera eine Fläche von ca. $1,2 \times 0,9$ m in einer Höhe von 2 m mit einer Auflösung von 2816×2112 Pixel eine Bilderfolge von 60 Bilder/s aufgenommen. Die verwendeten Tracer-Partikel aus Polystyrol weisen eine Dichte von $0,014 \text{ g/cm}^3$ und einen Durchmesser von $0,5\text{-}1,0$ mm auf. Die Partikel wurden händisch auf die zu untersuchende Fläche gestreut. Die Bildanalyse erfolgte mit der Software VidPIV von Optical Flow Systems.



a)



b)

Abbildung 5 Einlaufgeometrien: Ausgangszustand (a); geänderte Geometrie (b)

Abb. 5a zeigt deutlich die Wirbelablösung im Bereich des Trennpfeilerkopfes. Der Einfluss dieser Wirbelbildung ist bis hin zur hydraulischen Maschine messbar. Das hat eine asymmetrische Anströmung und folglich eine unausgewogene Lastverteilung an der Wasserdruckmaschine zufolge.

In Abb. 5b lässt sich die Vergleichmäßigung der Strömungsverhältnisse über den Querschnitt durch eine Annäherung an die Form einer Einlauftrumpete erkennen. Zudem wird die Geschwindigkeitsverteilung im Kanal gleichförmiger und die absolute Geschwindigkeit verringert sich.

3.3 Flügelmessung

Die Geschwindigkeitsmessungen mittels Messflügel (Schildknecht MiniWater20) diente zur Kontrolle der Ergebnisse aus der PIV-Aufnahme. Über ein Messraster wurden sowohl Geschwindigkeiten als auch die zugehörigen Höhen aufgenommen. Daraus konnte dann der Durchfluss bestimmt werden. Deutlich wurde der Höhenverlust durch die Wirbelablösung. Gute Übereinstimmung ergaben sich beim Vergleich der berechneten Geschwindigkeiten der PIV-Aufnahmen und der Flügelmessung.

4 Auswirkung auf den Wirkungsgrad

Da die Wasserdruckmaschine die hydrostatische Druckdifferenz nutzt, hat ein Höhenverlust – hier durch die Wirbelbildung verursacht – eine direkte Auswirkung auf die Effizienz der Anlage.

Die Leistungsberechnung des Modellrades erfolgt mithilfe der folgenden Gleichung:

$$P = \Delta F \cdot n \cdot 2 \cdot \Pi \cdot R \quad [\text{W}] \quad (1)$$

mit ΔF Kraftdifferenz zwischen Stillstand und Betrieb [N]

n Drehzahl [1/s]

R Radius der Bremsscheibe [m]

Das Modellrad (s. Abb. 6) weist einen Außendurchmesser von 160 mm, eine Breite von 133 mm, einen Nabendurchmesser von 68 mm, 10 Schaufeln mit einem Anstellwinkel von 20° und einen Bremsscheibendurchmesser von 100 mm auf. Die Aufnahmen erfolgten im Referenzzustand. Der Zufluss in das Modell wurde konstant gehalten und entspricht dem Ausbaudurchfluss.

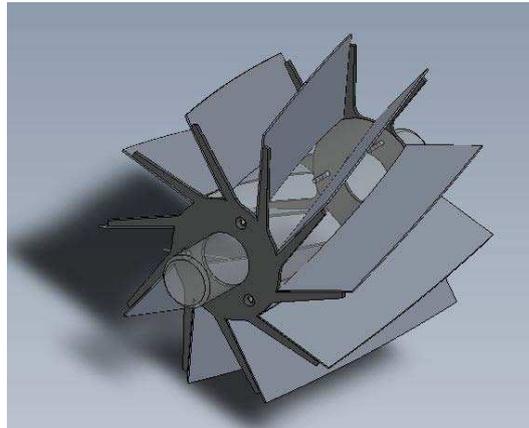


Abbildung 6 Ansicht des Modellrades

Für den Ausgangszustand ergab sich so eine gemessene Leistung von 0,71 W. Demgegenüber ist mit der optimierten Geometrie eine Leistung von 0,76 W zu erzielen. Die Energieausbeute der Anlage kann somit um 8 % gesteigert werden.

Nach Senior (2009) kann eine Wasserdruckmaschine einen maximalen Wirkungsgrad von 82 % erreichen. Vernachlässigt man die Maßstabeffekte kann folglich für die Pilotanlage in Bulgarien eine maximale Leistung von 16,4 kW erzielt werden.

5 Zusammenfassung und Ausblick

Die Untersuchungen am Einlaufbauwerk haben gezeigt, dass durch eine Optimierung der Zuströmung eine deutliche Effizienzsteigerung möglich ist. Zudem kann festgehalten werden, dass instationäre Strömungsverhältnisse sehr gut durch das Particle Image Velocimetry Verfahren abgebildet werden können. Eine Flügelmessung dagegen ist sehr zeitintensiv und ist aufgrund der geringen Wassertiefen in diesem Fall nicht durch eine ADV-Messung zu ersetzen. Hinzu kommt, dass zwar die Ablösung über die Flügelmessung erfassbar ist, eine genaue Darstellung des Strömungsverlaufes jedoch nicht möglich ist, da nur in Fließrichtung gemessen wird. Für die Durchflussmessung ist sie hier jedoch alternativlos.

Bedarf für weitere Optimierungen ergeben sich aus der Erkenntnis, dass der Durchfluss im Einlaufkanal um ca. 10 % geringer ist, als ursprünglich angenommen wurde. Mithilfe von Leiteinrichtungen kann versucht werden den Durchfluss zu erhöhen. Zudem werden Sedimentbeobachtungen zur Beurteilung der Sedimentdurchgängigkeit der Wasserdruckmaschine und der Sedimentbewegung im Fluss durchgeführt und Hochwasserszenarien durchgespielt.

Danksagung

Die Autoren bedanken sich für die Unterstützung der Forschungstätigkeiten durch die Europäische Kommission im 7. Rahmenprogramm, Vertragsnummer 212423.

Literatur

Korbus, H. (Hrsg.): Wasserbauliches Versuchswesen. 2., revidierte Auflage. DVWK-Schriften 39, Hamburg, Berlin, Parey, 1984

Müller, G. Bruce, T. Kauppert, K.: Particle Image Velocimetry: a simple technique for complex surface flows. In: Proceedings of International Conference on River Hydraulics. Riverflow 2002 Conference Lisse, The Netherlands, Sweets & Zeitlinger, 1227-1234

Senior, J. Müller, G. Wiemann, P.: The Development Of The Rotary Hydraulic Pressure Machine. In: Proceedings 32. IAHR Conference Venedig, Paper 32, 2007

Senior, J.: Hydrostatic pressure converters for the exploitation of very low head hydropower, Ph.D. Thesis, Southampton, 2009

Autoren:

Dipl.-Ing. Veronika Hecht,
Dipl.-Ing. Silke Schneider
Technische Universität Darmstadt
Institut für Wasserbau und Wasser-
Wirtschaft, Fachgebiet Wasserbau
Petersenstraße 13
D-64287 Darmstadt
Tel.: +49 – 6151 – 167424
hecht@wb.tu-darmstadt.de
schneider@wb.tu-darmstadt.de

Dipl.-Ing. Snezhana Bozhinova,
Univeristy of Architecture,
Civil Engineering and Geodesy Sofia
1 Hr. Smirnenski Blvd
BG-1046 Sofia
Tel.: +359 – 2– 9635245
snejana_bojinowa@abv.bg

Prof. Dr.-Ing. Nicole Saenger,
Hochschule Darmstadt
Fachbereich Bauingenieurwesen
Fachgebiet Wasserbau
Schöffersstraße 3
D-64295 Darmstadt
Tel.: +49 – 6151 – 168169
nicole.saenger@h-da.de

Dr.-Ing. Gerald Müller,
University of Southampton
School of Civil Engineering and
Environment
Highfield
Southampton, SO17 1BJ, GB
Tel.: +44 – 2380 – 592442
g.muller@soton.ac.uk

Towards a Sustainable Development of Small Hydropower Plants in the Shadow of Achilles Heel in Fthia Region, in Greece

Vassilios G. Stergiopoulos, Alkisti V. Stergiopoulou

Since the ancient time and the Homer's writings in the rhapsodies of Iliad, the region of Fthia, homeland of the immortal Great Achilles, the greatest Greek warrior of the Trojan War, and of his Myrmidons, is generously blessed with karst watercourses, beautiful water falls, and very important untapped small hydropower potential. According to our inventory explorations the unexploited small hydro potential of this region is very promising. Our present action towards the systematic sustainable small hydropower development of the Fthia region, in the shadow of Achille's Heel, concerns the installation of a series of small hydropower plants.

Seit der Zeit der Antiken und des Homers Schriften in der Rhapsodien der Ilias, der Region Fthia, Heimat des unsterblichen großen Achilles, der größte griechische Krieger des trojanischen Krieges und seiner Myrmidonen, ist großzügig mit Karst Wasserläufe gesegnet, fällt schön Wasser und, ganz wichtig ungenutztes Potenzial Kleinwasserkraft. Nach unseren Untersuchungen Inventar das ungenutzte Potenzial Kleinwasserkraft dieser Region ist sehr viel versprechend. Unsere vorliegende Klage gegen die systematische nachhaltige Kleinwasserkraft Entwicklung der Fthia Region, im Schatten der Schwachpunkt und betrifft den Einbau einer Reihe von kleinen Wasserkraftwerken.

1 Introduction

In his famous and full enigmatic symbols of power and hydropower meanings ancient and epic poem of Iliad, Homer, after an invocation to the Muses, magnified the heroism and the rage of Great Achilles, the man of Water and Rock, the great Greek warrior of the Trojan War, and central character of the Iliad. The legend of immortal Achilles tells that he was dipped into the sacred water spring of Styx by his mother, the water goddess, Thetis, in order to make him invulnerable. The mountainous region of Fthia, identified with the Valley of Sperchios River, mostly known for being the homeland of the mythical figure of Achilles, in Central Greece, having a long and elaborate history, is rich in small watercourses and generously blessed with water, with abundant water falls and very important untapped small hydropower potential. Fthia was the country of

Myrmidons tribe, who took part in the Trojan War under the legendary spear and weapons of the immortal Great Achilles, having a fatal weakness of its mortal heel. Since the ancient time of Achilles, of Myrmidons, and the Iliad rhapsodies of Homer, the Fthia region and the Sperchios valley continue to be rich in white gold and in karst watercourses, generously blessed with water, with important water falls and very promising untapped small hydropower potential. According to our inventory explorations, the unexploited small hydro potential of Fthia is very promising. Looking back on historical and mythical figures and gathering hydraulic data, on the Sperchios valley and Fthia region, will probably lead to the optimal exploitation of its very efficient and promising white gold. The present action is a serious effort towards the systematic sustainable hydropower exploitation of the Fthia's hydraulic potential.

2 Towards the Fthia Achilles type white gold

Greece is characterized by a special geomorphologic structure, the result of which is a variety of climatic conditions and the division of its area into a plethora of river basins and a number of water districts. The calculated total theoretical hydropotential obtained for the whole country is around $E_{th} = 30TWh$ (Stergiopoulos, 1991) (Stergiopoulos et al., 2009). The water district of Central Greece 07, covering the Fthia region, occupies a total area of $12.341Km^2$ and contains the Prefecture of Evoia, major parts of the Prefectures of Fthiotida (83.1%), Voiotia (98.5%) and Fokida (41.9%) and smaller parts of the Prefectures of Magnisia (14.9%) and Attica (7.2%), seems to have an important theoretical hydropotential and an important specific theoretical hydropotential (more than $250 KW/Km^2$) (Stergiopoulou, 2007, 2008). The main river basins of this Water District are the River basin of Sperchios River, the river basin of Viotikos Kifissos and the River basin of Asopos River. The mean measured rainfall varies between $560mm/yr$ and $1750mm/yr$ depending upon the different altitudes. The main river of the Fthia region is the river Sperchios. Its basin is located in the NE part of Sterea Ellada. The river catchment covers an area of approximately $1.900 Km^2$. The Sperchios valley is a result of a tectonic graben and lies in the transition area from the inner to the outer geotectonic zones. The name of the river Sperchios, running through the Achilles homeland Fthia valley, comes from the verb "spercho", that means flow rapidly and giving catastrophic flooding. Its headwater is in the mountains of Evrytania (Tymfristos, $2.315m$) and it runs across the Fthia plain, moving eastwards and enters Maliakos bay. The main channel of Sperchios River flows from west to east receiving the fluxes collects 12 main tributaries and 8 secondary tributaries that flow from the mountains Oiti ($2.152m$) and Othrys ($1.720m$), with most of

them, joining the river Sperchios almost at right angles. From its waters a great part of Lamia plain is irrigated. The River Sperchios has a mean annual water discharge of $62\text{m}^3/\text{s}$, varying between $110\text{m}^3/\text{s}$ (in January) and $22\text{m}^3/\text{s}$ (in August). The special idiosyncrasy and the Achilles type river flooding rage give continuous and repeating yearly floods. In the present paper we consider the role of a series of small hydropower plants, in the shadow of Achilles Heel in his homeland Fthia, as an efficient alternative for solving the flood problems in the Sperchios river basin and as modern effort to cover the vulnerable actual heel of Fthia valley. The catchment area of Sperchios River (Fig. 1) is surrounded by Orthris, Timfristos, Vardousia, Iti and Kallidromo Mountains. Among many other, the most important sub-tributaries of Sperchios, from the West to the East, are Roustianitis, Inachos, Vistritsa, Gorgopotamos, Xirias and Asopos.

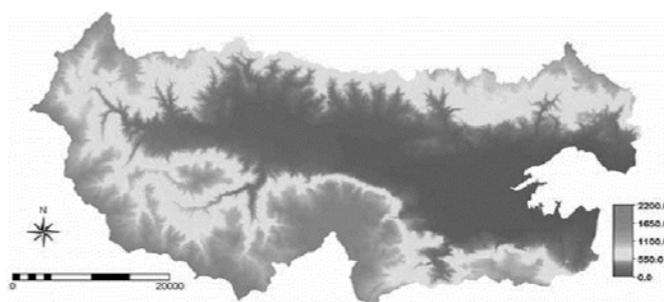


Figure 1 The catchment area of Sperchios River

According to our inventories concerning the small hydroelectric potential of Greece, Fthia region, has a significant hydropower potential of about 500 GWh/year. A potential of about 190GWh/year of hydroelectric energy corresponds to two branches of Inachos and Bistritsa, having a catchment area $A=286\text{Km}^2$, a useful length of about $L=35\text{Km}$, a global available head $\Delta H=1000\text{m}$, a mean flow discharge $Q=4.4\text{m}^3/\text{s}$, and a yearly precipitation height $P=1200\text{mm}$. The Gorgopotamos subbasin has a catchment area of about $A=60\text{Km}^2$, a useful length of about $L=20\text{Km}$, a global available head $\Delta H=1000\text{m}$, a mean flow discharge $Q=2.5\text{m}^3/\text{s}$, a yearly precipitation height $P=850\text{mm}$, and a yearly energy potential $E=108\text{GWh}/\text{year}$. From a small hydropower point of view the upper Sperchios subbasin and tributary presents a certain interest, with a catchment area $A=576\text{Km}^2$, a useful length of about $L=40\text{Km}$, a global available head $\Delta H=1000\text{m}$, a mean flow discharge $Q=4.5\text{m}^3/\text{s}$, a yearly precipitation height $P=1300\text{mm}$, and a yearly energy potential $E=194\text{GWh}/\text{year}$. The special character and violent flooding behaviour of the Sperchios River is the vulnerable Achille's heel of all the Achilles type small hydropower plants of Fthia valley (Fig. 2). This figure presents the famous statue of Achilles dying of the Achilleion from the Corfu Island. That is the reason why such an important small hydropower

activity in Sperchios valley could be also view as a multipurpose activity having an anti-flooding character. The proposed here multipurpose small hydro exploitation of the hydraulic energy of Sperchios River, constitutes an efficient alternative of a controlled small hydro canalisation of the river, into a series of small hydro steps, without destroying the meanders of the main body of the river.



Figure 2 Statue of Achilles dying. The vulnerability of the Achilles heel concerns also the small hydropower plants

3 Towards some Achilles type small hydropower plants in Fthia

Long before engineers built the gigantic multi-megawatt generating plants, in other water districts of Greece, the Gorgopotamos Small Hydropower Plant, of an installed capacity of 660 KW, build in 1903, had been already constructed furnishing electricity to the local industries of Gorgopotamos. Unfortunately, later, with the development of the national grid and the construction of large thermal and hydro power stations, this small hydro plant lost its importance, and with the negative effects of the strong industrial crisis of the last decades, ceased operating (Stergiopoulos, 1991) (Stergiopoulou et al., 2007, 2008). This abandoned plant could be nowadays redesigned, reconstructed and rehabilitated. In the shadow of Achilles, the unexploited small hydro potential, concerning mainly the watercourses of Inachos, Vistritsa, Sperchios, Gorgopotamos, and Roustianitis of the Fthia region, is very promising. The present action towards the systematic sustainable exploitation of the important hydraulic potential of the whole Sperchios valley, concerns the installation of a series of six multipurpose sustainable small hydropower plants, in the shadow of Achilles, without any vulnerable Achilles' heel (Fig. 2), in the sites of Krya Vrissi, Triantafyllia, Thermorema, Perivoli, Roustianitis, and Pougakia, and then, the creation of a future small hydropower plants cascade, including all the most promising sites along Sperchios and Gorgopotamos. One of the most efficient Achilles type small hydropower installations of Fthiotis region is the small

hydro station of Thermorema. This plant is in the limits of the villages Pyrgos and Peristeri of the commune of Ypathi, near in the confluence of the two sub-rivers of Inachos. The total installed capacity of 1.9MW and a yearly production of about 14GWh/ έτος. The available head is of about 260m and the design flow discharge is 1.0m³/sec. The Φ 800/900mm G.R.P. penstock has a length of about 6Km. Some information concerning the Thermorema powerhouse with 3 similar Pelton turbines are presented in the following figure (Fig. 3).



Figure 3 The powerhouse with three similar Pelton turbines in the site of the Thermorema Small Hydropower Plant

A second efficient Achilles type small hydropower concerns the case of the Perivoli II. The initial aim of Perivoli hydro plant actions was to install a cascade of small hydropower plants along the Vistritsa watercourse. Unfortunately only two plants had obtained the required licences. From them, only the downstream small hydropower plant has been installed, well known as the Perivoli II plant. This Perivoli II station is downstream of the village of Perivoli and after a non finished similar station (Perivoli I), upstream of the confluence of the Vistritza and Thermorema branches of the Inachos River. The total installed capacity of the Perivoli II Small Hydropower Plant is 4.5MW. Its yearly production is about 15GWh. The available head is of about 83m and the design flow discharge is 6.0m³/sec. There are two different Francis turbines. The first has a design point with 2.80MW and 600RPM. The second turbine has a design point with 1.7MW and 1.000RPM. In the following figure (Fig.4) is given a general view of the Perivoli II power house site near the watercourse and one of the Francis turbines. Another Achilles type small hydro action concerns the hydro plant of Pougakia, lying upstream from the hydro plant of Roustianitis. The Roustianitis plant installed capacity of the plant is 2MW. There are three vertical axis Pelton turbines, of 695KW, each one. The site of the Roustianitis plant is near the village of Lefkada, of the Commune of Sperchiada. This small hydropower station exploits the hydraulic potential of the small watercourse of Roustianitis.



Figure 4 The power house of the Small Hydro Station Perivoli II and one of the two Francis turbines

The available head is 130m and the design flow discharge is $1,9\text{m}^3/\text{s}$. The hydro plant of Pougakia exploits the hydraulic potential of the watercourse of Zirelorema. Its installed capacity of the Small Hydropower Plant of Pougakia is 0.85MW. The available head is 280m and the penstock length is about 4Km. The site of the Small Hydropower Plant of Pougakia and one of the two similar horizontal axis Pelton turbines of the Small Hydropower Station, with Hitzinger generators, is shown in the following figure (Fig. 5).



Figure 5 A general view of the site of the Small Hydropower Plant of Pougakia, with one of the two similar Pelton turbines

The region of Ypathi and the slopes of the Oiti Mount, have a long hydropower tradition with a series of abandoned watermills and a series of watermills in operation nowadays. Two other efficient small hydropower plants, the small hydropower plant of Krya Vrissi and and the hydropower station of Triantafyllia are in the limits of of Pyrgos village, belonging to the commune of Ypathi. The small hydroelectric power plants of Krya Vrissi and Triantafyllia exploite the hydraulic potential of the small watercourses of Krya Vrissi and Triantafyllia. The main characteristic of both plants is that they have the same powerhouse.

The following figure (Fig.6) gives a general external view of the common powerhouse of the Small Hydropower Plants of Krya Vrissi and Triantafyllia with an internal view of all turbines of both plants.



Figure 6 The common powerhouse of the Small Hydropower Plants of Krya Vrissi and Triantafyllia with 4 in total turbines

The first two similar Pelton turbines, of the previous figure, having an installed capacity 380KW, each one, belong to the hydropower plant of Krya Vrissi. The other two Pelton turbines, of an installed capacity 530KW, each one, concern the Small Hydropower Plant of Triantafyllia. The yearly production of the Small Hydropower Plant of Triantafyllia is about 5.7GWh.

4 Some Fthia's small Achilles hydro remarks

The results obtained and the experiences gained from the installation and the operation of a series of Achilles' type sustainable small hydro plants, and from a series of other case studies for further small hydro exploitation, are very promising. We consider the role of the presence of a series of small hydropower plants, in the shadow of Achilles Heel, as an efficient alternative for solving the strong flooding rage problems of the Sperchios river, and as modern effort to cover the vulnerable actual flooding heel of Fthia valley. It seems that such multipurpose Achilles type small hydro plants could be good examples for further exploitation of the most promising similar sites in the mounts of Fthia, in the valley of Sperchios, with important small hydraulic potential. Nowadays, the principles of sustainability, the rational water use and management, the multipurpose philosophy and the optimal development of sustainable small hydropower plants, is the new Achilles spear and at the same time the new Achilles heel, with a high priority for the tributaries of Sperchios, Inachos, Vistritsa, and of Gorgopotamos, in the valley of Fthia, and for whole Greece. Beyond the mysteries of Achilles' spear, weapons and heel, and beyond the present and future Achilles' type small hydropower plants to be developed in Fthia, the very hydropower enigmatic meanings and correlations of the name of

Achilles with water (the man of Water and Rock), the Achilles heel, with the sacred water spring of Styx and of a series of ancient myths, names, words, will continue nowadays to fascinate, to excite and to puzzle us.

References

- Stergiopoulos, V.: Inventory of Small Hydropower Potential in Greece, C.E.C. Technical Report, Contract no. D.G.XVII/EDET/89-5, C.R.E.S., 1991
- Stergiopoulou, A.: Small Hydroelectric Plants as Modern Works of Rational Water Management of the Mountainous Macedonia, Thesis, Agricultural University of Athens, 2007
- Stergiopoulou, A.: Possibilities of Installing Small Hydropower Plants in Urban and Agricultural Water Networks of Greece, Ms Thesis, National Technical University of Athens, 2008
- Stergiopoulos, V. Stergiopoulou, A. Stergiopoulos, G.: Beyond the Helicon's type hydro plants and the Athenian holistic water management, Proceedings of CEMEPE Conference, 24-28 June 2007, Skiathos, Greece
- Stergiopoulos, V. Stergiopoulou, A. Stergiopoulos, G.: Towards "Olganos" Small Hydro Parks at the Macedonian Vermion Mount, Proceedings der 15 Internationales Seminar-Wasserkraftanlagen im Zeichen des Klimawandels, T.U. Wien, 26-28 November 2008
- Stergiopoulos, V. Stergiopoulou, A. Stergiopoulos, G.: Beyond the Helicon's and the Olganos type small hydropower plants in Greece, Dresdner Wasserbaukolloquium 2009, Wasserkraft im Zeichen des Klimawandels Wasserbauliche Mitteilungen, Heft 39, T.U. Dresden, 12-13 Marz 2009

Authors:

Prof. Dr. d'Etat, Dr.-Ing. Vassilios G. Stergiopoulos
M.Sc. NTUA, Dipl. Agr.-Ing., Alkisti V. Stergiopoulou
ASPETE- Higher School of Pedagogical
& Technological Education
N.Heraklio, 14121 Athens, Greece
Tel.: +30-210-2896783
stergiob1@yahoo.com

Neue Entwicklungen im Bereich Wasserkraft mit niedrigsten Fallhöhen: Das Projekt HYLOW 2011

Müller Gerald

Das Projekt HYLOW hat das Ziel wirtschaftliche und ökologisch verträglich Energiewandler für Wasserkräfte mit niedrigsten Fallhöhen unter 2,5 m zu entwickeln. Innerhalb dieses Projektes werden ein Energiewandler für den Einsatz in Laufwasserkraftwerken, eine schwimmende Anlage für Fluss- und Gezeitenströme sowie eine Anlage für den Einbau in Rohrleitungssysteme bis hin zum Prototypen entwickelt. Hinzu kommt eine die Themen betreffende Analyse der ingenieurtechnisch relevanten historischen Literatur und der Wasserrahmenrichtlinie sowie die Entwicklung angepasster Technologie für den Einsatz in Entwicklungsländern. Alle Prototypen werden ab April 2011 im Einsatz sein, das Projekt endet im Februar 2012.

The project HYLOW has the aim to develop cost effective and ecologically compatible energy converters for hydropower with very low head differences below 2.5m. Within the project, a run-of-river converter, a floating converter for free stream and tidal stream application and a converter for pipe systems will be developed. Additional activities cover the analysis of the European water Framework Directive and of the relevant historic engineering literature as well as the development of appropriate technology solutions for deployment in developing countries. The project ends in February 2012.

1 Einleitung

Seit 2008 läuft das von der Europäischen Kommission unter dem 7. Rahmenprogramm finanzierte Projekt Hylow, das die Entwicklung von wirtschaftlichen und ökologisch effektiven Wasserkraftwandlern für niedrigste Fallhöhen von bis zu 2,5 m zum Ziel hat. Das Projekt hat drei Entwicklungslinien:

1. Die Wasserdruckmaschine, eine neuartige Turbine für Anwendungen in Flüssen und an bestehenden Wehren.
2. Ein schwimmender Wasserkraftwandler zur Nutzung der kinetischen Energie des freien Stroms.
3. In Rohrleitungen integrierte Turbinen für Niederdruckleitungen mit grossen Durchflüssen.

Dabei schliesst die technische Entwicklung auch eine detaillierte Literaturanalyse und ökologische Aspekte, insbesondere die Durchgängigkeit für aquatische Lebensformen und Sediment, ein um die neu entwickelte Technologie kompatibel mit der europäischen Wasserrahmenrichtlinie (WRRL) zu machen, Abb. 1. Das Projekt hat zum Ziel die Technologie bis hin zur Anwendung im Prototypen zu entwickeln.

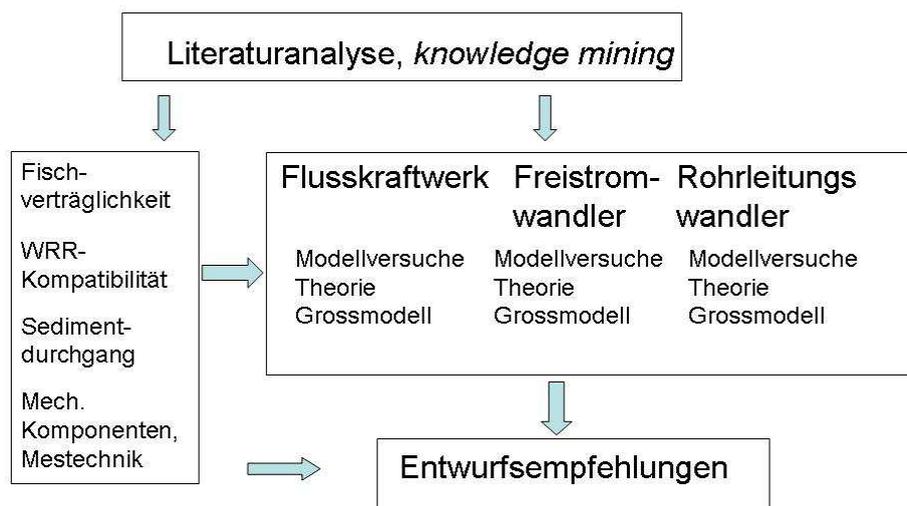
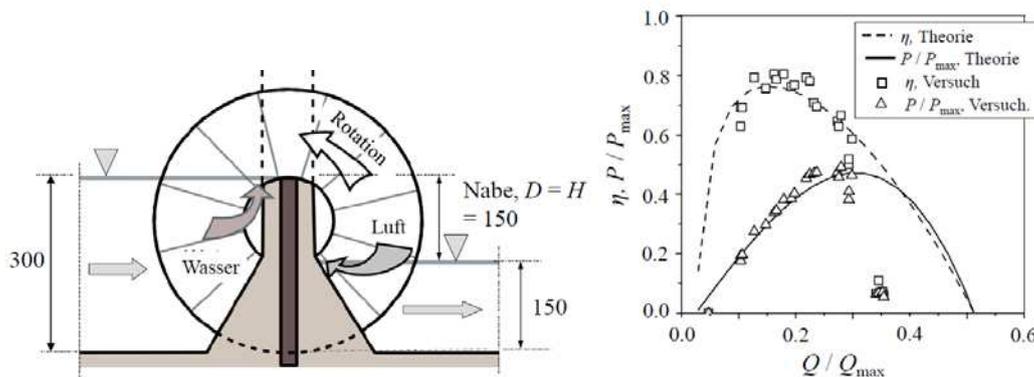


Abbildung 1 Projektstruktur, Müller (2009)

2 Situation

2.1 Technologie

Wasserdruckmaschine (WDM): Die Entwicklung der WDM begann mit einem theoretischen Modell, Abb. 2a, und einer Reihe von Modellversuchen, Abb. 2b, welche die vorhergesagten Eigenschaften der Maschine bestätigten, zu einer Weiterentwicklung der Theorie führten und empirische Koeffizienten für Turbulenzverluste lieferten. Basierend auf den Versuchsergebnissen, wurden zwei Prototypen entwickelt, eine 7 kW-Anlage ($H = 1,2$ m) in einer ehemaligen Mühle in Partenstein / Unterfranken, und eine 20 kW-Anlage ($H = 1,0$ m) an einem für diesen Zweck modifizierten Wehr am Fluss Iskar/Bulgarien. Beide befinden sich derzeit im Bau.

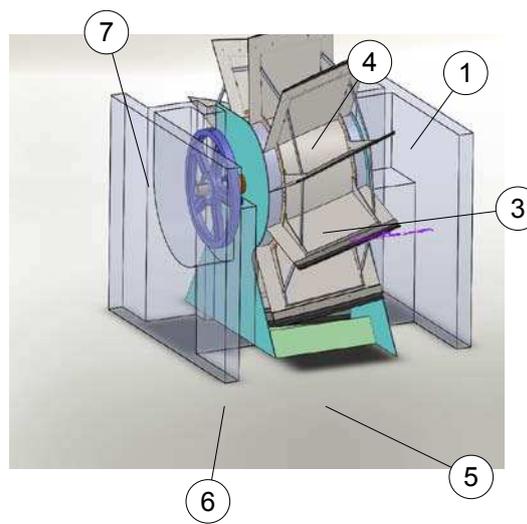


a. Seitenansicht

b. Wirkungsgrad η und normalisierte Leistung P/P_{max}

Abbildung 2 Wasserdruckmaschine

Die Anlage an der Mühle ist ein großmasstäblicher Modellversuch in kontrollierbarer Umgebung, die Installation im Fluss stellt einen Prototypen in der für diese Maschine vorgesehenen Umgebung dar.



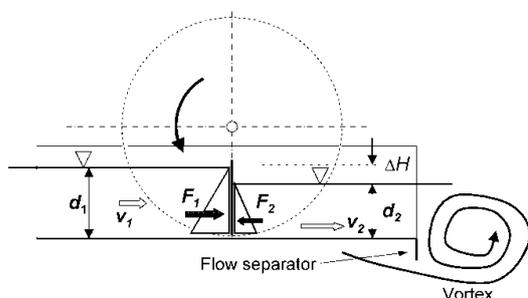
a. Standort Partenstein, $H = 1,2\text{ m}$

b. 7 kW Prototyp

Abbildung 3 WDM - Installation Obere Mühle Partenstein, Unterfranken

Freistromwandler: Der innerhalb von Hylow entwickelte Freistromwandler besteht aus zwei mit einer Bodenplatte verbundenen Schwimmkörpern zwischen denen ein Wasserrad läuft. Eine Abrisskante am Heck sowie eine hecklastige Trimmung sorgen für eine durch Strömungsablösung hervorgerufene Niederdruckzone am Heck, welche einen Wasserspiegelunterschied am Wasserrad bewirkt. Die entstehende hydrostatische Druckkraft treibt das Rad an. Basierend auf den Modellversuchen wurde ein 6m langer, 2,4 m breiter Prototyp mit einem Rad mit 3 m Durchmesser gebaut und getestet. Die Versuche zeigten

Wirkungsgrade von bis zu 30% bezogen auf die projizierte Frontfläche (einschliesslich Schwimmkörper und Abrisskanten).



a. Prinzip

b. Prototyp

Abbildung 4 Free Stream Energy Converter FSEC

Zwei weitere Feldversuche in einem Fluss (Warnow / Mecklenburg-Vorpommern) und in der Gezeitenströmung (Ems, Niedersachsen) sind für dieses Jahr geplant.

Rohrleitungswandler: Zur Nutzung der Energie in Rohrleitungen mit niedrigen Druckunterschieden („Niedrig“ bedeutet in diesem Zusammenhang < 30 m) wurden zwei Konzepte untersucht, in die Leitung integrierte Propellerturbinen und eine auf dem Wankel-Prinzip beruhende Verdrängungsmaschine.



Abbildung 5 Mikro-Propeller in Rohrleitung (Modellversuch, oben) und Installation in einer 10 kW-Anlage in Portugal (unten)

2.2 Literaturanalyse, Wasserrahmenrichtlinie (WRRL)

Literaturanalyse: Im Rahmen dieses Projektes wurde ebenfalls eine Analyse der Literatur zum Thema Wasserkraft mit niedrigsten Fallhöhen durchgeführt; hierbei wurde insbesondere die englische, französische, deutsche und osteuropäische Literatur von etwa 1850 bis 1980 mit dem Ziel untersucht bislang unbeachtete oder vergessen doch nutzbare Konzepte für die Nutzung von Wasserkraften mit niedrigen Fallhöhen zu finden. Dabei wurde von der Arbeitshypothese ausgegangen dass diese Konzepte aufgrund heute vorhandener neuer Materialien, Anforderungen und Berechnungsmethoden möglicherweise wieder angewendet werden können. Verschiedene interessante Maschinen wurden beschrieben, z.B. der hydraulische Akkumulator, die Chinesische Kettenpumpe (Dragon-spine pump), Auftriebsmaschinen, eine ganze Reihe von Freistromwandlern usw. Einige wichtige Informationen für das Projekt konnten aus der Literaturanalyse gewonnen werden; so z.B. der positive Effekt einer hecklastigen Schwimmlage für das FSEC oder eine andere Geometrie der Wasserdruckmaschine. Die Literaturanalyse zeigte jedoch auch dass die ursprüngliche Arbeitshypothese unzureichend war. Wichtiger als die Anwendung neuer Materialien usw. scheint die Übertragung der Konzepte in andere Bereiche zu sein – so hat z.B. die Nutzung von Auftrieb zur Energiewandlung im Bereich der Wasserkraft starke Nachteile (kein kontinuierlicher Betrieb möglich), ist jedoch im Bereich der Wellenenergie durchaus interessant, Müller et al. (2010).

Wasserrahmenrichtlinie: Eine detaillierte Analyse der WRRL mit Bezug auf die Anwendung neuer Technologie zeigte dass die WDM gewisse Vorteile gegenüber herkömmlichen Turbinen hat; hierzu zählt insbesondere die Sedimentdurchgängigkeit und die wahrscheinlich geringere Beeinträchtigung von Fischen beim Durchgang, obwohl dieser Aspekt noch genauer Klärung bedarf.

3 Evolution

3.1 Struktur und Entwicklungsziele

Struktur: Während der Planung insbesondere der Prototypen in Bulgarien wurde wegen der hohen Sedimentführung der Fließgewässer die Notwendigkeit erkannt die Auswirkung der geplanten Anlage auf den Sedimenttransport (Anlandung, Auskolkung?) zu klären. Daher wurde ein neuer Partner, die TU Braunschweig, in das Projekt aufgenommen.

Entwicklungsziele: Die Schwierigkeiten mit der Standortfindung für das Flusskraftwerk in Bulgarien und mit den verbundenen Genehmigungsverfahren führten dazu dass ein neuer Standort für einen (kleineren) Prototypen der mit geringerem Risiko verbunden war gefunden werden musste. Eine ehemalige Mühle in Nordbayern (Partenstein/Unterfranken) wurde hierfür gewählt; die örtliche Situation mit einem Absturz in einem Mühlgraben (d.h. nicht im Gewässer selbst) vereinfachte das Genehmigungsverfahren. Der Standort selbst ist nicht hochwassergefährdet, kann vom Gewässer getrennt werden und ist daher sowohl vom Bau als auch vom Betrieb her einfach.

Systementwicklung: Ebenfalls während der Anlagenplanung wurde auch die Notwendigkeit der Integration der Lastabnahme in den Entwurf klar. Getriebe und Kopplungen stellen einen erheblichen Kostenfaktor dar (etwa 30 – 40% der Gesamtkosten) so dass für ein wirtschaftliches Konzept kostengünstigere Varianten erforderlich sind. Die ursprünglich geplante Evaluierung einfacherer mechanischer Übersetzungen (Triebstockrad) zeigte dass die sehr hohen Drehmomente in der ersten Übersetzungsstufe ebenfalls zu sehr aufwändigen Getrieben führen. Derzeit wird daher eine hydraulische Lastabnahme / Steuerung entwickelt bei der Wasser oder Hydrauliköl von der Maschine unter hohem Druck auf eine Peltonturbine oder in einen Hydraulikmotor gepumpt wird.

3.2 Resource

Ein weiterer Teil des Projektes war die Ermittlung der ungenutzten Wasserkraft mit Fallhöhen von unter 2,5 m in ausgewählten Gebieten; dies erscheint allein deshalb notwendig weil in vielen Studien dieses Potenzial überhaupt nicht berücksichtigt wird, da es keine geeigneten Energiewandler gibt. Die Arbeiten in diesem Bereich ergaben dann allerdings dass ausser ehemaligen Mühlen (etwa 150 – 200 MW in Deutschland) und Wehren an Flüssen (350 MW??) noch weiteres unberücksichtigtes Potenzial besteht: zum einen am Auslauf von Kläranlagen und zum anderen, wesentlich bedeutender, in den grossen Bewässerungssystemen in Ländern wie den USA, Indien, Pakistan, Australien, Argentinien, Kasachstan usw. wo es Hauptkanäle mit Durchflüssen von bis zu 650 m³/s gibt. Diese Kanäle haben abhängig von der Topographie in regelmässigen Abständen Abstürze um den erforderlichen Gradienten des Kanals (*Regime*-Theorie) zu halten, dabei werden diese Abstürze in der Regel mit Höhen zwischen 30 cm und etwa 3m ausgeführt. Die meisten Studien vernachlässigen die Fallhöhen unter 3m ebenfalls, aber durch vor-Ort Nachforschungen wurde es möglich das Potenzial in einigen Kanälen in Pakistan zu ermitteln. So hat z.B. die *Swabi Irrigation Division* (Provinz *Khyber Pakhthunkwha*) bei einer Gesamtlänge der Kanäle von 222.90 km ein praktisch ungenutztes Potenzial von 11,08 MW mit Fallhöhen von 0,26 bis 3,12 m an

insgesamt 446 Standorten, das *Makaland* System hat ein Potenzial von 28,37 MW auf 269,9 km. Die Gesamtlänge der Kanäle in Pakistan beträgt 63.100 km – hochgerechnet ergibt dies ein Potenzial von 5,06 GW für das ganze Land.



a. Ganges Kanal

b. Typischer Absturz

Abbildung 6 Bewässerungskanäle

Dieses Potenzial an Bewässerungskanälen ist mit etablierter Technologie kaum zu nutzen und stellt einen bedeutenden potenziellen Exportmarkt für die in Europa entwickelte Technologie dar.

4 Projekterfahrungen

Die Erfahrungen aus dem Projekt können in technische, organisatorische und vertragsbezogene Erfahrungen unterteilt werden.

Technisch: Die Entwicklung einer neuen Technologie von der Theorie bis zum funktionalen Prototypen innerhalb von drei Jahren hat sich als sehr schwierig herausgestellt; kritische Aspekte wie z.B. Sedimenttransport oder die Lastabnahme wurden anfangs unterschätzt und mussten nachträglich integriert werden. Die vielen auftretenden Verzögerungen führten zu Situationen in denen kritische Entscheidungen mit wenigen bzw. nicht ausreichenden Informationen und schliesslich aus dem Gefühl heraus getroffen werden mussten. Generell sollte für alle projektkritischen Aktivitäten ein unabhängiger Ausweichplan vorhanden sein.

Organisatorisch: Die Projektkoordination ist auch wegen der Berichtspflicht sehr arbeitsaufwändig; der Autor schätzt dass 1,5 Stellen hierfür erforderlich sind. Die Projektevolution war nicht vorhergesehen, und wurde dadurch relativ langwierig. Im Laufe des Projektes zeigte sich dass wegen der relativ starren Kostenerstattung auf der einen, der Projektevolution und den Planänderungen

wegen Verzögerungen auf der anderen Seite der Koordinator weitere Rollen als ‚Projektbank‘, um Mittel bedarfsgerecht für die Partner bereitstellen zu können, und als Arbeitsorganisator (Neuverteilung bzw. Übernahme von Projektaktivitäten anderer Partner bzw. von neu hinzugekommenen Arbeiten). zu übernehmen hatte,

Vertraglich: Die Kontrolle der vertraglich vereinbarten Leistungen und der Finanzen durch die EU ist wesentlich genauer als im vorhergehenden (6.) Rahmenprogramm; die Erfüllung der Leistungen und deren genaue Dokumentation ist daher entscheidend. Ebenso ist die Einhaltung der finanziellen Regeln der EU von allergrösster Wichtigkeit; Verstösse hiergegen können eine Konventionalstrafe und die Sperrung des jeweiligen Partners (d.h. bei einem Universitätsinstitut als Partner würde dies die gesamte Universität betreffen!) von weiteren EU-Projekten für bis zu zwei Jahren zur Folge haben. Die Tatsache dass der Koordinator einziger Vertragspartner der Kommission und als solcher für alle vertraglich vereinbarten Leistungen alleinverantwortlich ist hatte einen großen zusätzliche Kontroll- und Dokumentationsaufwand zur Folge.

5 Entwicklungsstand

Die Entwicklung der verschiedenen Energiewandler stellt die kritischen Aktivitäten des Projektes dar. Während der Freistromwandler FSEC schon im Grossmasstab getestet wurde, sind die beiden WDM's und der Rohrleitungspropeller noch im Bau – diese Arbeiten sind daher etwa 12 -15 Monate im Verzug. Die Gründe hierfür sind vielfältig und reichen von der Suche nach geeigneten Standorten über schwierigen Verhandlungen über Planungs- und Genehmigungsanträgen bis hin zu technischen und personellen Schwierigkeiten. Weitere Verzögerungen sind jedoch wegen des Projektzeitraums nicht mehr möglich, und es wird erwartet dass alle Prototypen bis Mitte April einsatzbereit sind.

6 Schlussbemerkungen

Das Projekt HYLOW hat das Ziel wirtschaftliche und ökologisch verträgliche Wasserkraftwandler für niedrigste Fallhöhen von unter 2,5 m, und für Leistungen von etwa 50 bis 1000 kW zu entwickeln. Innerhalb des Projektes werden drei Technologien (Wasserdruckmaschine für niedrige Fallhöhen unter 2,5 m, Freistromwandler / FSEC zur Nutzung der kinetischen Energie der freien strömung und eine Propellerturbine zum Einsatz in Rohrleitungen) bis zum Prototypen entwickelt. Grossmasstäbliche Versuche mit dem Freistromwandler

haben die Möglichkeiten und Grenzen dieser Technologie gezeigt; die anderen Prototypen befinden sich im Bau und werden spätestens April 2011 in Betrieb gehen. Das Projekt hat sich aufgrund der sich aus den Arbeiten an den Prototypen ergebenden Anforderungen verändert und weitere Arbeitsgebiete (Sedimenttransport, Lastabnahme) sind dazugekommen. Die Erfahrungen aus der Projektleitung deuten darauf hin dass derartige Projekte einen hohen Verwaltungs- und Organisationsaufwand erfordern, und dass die technischen Risiken des Projektes und insbesondere der kritischen Aktivitäten durch Alternativpläne abgedeckt sein müssen. Die sehr genaue Kontrolle der technischen Entwicklung und der Finanzen durch die EU erhöht den Verwaltungsaufwand weiter. Das Projekt ist etwa 12 Monate im Verzug, es wird jedoch erwartet dass alle vertraglichen Verpflichtungen erfüllt werden können. Das Projekt endet im Februar 2012.

Danksagung

Die Autoren bedanken sich für die Unterstützung der Forschungstätigkeiten durch die Europäische Kommission im 7. Rahmenprogramm, Vertragsnummer 212423.

Literatur

Müller G., Brude B., Magagna D und Jenkins R., A non-resonant, buoyancy-type wave energy converter, 3rd International Conference on Ocean Energy, 6 October, Bilbao (2010).

Müller G., Neue Entwicklungen im Bereich Wasserkraft mit niedrigsten Fallhöhen: Das Projekt HYLOW, Wasserbaukolloquium 2009, Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen (2009), S. 179 – 188.

Autor:

Dr.-Ing. Gerald Müller
University of Southampton
School of Civil Engineering and the Environment
Highfield
Southampton SO17 1BJ
Tel.: +44 – 2890 – 59442
g.muller@soton.ac.uk

Großmaßstäbliche Modellversuche mit einem schwimmenden Energiewandler

Frank Weichbrodt, Steffi Dimke, Jana Hadler, Peter Fröhle

The EU financed project HYLOW (Hydropower Converter for Very Low Head Differences) aims at the development and optimisation of a floating small hydropower converter for the energetic utilisation of currents with slow flow velocities (down to 1.0 m/s), which minimises adverse ecological effects of small hydropower devices. The proposed technique should be able to comply with the requirements of the European Water Framework Directive.

This paper describes performed hydraulic field test with a large scale model of the developed free stream energy converter (FSEC) with main focus on the investigation of the floating behaviour of the FSEC, the power output and the estimation of impacts of the FSEC on the environment.

1 Einleitung

Kleinwasserkraft wird heute überwiegend durch Nutzung von vorhandenen oder künstlich geschaffenen Differenzen der Energiehöhen zwischen Oberwasser und Unterwasser (Fallhöhe) erzeugt. Dabei werden aus wirtschaftlichen Gründen bevorzugt Standorte mit größeren Fallhöhen genutzt.

Die European Small Hydropower Association (ESHA, 2007) schätzt das in europäischen Flüssen vorhandene nutzbare Kleinwasserkraftpotential auf 5 GW. Für Deutschland wird das nutzbare Kleinwasserkraftpotential für Fallhöhen bis 2,5 m Deutschland auf 500 MW geschätzt (KÖNIG & JEHLE, 1997).

Neben dem Kleinwasserkraftpotential für Fallhöhen ist ein wesentlicher Anteil des vorhandenen Kleinwasserkraftpotentials als Energie der freien Strömung in Flüssen und Küstengebieten (z.B. Tidenströmungen) verfügbar. Obwohl es bis in die jüngere Vergangenheit Anlagen zur Nutzung von freien Strömungen gab, wird diese Energieform heute kaum genutzt. Dies gilt insbesondere für geringe Strömungsgeschwindigkeiten < 3 m/s.

Derzeit verfügbaren Anlagentechnologien zur Nutzung von geringen Fallhöhen bzw. von geringen Strömungsgeschwindigkeiten sind meist nicht besonders ökonomisch. Oft ergeben sich durch die in der EU-Wasserrahmenrichtlinie festgelegten Anforderungen auch Bedenken hinsichtlich der Vereinbarkeit von

Kleinwasserkraft und Ökologie, die in an vielen Standorten Zusatzbauwerke wie Fischaufstiegsanlagen erforderlich machen.

Die Universität Rostock ist an einem EU-Forschungsvorhaben (7. FRP, HYLOW) beteiligt, in dem Kleinwasserkraftanlagen zur wirtschaftlichen Nutzung von geringen Fallhöhen, freien Strömungen und Druckunterschieden in Wasserversorgungssystemen entwickelt werden sollen. Ein wichtiges Kriterium bei der Entwicklung der Kleinwasserkraftanlagen in diesem Vorhabens ist es, negative Auswirkungen auf die Umwelt zu minimieren, um eine Vereinbarkeit der entwickelten Anlagen mit der EU-Wasserrahmenrichtlinie zu gewährleisten. Insgesamt arbeiten 10 Forschungseinrichtungen bzw. Unternehmen aus ganz Europa über einen Zeitraum von vier Jahren (2008 bis 2012) intensiv zusammen. Das Vorhaben trägt den Titel „Hydropower converters with very low head differences (HYLOW)“.

An der Universität Rostock wird im Rahmen des o.g. Vorhabens und in Zusammenarbeit mit der Universität Southampton eine schwimmende Kleinwasserkraftanlage (Free Stream Energy Converter, FSEC) zur Nutzung geringer Strömungsgeschwindigkeiten entwickelt. Im Rahmen der geplanten Untersuchungen sollen insbesondere die Möglichkeiten und Grenzen von schwimmenden Kleinwasserkraftanlagen mit Fokus auf die Leistung und die Umweltverträglichkeit/Genehmigungsfähigkeit untersucht werden.

Dazu werden an der Universität Rostock Ressourcenanalysen zu nutzbaren Strömungen in Küstengebieten, Untersuchungen zur Vereinbarkeit der zu entwickelnden Anlagen mit den Regelungen der Wasserrahmenrichtlinie sowie – neben theoretischen Betrachtungen – klein- und großmaßstäbliche Modellversuche zur Ermittlung der möglichen mechanischen Leistung durchgeführt.

Sofern für einen potentiellen Standort Informationen zu den hydrodynamischen Bedingungen sowie zu Gewässerquerschnitt und -beschaffenheit vorliegen, können nach Abschluss des Forschungsvorhabens qualifizierte Vorhersagen zur zu erwartenden Leistung der Anlage sowie zum Einfluss der Anlage auf die marine Umwelt getroffen werden. Auf dieser Grundlage können Wirtschaftlichkeitsberechnungen, Betrachtungen zur Energiebilanz und zur Vereinbarkeit der Anlage mit der Umweltgesetzgebung folgen (vgl. Abb. 1).

Die Vorhersagen zur Leistung und zum Einfluss der Anlage auf die Umwelt werden mit Hilfe von numerischen Simulationen getroffen. Die numerischen Modelle können auf Grundlage der Ergebnisse der klein- und großmaßstäblichen Modellversuche im Labor und in der Natur entsprechend kalibriert werden.

Das Forschungsvorhaben HYLOW endet 2012. Im vorliegenden Beitrag werden die ersten Ergebnisse von großmaßstäblichen Modellversuchen (Zugversuche) vorgestellt. Des Weiteren wird ein Ausblick auf die geplanten Versuche in der Natur gegeben.

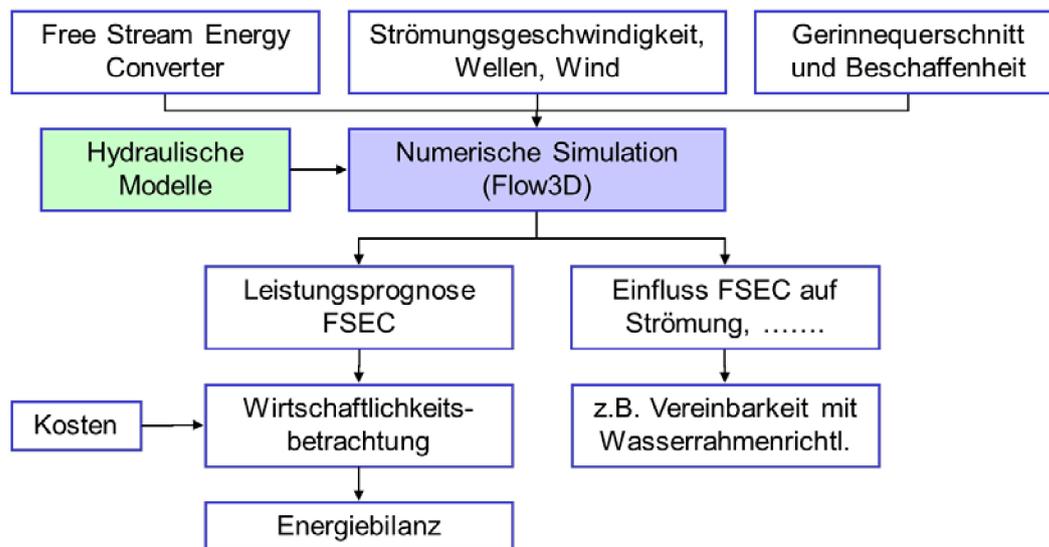


Abbildung 1 Einbindung der hydraulischen Modellversuche in die Vorhersage von Leistung und möglichen Einflüssen auf die marine Umwelt

2 Free Stream Energy Converter und durchgeführte Modellversuche

2.1 Free Stream Energy Converter

In den letzten Jahren wurden verschiedene Konzepte bzw. Anlagen zur Nutzung von freien Strömungen vorgestellt. Viele der vorgeschlagenen Konzepte/Anlagen beinhalten Unterwasser-Installationen, die oft mit hohen Kosten verbunden sind, weisen ein Gefährdungspotential für die Fauna auf (z.B. Unterwasser-Propeller) oder benötigen vergleichsweise hohe Strömungsgeschwindigkeiten, die nur in ausgewählten Bereichen vorkommen (z.B. konzentrierte Tidenströmungen).

Wie bereits angesprochen, sollte im Rahmen des HYLOW-Forschungsvorhabens eine Kleinwasserkraftanlage entwickelt werden, die auch geringe Strömungsgeschwindigkeiten (1,0 m/s) wirtschaftlich nutzen kann und nur geringen Einfluss auf die marine Umwelt ausübt. Aufgrund dieser Anforderungen wurde eine Anlage entwickelt, die den Gewässerquerschnitt nur partiell versperrt (schwimmend), mit geringen Drehgeschwindigkeiten arbeitet

(<10 u/min) und geringe Fließgeschwindigkeiten vor und hinter der Anlage erwarten lässt, um Fische vom Passieren der Anlage fernzuhalten.

Der entwickelte Free Stream Energy Converter (FSEC) besteht aus zwei Schwimmkörpern, die mit einer Bodenplatte verbunden sind und aus einem darauf installiertem Wasserrad mit geraden Schaufelrädern, um ggf. einen Einsatz in tidebeeinflussten Gebieten mit wechselnden Strömungsrichtungen zu ermöglichen (vgl. Abb. 3). Das Wasser wird beim Einströmen in die Anlage kanalisiert und der relative Wasserspiegel erhöht sich vor dem Rad etwas, da sich das Rad vergleichsweise langsam dreht. Durch Wasserspiegelunterschiede vor und hinter dem Wasserrad kann neben der kinetischen Energie des Wassers zusätzlich der hydrostatische Differenzdruck ($P_1 - P_2$, vgl. Abb. 2) zum Antrieb des Rades genutzt werden. Es wurde angenommen, dass der Wasserspiegelunterschied mit Separatoren am Heck der Anlage beeinflusst werden kann.

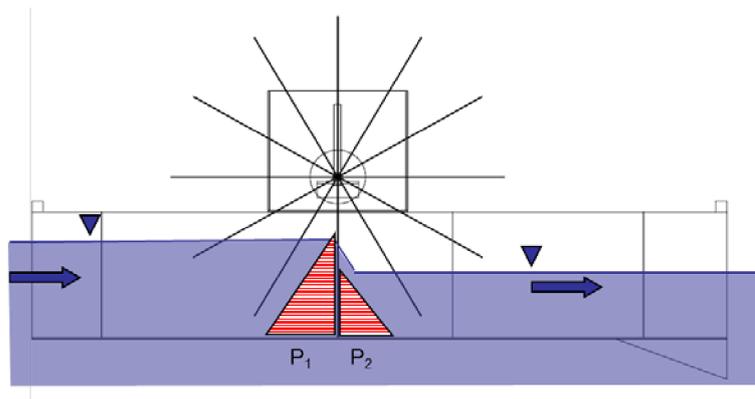


Abbildung 2 Querschnitt Free Stream Energy Converter, schematisch

2.2 Großmaßstäbliche Modellversuche

Auf der Grundlage theoretischer Überlegungen sowie der Ergebnisse kleinmaßstäblicher hydraulischer Modellversuche im Labor (Universität Southampton, Universität Rostock) und in der Natur (Zugversuche mit einem ca. 2,0 m langen Modell) wurde ein großmaßstäbliches Modell des FSEC mit einer Länge von 7,60 m, einer Breite von 2,40 m und einer Höhe von 1,40 m aus Stahl hergestellt. Die Schwimmkörper des Modells sind mit Ballasttanks ausgestattet, um die Anlage in der Längsachse trimmen zu können. Abb. 3 zeigt eine Visualisierung des Modells.

Es ist geplant, die Leistung und den Einfluss dieses Modells auf die Umwelt an zwei Standorten in der Natur zu untersuchen. Um vor der Ausbringung des Modells an den konkreten Standorten weitere Erfahrungen mit dem Schwimmverhalten des Modells zu sammeln und die mechanische Leistung des Modells bei unterschiedlichen Strömungsgeschwindigkeiten zu messen, wurden auf dem Gelände des Marinestützpunkts Warnemünde Zugversuche mit dem Modell durchgeführt.

Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen

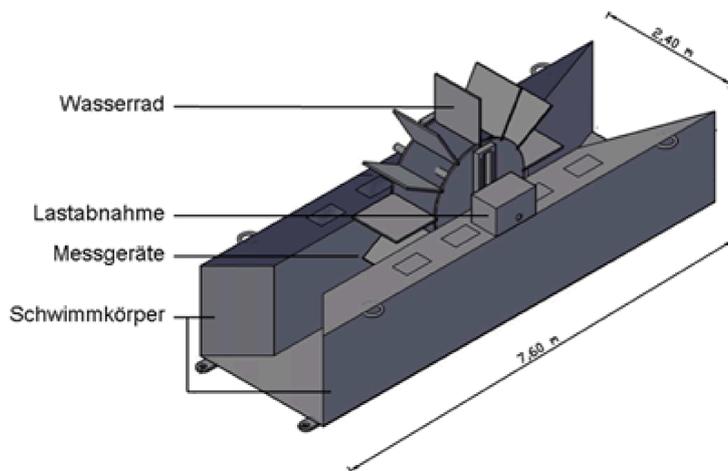


Abbildung 3 Querschnitt Free Stream Energy Converter, schematisch

Das Modell wurde, wie in Abb. 4 dargestellt, mit einem Elektrofahrzeug gezogen. Die Länge der zur Verfügung stehenden Messstrecke betrug ca. 200 m. Das Modell wurde mit Zuggeschwindigkeiten zwischen 0,5 m/s und 1,5 m/s gezogen. Die Kontrolle der Geschwindigkeit erfolgte mit einem GPS-Sensor und nachfolgender Korrektur der GPS-Daten.

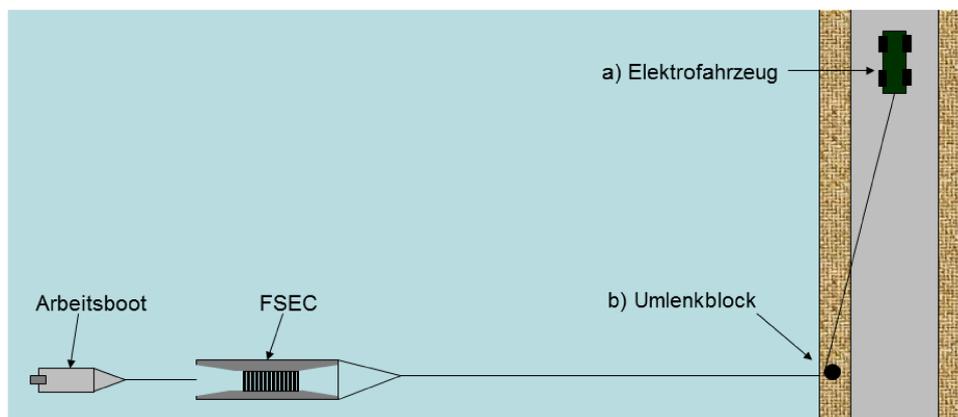


Abbildung 4 Durchführung Zugversuche, schematisch

Im Rahmen der Versuche wurden sieben unterschiedliche Geometrievarianten getestet, die sich durch die Anbringung unterschiedlicher Separatoren an Bug und Heck voneinander unterscheiden. Geometrie I wurde ohne Separatoren getestet. Geometrie II und VI sind beispielhaft in Abb. 5 dargestellt. Um den Einfluss der Breite der Separatoren auf die Leistung zu bestimmen, wurden in Geometrie II (90° Separator umlaufend am Heck) zwei unterschiedliche Separatorbreiten (0,35 m und 0,75 m) getestet. Abb. 6 zeigt das großmaßstäbliche Modell mit der Geometrie II (0,35 m) und das Elektro-Zugfahrzeug.

Während der Zugversuche wurde die Leistung in Abhängigkeit von Zug-/Strömungsgeschwindigkeit, die Strömungsgeschwindigkeit an verschiedenen Positionen der Anlage, die Wasserspiegellagen vor und hinter dem

Energiewandler, sowie Bewegungen der Anlage erfasst. Die mechanische Leistung des FSEC wurde aus Drehzahl des Wasserrades und Bremsmoment errechnet (Umwandlung der Energie mit einer Reibungsbremse). Ein Generator oder ein Getriebe wurde bei den Modellversuchen nicht eingesetzt. Auswirkungen der Anlage auf die Umwelt konnten bei den durchgeführten Versuchen nur eingeschränkt (Strömungsgeschwindigkeiten im Umfeld der Anlage) erfasst werden.

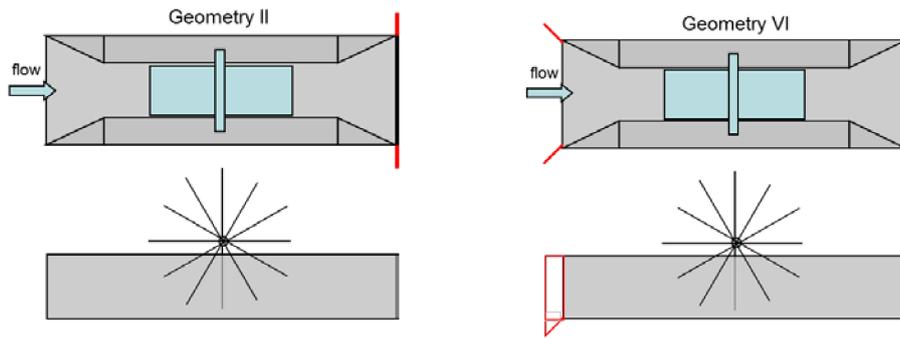


Abbildung 5 Geometrie II und IV des Versuchsprogramms, Grundriss und Längsschnitt



Abbildung 6 Versuche Marinestützpunkt Warnemünde, Geometrie II (0,35 m), Foto: M. Knüppel

3 Ergebnisse der Modellversuche

Schwimmverhalten:

Die Schwimmlage des Modells ist stark von der Zug-/Strömungsgeschwindigkeit und, wie erwartet, von der Menge des Ballastwassers abhängig. Der Einfluss der verschiedenen Separatoren sowie der Drehzahl des Wasserrades ist weniger stark. Um eine horizontale Schwimmlage zu erreichen, ist bei einer Zuggeschwindigkeit von 1,0 m/s ein aufrichtendes Moment von ca. 14 kNm und bei 1,5 m/s von ca. 28 kNm erforderlich. Für die Bemessungsgeschwindigkeit (max. zulässige Strömungsgeschw.) ergibt sich ein erforderliches aufrichtendes

Moment in Höhe von ca. 47 kNm.

Bei den Modellversuchen wurde das aufrichtende Moment mit Ballastwasser erzeugt. Für weitere Versuche in der Natur soll ein Ausleger mit einem verstell- und lenzbaren Schwimmkörper am Bug der Anlage (bzw. an Bug und Heck für Tidegebiete) installiert werden.

Da der Versuchsstandort gut vor Seegang geschützt war, können noch keine Aussagen über den Einfluss von Seegang auf das Schwimmverhalten bzw. auf die Leistung gemacht werden. Ein Schwegen der Anlage in Längsrichtung wurde erst bei vergleichsweise hohen Zuggeschwindigkeiten beobachtet.

Leistung:

Die während der FSEC-Modellversuche ermittelten Leistungen und Wirkungsgrade sind neben der Zuggeschwindigkeit von der Schwimmlage, der Geometrie des FSEC (Anordnung Separatoren) und von der Drehzahl des Wasserrades abhängig. Bei einer Längsneigung des FSEC nach vorn wurden die geringsten Leistungen/Wirkungsgrade gemessen, da der Durchfluss durch die Anlage in diesem Fall gering ist. Eine leicht zum Heck (3-4°) geneigte Schwimmlage erhöht die Leistung.

Die höchsten Leistungen von bis zu bis 1,6 kW wurden bei Zuggeschwindigkeiten von 1,5 m/s für die Geometrie II gemessen. Größere Separatoren erzeugten höhere Leistungen. Wie die Versuchsergebnisse zeigen, werden vergleichsweise hohe Leistungen und Wirkungsgrade bei geringen Drehzahlen des Wasserrades (3 bis 5 u/min) erreicht.

Die in Abb. 7 dargestellten Leistungen wurden bei Zug-/Strömungsgeschwindigkeit von 1,0 m/s und einer horizontalen Schwimmlage ermittelt. Die in Abb. 8 dargestellten Wirkungsgrade beziehen sich auf den gesamten angeströmten Querschnitt inklusive der Separatoren. VT stellt die Geschwindigkeit der Spitze der Wasserradschaufeln dar.

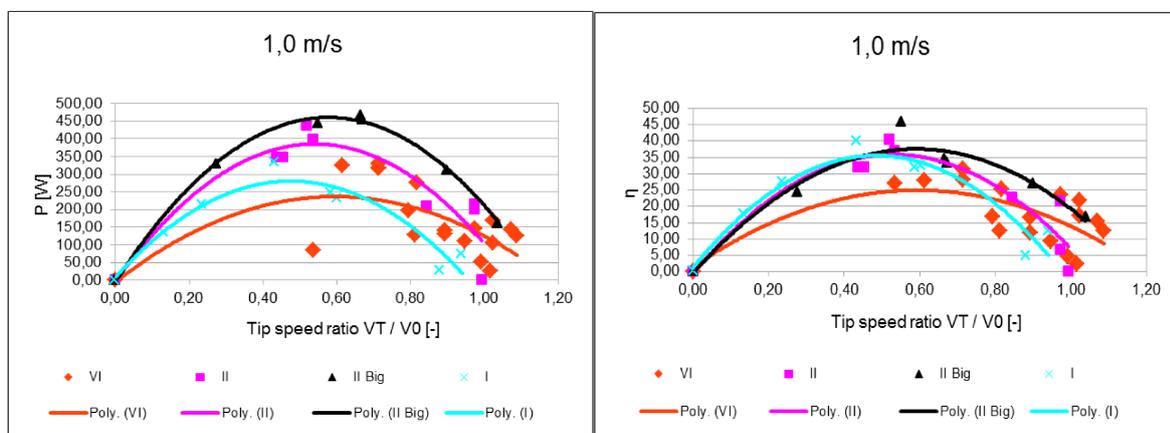


Abbildung 7 Leistung (links) und Wirkungsgrad (rechts) des FSEC-Modells bei 1,0 m/s Zuggeschwindigkeit

Einfluss auf die Umwelt:

Wie bereits erwähnt, können nach den ersten Modellversuchen nur eingeschränkt Aussagen über den Einfluss auf die Umwelt gemacht werden, da sich die Anlage nicht in einem natürlichen Gerinne befand und gezogen wurde. Die Messergebnisse zeigen aber, dass die Strömungsgeschwindigkeit sich im Bereich des Ein- und Auslaufs der Anlage im Vergleich zur Anströmgeschwindigkeit (in diesem Fall die Zuggeschwindigkeit) reduziert. Unter der Annahme, dass Fische hohen Strömungsgeschwindigkeiten folgen (Lockströmung) ist dieses Ergebnis positiv zu bewerten.

Ein Aufstau von Wasser (Änderung des Wasserspiegel) außerhalb der Anlage wurde nicht beobachtet.

4 Zusammenfassung und Ausblick

Im vorliegenden Beitrag wurden großmaßstäbliche Modellversuche mit einem Free Stream Energy Converter vorgestellt. Die Ergebnisse zeigen, dass mit einem schwimmenden Converter der beschriebenen Bauweise Wirkungsgrade bis >40% erreicht werden können. Da die theoretische Leistung bei geringen Strömungsgeschwindigkeiten stark abnimmt und der Gewässerquerschnitt nur partiell verbaut wird, sind die zu erwartenden Leistungen für geringe Strömungsgeschwindigkeiten im Vergleich zu konventionellen Kleinwasserkraftanlagen gering. Für höhere Strömungsgeschwindigkeiten sind deutlich höhere Leistungen zu erwarten.

Durch die Bauweise des FSEC kann eine Vereinbarkeit mit den Zielen der Wasserrahmenrichtlinie ohne Zusatzbauwerke erreicht werden, da Flora, Fauna und Sedimente den Standort der Anlage nahezu ungehindert passieren können.

Das großmaßstäbliche Modell wird im Frühjahr 2011 in einem Naturversuch im oberen Flussabschnitt der Warnow (Mecklenburg-Vorpommern) getestet. Ziel der Untersuchungen ist die Überprüfung der bei den Zugversuchen ermittelten Messergebnisse. Besonderes Augenmerk liegt auf den Untersuchungen zum Einfluss der Anlage auf die Umwelt. Die Versuche werden von Fischbiologen der Universität Southampton begleitet. Im Herbst 2011 ist die Ausbringung des Modells in die Ems geplant.

Die Ergebnisse der großmaßstäblichen Modellversuche sind für die Überprüfung der Ergebnisse der im Vorhaben durchgeführten numerischen Simulationen und die anschließende Kalibrierung sehr wertvoll, da Modelleffekte, wie sie in hydraulischen Laborversuchen auftreten (Versperrung usw.) nahezu ausgeschlossen werden können. Auf der anderen Seite unterliegen Versuche in der Natur Schwankungen, die die Wiederholgenauigkeit beeinträchtigen.

Um weitere Konfigurationen der Geometrie des FSEC schnell und kosten-

günstig testen zu können, werden numerische Simulationen mit der Simulationssoftware Flow-3D durchgeführt. Die Flow-3D Software ist in der Lage Strömungen mit freien Oberflächen- bzw. Mehrphasenströmungen zu simulieren.

Das Forschungsvorhaben wurde im 7. Rahmenprogramm der Europäischen Union (FP 7) gefördert. Die Autoren danken für die finanzielle Unterstützung und die Begleitung durch die Mitarbeiter der EU. Unser Dank gilt auch den Mitarbeitern des Marinestützpunktes Warnemünde sowie allen Personen, die das Forschungsvorhaben direkt oder ideell unterstützt haben und dem Projektkoordinator.

Literatur

ESHA, 2007, European Small Hydropower Association web site:
<http://www.esha.be> (accessed 30.03.2007)

KÖNIG F. & JEHLE C.: Bau von Wasserkraftanlagen, 3. Aufl., C.F. Müller Verlag Karlsruhe, 1997

Müller G. and Senior J., „Die Wasserdruckmaschine mit freier Oberfläche – ein neuer Energiewandler für sehr niedrige Fallhöhen, Zehntes Internationales Anwenderforum Kleinwasserkraftwerke, Ostbayerisches Technologie-Transfer Institut

Senior J., “Hydrostatic pressure converters for the exploitation of very low head hydropower”, Ph.D. Thesis, University of Southampton (2009)

Autoren:

Dr.-Ing. Frank Weichbrodt,
Dipl.-Ing. Steffi Dimke
Dr.-Ing. Peter Fröhle
Universität Rostock, AUF
Küstenwasserbau
Justus-von-Liebig-Weg 6
18059 Rostock
Tel.: +49 – 381 – 4983681
Fax: +49 – 381 – 4983682
frank.weichbrodt@uni-rostock.de
steffi.dimke@uni-rostock.de
peter.fröhle@uni-rostock.de

Dipl.-Ing. Jana Hadler
Universität Rostock, MSF
Lehrstuhl für Konstruktionstechnik/CAD
Albert-Einstein-Straße 2
Rostock
Tel.: +49 – 381 – 4989181
Fax: +49 – 381 – 4989172
jana.hadler@uni-rostock.de

Design and construction of a novel low head hydropower convertor at River Iskar, Bulgaria

Konstantin Azmanov, Snezhana Bozhinova, Ivan Andreev

Significant unused potential in rivers for small hydro with very low heads (i.e. between 0.5 m and 2.5 m) is still available worldwide and particularly in Europe. Moreover, preliminary investigations in some European countries show that this low head hydropower potential is remarkably high. It is known that the existing water turbine types are not enough economically efficient within this head range. Hence, due feasibility and environmental reasons, innovative solutions for water power use of such low head sites are needed.

A new type of hydropower converters for very low head range is currently being developed within the European Research Project HYLOW in the 7th FW Program of the EC. One of the new types of converters within the research project is Hydrostatic Pressure Machine (HPM). It employs the hydrostatic pressure differences between up - and downstream reaches of the machine. A large scale model (LSM) of the Hydrostatic Pressure Machine (HPM) was built to test the newly developed technology and to determine the efficiency during operation in natural environment at full prototype scale. This paper presents the milestones in the process of design and construction of the LSM.

1 Introduction

The development of the new type energy convertor – Hydrostatic Pressure Machine (HPM) is a complex set of activities and tests on different scale models within the research project HYLOW. Construction and model test of the LSM of HPM is one stage in this study and allows assessing the new technology in real natural conditions and environment. The design of the LSM of HPM is based on theory and previously performed laboratory tests on idealized model. The HPMs are envisaged to be installed in already existing structures in rivers or channels which are abandoned and are not in operation or at structures used for other purposes (irrigation for example). An appropriate site for HPM installation should meet following requirements - heads between 0.5 m and 2.5 m, and available water discharges of 6-8m³/s. In the frame of this study, the chosen site for LSM installation is at River Iskar, Bulgaria and offers all necessary conditions. It is a weir formerly constructed for water discharge measurements upstream of the large Iskar reservoir in the frame of another research project.

2 Design and construction of the facilities for HPM installation

2.1 Installation site

The installation site at the River Iskar is located after its conjunction with Palakaria River. It is a sill formerly constructed for another research project, completed several years ago. The site is chosen since it offers acceptable head difference and flow rate, and is easy accessible. The site location and the existing sill are shown below (Fig.1)



Figure 1 Installation site at River Iskar and photographs of the existing sill under different flow conditions.

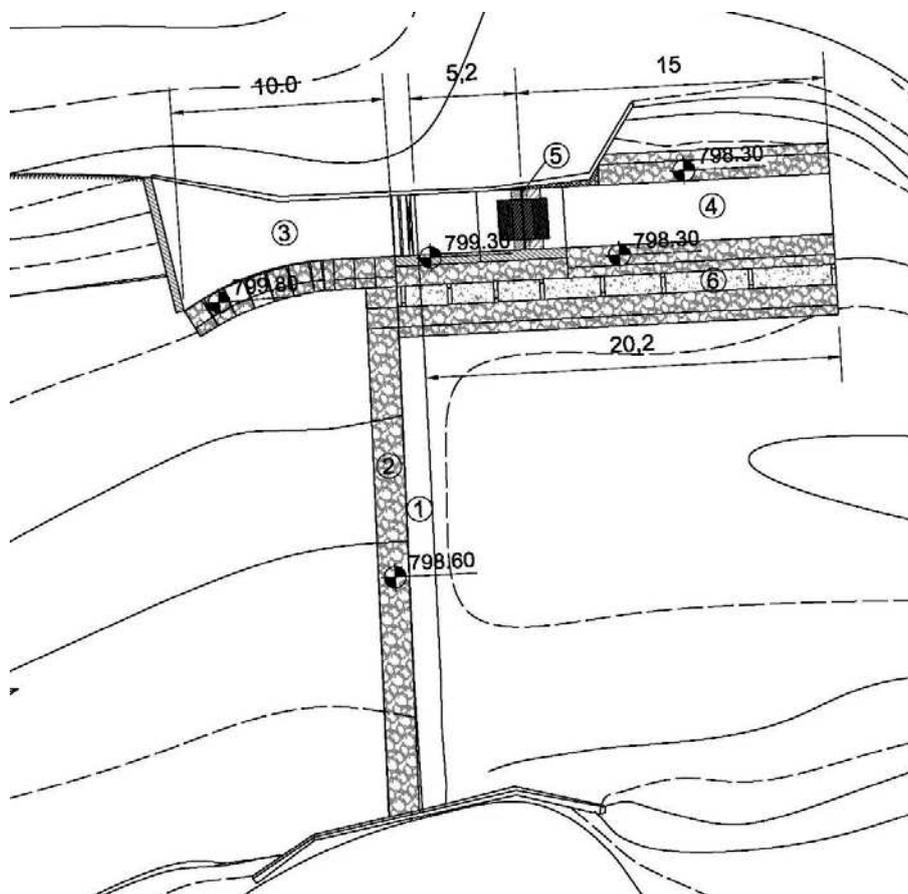
2.2 Reconstruction of the existing facilities

As already mentioned above, the existing structure at the LSM installation site was used for another research project in the past. For that reason, some changes in the shape of the weir and its height became necessary to be performed. The weir was reshaped and slightly heightened in order to meet the new requirements for the LSM installation. For this installation, a new channel was constructed. As the LSM is a temporary structure which should be decommissioned after the end of the project, all construction / reconstruction works have been done mainly using gabions which was considered to be the

most suitable solution in this case. For insuring impermeability of the weir and channel walls, a shotcrete cover was implemented.

For reaching the needed elevation of 798.60 of the weir crest and re-shaping it horizontal, two rows of gabions with dimensions 1.5x1x1m and 1x1x0.5m were placed upstream of the existing weir (Fig.2 and Fig.3).

The channel for HPM installation has been constructed from gabions as well. The length of both inlet and outlet parts of the channel (i.e. the up - and downstream of the machine) is 15,00 m each (Fig.2 and Fig.3). The channel width is variable in the inlet part from 6, 80 m to 3, 00 m. The width of the outlet part of the channel is 3, 00 m.



1 – existing weir; 2 – gabion part of the weir after reconstruction; 3 – inlet part of the channel; 4 – outlet part of the channel; 5- HPM; 6- fish pass

Figure 2 Layout of the LSM installation site at River Iskar.



Figure 3 Installation site view after reconstruction of the existing facilities

3 Large scale model of the hydrostatic pressure machine

3.1 Design of LSM of the hydrostatic pressure machine (HPM)

The design of LSM of the HPM has been performed based on previously conducted laboratory tests by the Technical university of Darmstadt (TUD) and the University of Southampton as well as on the design of a medium-scale model of the HPM to be installed at the channel of a former mill in Partenstein, Germany.

The design discharge for the LSM of the HPM at River Iskar, Bulgaria is $2 \text{ m}^3/\text{s}$ with head differences of 1,0-1.3 m. The elevation of the hub axis of the installed machine is 798.20. The diameter of wheel of the machine is $d = 2,40 \text{ m}$ and the width is 2,0 m. The hub of the wheel has diameter of 1,02 m. The number of blades is 10, and they are set at an angle of 15° to the axis of rotation of the wheel (Fig4). The expected maximum power output is 13.7 kW (mech.) for a rotational speed of 16 rpm.

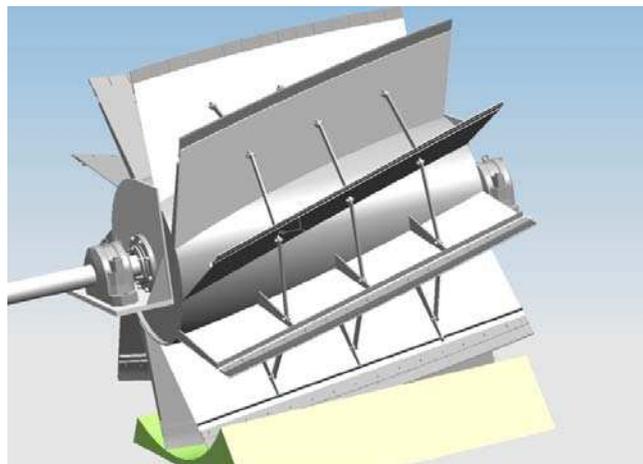


Figure 4 General view of the HPM wheel.

3.2 Construction of a LSM of the hydrostatic pressure machine

The fabrication of a LSM of the HPM has been performed by Energoremont - Plovdiv, Ltd. The main components of HPM are: wheel ($D = 2,40$ m), axis, bearings, torque sensor, couplings, generator and foundation. During the test operation in the frame of the project, the HPM will be run isolated from the common electrical grid. The produced electricity will be consumed by load resistors and used for charging a battery as well as for supplying the measurement equipment.



Figure 5 Photograph of the assembled LSM of the HPM at the factory.

Conclusion

The aim of this paper is to present main activities related to LSM installation and HPM operation. Due to unexpected flood event causing some damages at some parts of already constructed facilities, installation of the HPM at River Iskar was postponed. The emphasis of the paper was shifted to the design and construction of the facilities for installation of the LSM of HPM and machine fabrication.

References

- Schneider, S., Saenger, N., Müller, G., Kisliakov, D.: Annual report WP2 at EU-Project “Hylow” (2009).
- Kisliakov, D., Bozhinova, S., Schneider, S., Saenger, N., Müller, G., Azmanov, K., Andreev, I.: Annual report WP3 at EU-Project “Hylow” (2009).
- Azmanov, K., Andreev, I., Saenger, N., Schneider, S., Kisliakov, D., Bozhinova, S.: Annual report WP4 at EU-Project “Hylow” (2009).

Authors:

Dipl.-Ing. Konstantin Azmanov
Energoremont, Ltd.
Plovdiv

Tel.: +359– 2– 952 33 27
k.azmanov@gmail.com

Dipl.-Ing. Snezhana Bozhinova
UACEG
Hristo Smirnenski-Blvd., 1
1046 Sofia

Tel.: +359 – 898 –787950
snejana_bojinowa@abv.bg

Dipl.-Ing. Ivan Andreev
ISTA Andreeva Ltd.
Rezbarska – Str., 7
1510 Sofia
Tel.: +359– 2– 847 20 60
Fax: +359– 2 – 845 21 65
office@ista-bg.com

Wasserdruckrad für Fallhöhen unter 1 m und Leistungen bis 30 kW

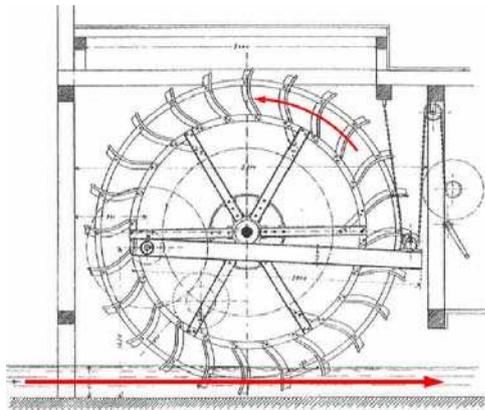
Müller Gerald

Das Wasserdruckrad wurde als Energiewandler für niedrigste Fallhöhen von 0,1 bis etwa 1m entwickelt. Theoretische Arbeiten und Modellversuche zeigten dass der Wirkungsgrad mit abnehmender Fallhöhe zunimmt und 60 bis 90% beträgt. Der grosse Schaufelabstand und die kontinuierliche Sohle lassen gute ökologische Eigenschaften erwarten, die sehr einfache Konstruktion mit einer neuartigen hydraulischen Lastabnahme deutet auf niedrige Baukosten hin. Mit dem Wasserdruckrad kann das vorhandene Potenzial an Wasserkraft mit niedrigsten Fallhöhen möglicherweise in wirtschaftlicher und ökologisch verträglicher Form genutzt werden.

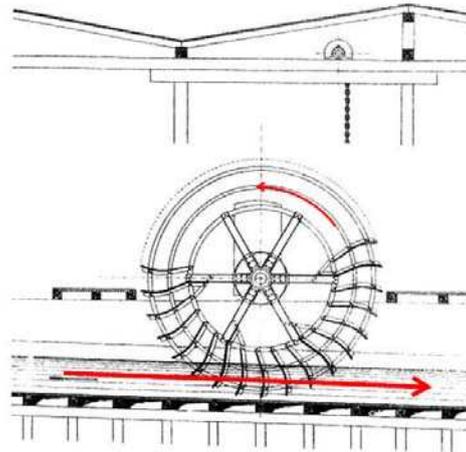
The Hydrostatic Pressure Wheel was developed for the exploitation of hydropower with very low head differences between 0.1 and 1.0 m. Theoretical work and model tests showed that the efficiency ranges from 60 to approximately 90%, and increases with reducing head differences. The large distance between blades, and the continuity of the bed indicate good ecological potential. Its very simple construction with a novel hydraulic power take-off system make the wheel cost-effective. With the Hydrostatic Pressure Wheel, the existing hydropower potential with very low head differences can potentially be utilised economically in an ecologically acceptable way.

1 Einleitung

Für die Nutzung der niedrigsten Fallhöhen zwischen 10 cm und etwa einem Meter gibt es nur wenige geeignete Wasserkraftmaschinen, wobei die Mehrzahl kinetische Energiewandler mit niedrigem Wirkungsgrad darstellen. Dabei wird die Fallhöhe genutzt um das Wasser zu beschleunigen; das Wasserrad wandelt dann die kinetische in mechanische Energie um. Der einfachste Energiewandler ist das Stromrad im unterkritischen Abfluss, Abb. 1a. Der theoretische maximale Wirkungsgrad dieser Stromräder ist 29,6%. Abb. 1b zeigt ein Stromrad in schiessendem Abfluss, $D = 5.2$ m. Der maximale theoretische Wirkungsgrad dieses Stromrads im Schussgerinne beträgt 40%. Eine weitere Variation des Themas ist das sogenannte Poncelet-Rad, Abb. 2a, dessen Wirkungsgrad üblicherweise als etwa 60% angegeben wird, während Poncelet's Versuche Wirkungsgrade von 42 bis 56% ergaben, Weisbach (1883).



a. Stromrad, Müller (1899)



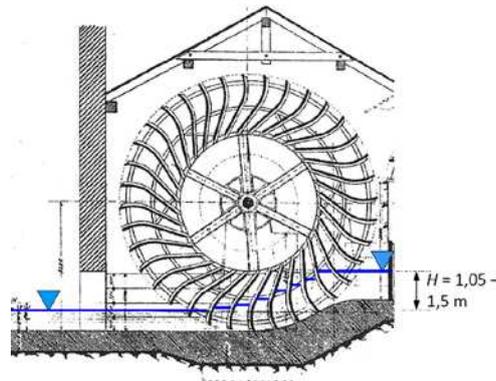
b. Stromrad im Schussgerinne

Abbildung 1 Impulsräder

Sogenannte Zuppinger - Niedergefällerräder wurden für Fallhöhen grösser als etwa 0,7 m verwendet. Diese Räder hatten jedoch Durchmesser von 6 – 7,5 m, und eine hohe Schaufelzahl (36 – 42 Schaufeln) so dass ein hoher Bauaufwand erforderlich war. Abb. 2b zeigt ein typisches Beispiel ($D = 6.5 \text{ m}$, $\eta = 68\%$).



c. Poncelet-Rad



d. Zuppinger-Niedergefällerrad, Müller (1899)

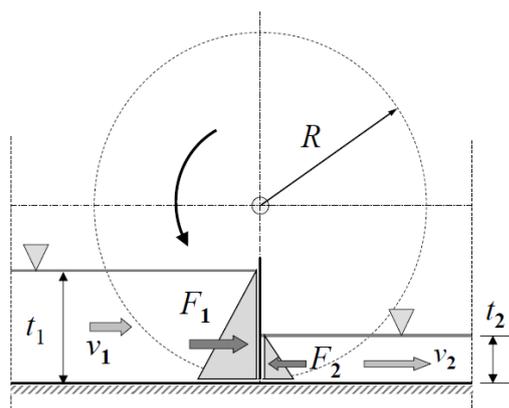
Abbildung 2 Niedergefällerräder

2 Das Wasserdruckrad

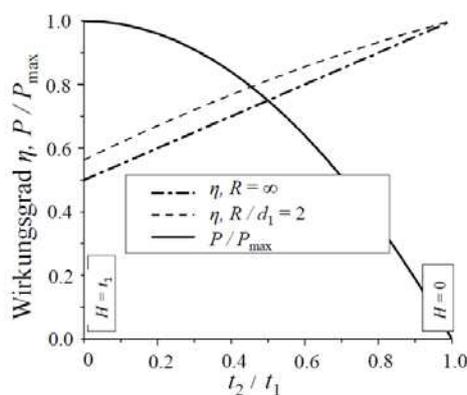
2.1 Theorie

Basierend auf theoretischen Überlegungen wurde an der Universität Southampton das Wasserdruckrad als Energiewandler für niedrigste Fallhöhen entwickelt, Müller und Senior (2007). Das WDR besteht aus einem einfachen Wasserrad mit geraden radialen Schaufeln welche am Boden in einer Krümmung die einem Schaufelabstand entspricht laufen. Das WDR schliesst damit den Wasserspiegel oberstrom gegenüber dem Abfluss unterstrom ab, und

funktioniert als ein Wehr, Abb. 3a. Sobald das Rad sich dreht, fließt das Wasser oberstrom mit einer Geschwindigkeit v_1 , unterstrom mit einer größeren Geschwindigkeit v_2 . Dabei wirken zwei unterschiedlich grosse hydrostatische Kräfte F_1 und F_2 auf die Schaufel und erzeugen eine Leistung P , die dem Produkt aus wirkender hydrostatischer Kraft $F_{\text{hyd}} = F_1 - F_2$ und der Vorwärtsgeschwindigkeit $v_R (= v_1)$ des Rades entspricht.



a. Prinzip



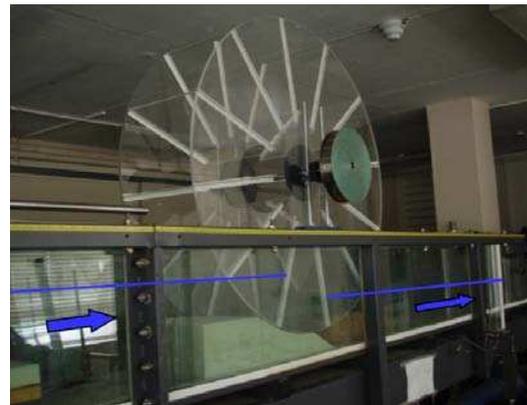
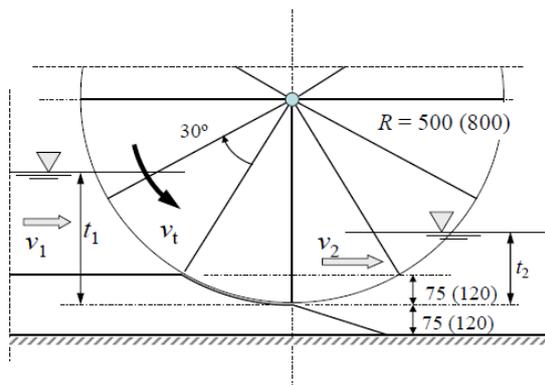
b. Theoretische Wirkungsgrade

Abbildung 3 Wasserdruckrad – Theorie, Senior et al. (2010)

Eine genauere Betrachtung zeigt dass die hydrostatischen Kräfte wegen ihrer unterschiedlichen Position auf dem Rad mit endlichem Radius unterschiedliche Geschwindigkeiten besitzen; dies erhöht den Wirkungsgrad etwas. Abb. 3b zeigt den Wirkungsgrad für zwei Fälle (unendlicher Radius, $R = 2 t_1$); der Wirkungsgrad beträgt 50% für $t_2 / t_1 = 0$, und steigt auf den theoretischen Wert von 1,0 für $t_2 / t_1 = 1$.

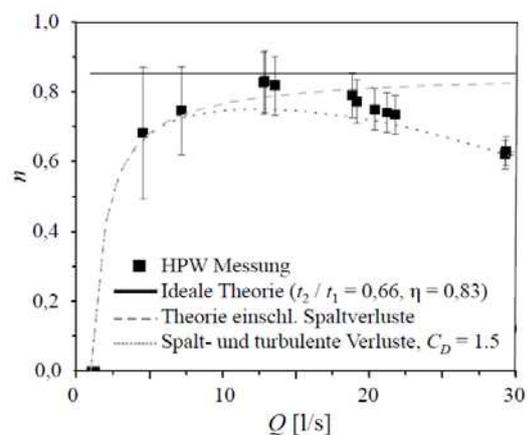
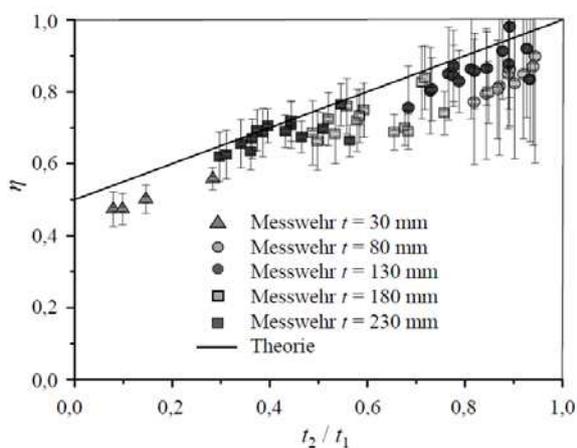
2.2 Versuche

Um die Theorie zu überprüfen, wurden an der Universität Southampton zwei Serien von Modellversuchen mit Raddurchmessern von 1,00 und 1,80 m durchgeführt. Abb. 4a zeigt eine Seitenansicht der Modelle (die Maße in Klammern gelten für das Rad mit 800 mm Radius), Abb. 4b das 500 mm Modell im Stömungskanal. In Abb. 4c ist der Wirkungsgrad als Funktion von t_2 / t_1 für das 500 mm Rad gezeigt. Der maximale Wirkungsgrad liegt sehr nahe am theoretischen Wert und bestätigt die Theorie sowohl was Werte als auch den Parametereinfluss angeht. Abb. 4d schließlich zeigt den Wirkungsgrad als Funktion der Schaufelgeschwindigkeit bzw. des Durchflusses. Um den Einfluss der Verluste theoretisch zu erfassen, wurde ein vom Quadrat der Geschwindigkeit und einem Verlustbeiwert abhängiger Verlustterm in die Summe der Kräfte eingeführt.



a. Modellgeometrien und -maße

b. Seitenansicht

c. Wirkungsgrad η als Funktion von t_2 / t_1 d. Wirkungsgrad η als Funktion von Q **Abbildung 4** Wasserdruckrad – Modellversuche ($R = 500$ mm)

3 Bewertung

Das Wasserdruckrad ist ein sehr einfacher Energiewandler dessen Wirkungsgrad mit abnehmender Fallhöhe zunimmt, und den Bereich von 57% bis über 90% abdeckt. Damit ist theoretisch die Möglichkeit gegeben auch kleinste Fallhöhen von 10 cm aufwärts kostengünstig zu nutzen. In der Praxis ergeben sich allerdings einige Nachteile:

1. Bei größeren Radgeschwindigkeiten steigen die turbulenten Verluste sehr stark an.
2. Die Drehzahlen im Vollmasstab sind mit 1,5 bis etwa 4-5 U/min relativ gering; es entstehen sehr grosse Drehmomente welche kostenaufwändige Getriebe notwendig machen.
3. Der Betrieb muß drehzahlvariabel sein um wechselnde Wassermengen bei gleichbleibenden Wasserständen verarbeiten zu können.

Weitergehende Arbeiten zielen daher zum einen auf die Verringerung der turbulenten Verluste. Die vielfältigen Anforderungen – ökologische Verträglichkeit und Wirtschaftlichkeit – zusammen mit den spezifischen neuen

Eigenschaften des Rades (Sohlkontinuität, hohe Drehmomente) bedeuten jedoch dass eine Optimierung der hydraulischen Eigenschaften bei weitem nicht ausreicht um eine funktionale, wirtschaftliche und ökologisch akzeptable Lösung zu erreichen. Dies führte zur Notwendigkeit einer Systementwicklung welche Hydraulik, Ökologie, Maschinentechnik, Lastabnahme und Steuerung umfasst.

3.1 Verluste

Die Wirkungsgradkurve in Abb. 4b zeigt deutlich den Einfluss der Spaltverluste bei niedrigen Durchflüssen. Spaltverluste dominieren den unteren Leistungsbereich. Um diese Verluste zu minimieren, und um die Durchgängigkeit für Sediment zu ermöglichen, wurde die Unterkante der Schaufeln in eine Richtung biegsam gestaltet. Dies erlaubt im Vollmasstab eine geringe Spaltbreite von weniger als 3 mm.

3.2 Konstruktion

Insbesondere bei Anlagen mit kleinen Leistung sind Kostenbetrachtungen entscheidend wichtig. Dies hat zur Verwendung von einfachen Stahlrohren als Hohlwellen für die Achse geführt. Die Struktur des Rades ist denkbar einfach; zwei kreisförmige Flansche werden mittel Manschetten auf die Welle aufgebracht. An den Flanschen sind dann die Schaufeln als gerade Schaufelblätter die durch einfache Stahlprofile gehalten werden befestigt. Abb. 5 zeigt ein 1,80 m Grossmodell das in dieser Form gebaut wurde und derzeit getestet wird, dort ist auch die flexible Schaufelunterkante deutlich sichtbar.



Abbildung 5 Modellversuch $D = 1,90$ m, $P = 200$ W

3.3 Ökologische Verträglichkeit

Gegenwärtig wird ebenfalls die Fischdurchgängigkeit des WDR mittels Versuchen am im Bild 5 gezeigten Modells durchgeführt; zunächst um den Einfluss der vom Rad erzeugten Turbulenz festzustellen. Dabei zeigte sich dass die Fische weder durch die von den Schaufeln erzeugte Turbulenz noch durch die Geräusche abgeschreckt werden. Weitere Versuche zur tatsächlichen Durchgängigkeit werden vorbereitet. Aufgrund der relativ grossen Schaufelkantenabstände (selbst im Modell sind es 47 cm), und aufgrund der flexiblen Kanten werden allerdings nur geringfügige und selten auftretende Schädigungen erwartet. Die Kontinuität der Sohle in Verbindung mit den flexiblen Schaufelkanten erlaubt den Durchgang von Sediment, und würde daher im Gegensatz z.B. zu Turbinen eine der Hauptanforderungen der Europäischen Wasserrahmenrichtlinie erfüllen.

4 Lastabnahme und Steuerung

4.1 Lastabnahme

Die Abnahme der Last von der Welle bringt die Anforderung der Wandlung sehr hoher Torsionsmomente bei niedrigen Drehzahlen auf hohe Drehzahlen mit sich. Getriebelösungen sind sehr kostenintensiv und bringen sehr hohe Gewichte weswegen derzeit hydraulische Lastübertragungen entwickelt werden. Die einfachste derartige Übertragung ist eine doppelt wirkende Kolbenpumpe, mit der bei hohem Druck Wasser auf eine Pelton-Turbine gepumpt wird. Ein Druckkessel sorgt für den Druckausgleich zwischen den einzelnen Kolbenhüben. Bei einer Leistung von 10 kW, einem Betriebsdruck p_m von 200 m WS und mit einer Geschwindigkeit von 4 U/min stellt sich ein dann mittlerer Druck $p_m = 0,62 p_{max}$ ein bei dem das überschüssige Volumen der Druckspitze das fehlende Volumen um den Totpunkt ausgleicht. Unter der Annahme dass der Druckbehälter nicht grösser als 100 l sein soll, ergeben sich notwendige Luftvolumina von etwa 50 l. Bei einem Druck von 200 m WS betragen diese Schwankungen für das Beispiel +/- 6,5% um den mittleren Druck p_m .

4.2 Gesamtwirkungsgrad

Der Wirkungsgrad einer hydraulischen Lastabnahme ist notwendigerweise geringer als der einer mechanischen Kraftübertragung, welche einen Wirkungsgrad von 95 – 96% besitzt. Bei Wirkungsgraden des Wasserdruckrades von 80%, der Pumpe von 90%, der Pelton-turbine von 85% und des Generators von ebenfalls 90% ergibt sich ein Gesamtwirkungsgrad von 58,1% verglichen

mit 68,4% für die Getriebeelösung. Allerdings wird erwartet dass die hydraulische Kraftübertragung bedeutende Kostenersparnisse bringt. Zusätzlich hierzu muss die Stromerzeugung nicht an Wasserrad stattfinden, was bei Platzproblemen wichtig werden kann, und das Gewicht der Lastabnahme (ein 10 kW Getriebe wiegt 1.092 kg !) wird um ca. 60-70% reduziert.

4.3 Steuerung

Die Steuerung des WDR kann, da das Torsionsmoment geschwindigkeitsunabhängig ist, über den Betriebsdruck erfolgen. Dabei ist zunächst ein eine stufenweise Steuerung mittels Zu- und Abschalten von drei bis vier Düsen am Peltonrad gedacht: wenn der Betriebsdruck steigt (WS oberstrom steigt) dann werden Düsen zugeschaltet und umgekehrt. Eine Nadeldüse würde stufenlosen Betrieb ermöglichen, jedoch auch den Steueraufwand vergrößern, Abb. 6.

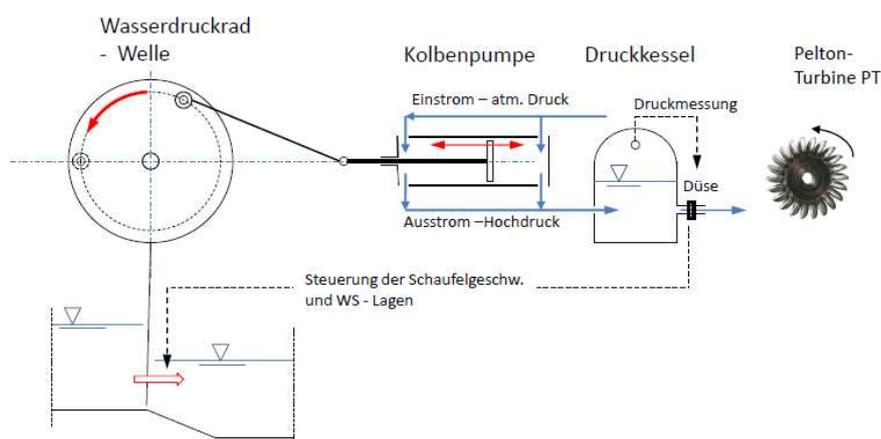


Abbildung 6 Schemadarstellung von Lastabnahme und Steuerung

4.4 Wirtschaftlichkeit

Getriebeelösungen kosten heute wegen der hohen Drehmomente und der notwendigen langen Lebensdauer (> 100.000 Stunden) zwischen 2000 (50 kW) und 2700 (10 kW) €/kW. Bei einem Gesamtwirkungsgrad von 68,4% würde eine 10 kW-Anlage mit Getriebe etwa 60.000 € kosten; dies ergibt bei 4.500 Vollast-Betriebsstunden pro Jahr und einer Einspeisevergütung von 12,7 c/kWh eine Rückzahlzeit von 10,5 Jahren. Eine vergleichbare hydraulische Lastabnahme wird auf etwa 8,500 € geschätzt, bei einem Wirkungsgrad von 58,1% ergibt dies eine elektrische Leistung von 8,5 kW bei gleicher Resource und Gesamtkosten von 41,500 €. Die Rückzahlzeit hier wird 8,5 Jahre. Die Vorteile der hydraulischen Lastabnahme liegen auf der Hand: Die Investitionskosten sind rund 30% niedriger und trotz der um 15% geringeren Leistung wird die Rückzahlzeit deutlich um 15% reduziert.

5 Schlussbemerkungen

Das Wasserdruckrad bietet die Möglichkeit Wasserkräfte mit Fallhöhen zwischen 0,1 und etwa 1 m wirtschaftlich und ökologisch verträglich zu nutzen. Theoretische Arbeiten und Modellversuche zeigten dass mechanische Wirkungsgrade von 60 bis 90% möglich sind. Die sehr niedrigen Drehzahlen erforderten die Entwicklung einer neuartigen hydraulischen Lastabnahme. Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen zeigten dass der verringerte Wirkungsgrad der hydraulischen Lastabnahme durch die reduzierten Kosten ausgeglichen wird. Die Arbeiten zeigten dass die Entwicklung einer neuartigen Wasserkraftmaschine als Systementwicklung durchgeführt werden muss wobei die Maschine selbst, ökologische Anforderungen, Lastabnahme und Steuerung zusammen betrachtet werden müssen.

Danksagung

Die Autoren bedanken sich für die Unterstützung der Forschungstätigkeiten durch die Europäische Kommission im 7. Rahmenprogramm, Vertragsnummer 212423.

Literatur

- Müller, G., Senior, J., Die Wasserdruckmaschine mit freier Oberfläche: Ein neuer Energiewandler für sehr niedrige Fallhöhen. 10th Intl. Anwenderforum Kleinwasserkraftwerke Ostbayerisches Technologie/Transfer Institut (OTTI) e.V., Regensburg, (2007), S. 26-31.
- Müller W. Die eisernen Wasserräder, Erster Teil: Die Zellenräder, Zweiter Teil: Die Schaufelräder, Atlas. Veit & Comp. Leipzig, 1899.
- Senior J., Saenger N. und Müller G., New hydropower converters for very low head differences, Journ. Hydr. Res., Vol. 48, (2010) No. 6, S. 703-714.
- Weisbach, J. Die Mechanik der Umtriebsmaschinen. In: Die Statik der Bauwerke und die Mechanik der Umtriebsmaschinen für den Unterricht an technischen Lehranstalten sowie zum Gebrauche für Techniker. 5. Ausg., Braunschweig, F. Vieweg und Sohn, 1883.

Autor:

Dr.-Ing. Gerald Müller,
University of Southampton
School of Civil Engineering and the Environment
Highfield, Southampton SO17 1BJ
Tel.: +44 – 2890 – 59442
g.muller@soton.ac.uk

Auswirkungen der Anlagenkonzepte, Skalierung und Betriebsführungstrategie auf Generatorsysteme für Wellen- und Meeresströmungsenergieanlagen

Peter Kracht, Jochen Bard, Bahram Panahandeh

Different concepts to harvest energy from ocean waves and marine currents are currently investigated. The applied generator system has a key role in this energy conversion process. This paper presents a systematic approach to the design process for the generator system by evaluating the requirements resulting from the function principle of the device, in this case an oscillating water column wave energy converter. Additionally the design process for a real device is described to show further impacts like scaling and device specific requirements.

Zurzeit werden verschiedene Konzepte zur Energiegewinnung aus Wellen und Meeresströmungen untersucht. Das Generatorsystem spielt eine Schlüsselrolle in diesem Energiewandlungsprozess. In diesem Bericht wird ein systematischer Ansatz für den Designprozess des Generators vorgestellt, bei dem die Anforderungen an das Generatorsystem aus dem Wirkungsprinzip des Anlagenkonzepts abgeleitet werden. Am Beispiel des Designprozesses für eine reale Anlage werden Einflüsse weiterer Faktoren - wie die Skalierung und anlagenpezifische Besonderheiten - erläutert.

1 Einleitung

Im Zuge des Ausbaus der regenerativen Energien wird zurzeit verstärkt untersucht, wie sich die Energiepotentiale in den Weltmeeren nutzbar machen lassen. Zwei vielversprechende Ansätze sind die Nutzung von Wellen und Meeresströmungsenergie. Für beide Energieformen gibt es unterschiedliche Anlagenkonzepte zur Ausbeutung der Energie. Ein wesentlicher Bestandteil dieser Anlagen ist jeweils das Generatorsystem, das entscheidenden Einfluss auf Kenngrößen wie Energieausbeute, Investitions- und Instandhaltungskosten und Lebensdauer der Anlage hat. Dabei ist zu berücksichtigen, dass die unterschiedlichen Anlagenkonzepte zu unterschiedlichen Anforderungen an das Generatorsystem führen, die während des Designprozesses berücksichtigt werden müssen, um ein optimales System zu erhalten.

Am Fraunhofer Institut für Windenergie und Energiesystemtechnik (IWES) wurden im Rahmen verschiedener Projekte Generatorsysteme für derartige Anlagen untersucht und entwickelt (siehe [1]). Im Folgenden wird anhand eines Konzepts zur Nutzung von Wellenenergie der Designprozess des Generatorsystems schematisch vorgestellt. Die Anwendung wird anschließend am Beispiel einer realen Anlage verdeutlicht.

2 Anlagenkonzept

Die aktuelle Forschung im Bereich Nutzung von Wellenenergie konzentriert sich im Wesentlichen auf drei verschiedene Konzepte (siehe [2]). An dieser Stelle soll nur auf Wellenenergiekonverter, die nach dem Prinzip der oszillierenden Wassersäule (OWC) arbeiten, eingegangen werden.

OWC-Wellenenergiekonverter bestehen aus einer teilweise getauchten Struktur, mit einer Öffnung unterhalb der Wasseroberfläche. Durch die Wellenbewegung oszilliert der Wasserstand in der Struktur, wodurch sich der Luftdruck in der Struktur ebenfalls zyklisch ändert und eine entsprechende Luftströmung in der Luftaustrittsöffnung entsteht. Mittels einer gleichrichtenden Turbine, deren Drehrichtung unabhängig von der Luftströmung ist, erfolgt eine Umwandlung in mechanische Leistung. Bei der Mehrzahl der existierenden Anlagen werden sogenannte Wellsturbinen eingesetzt. Im Rahmen von aktuellen Forschungs- und Entwicklungsaktivitäten wird alternativ dazu auch der Einsatz von Impulsturbinen untersucht, die eine höhere Energieausbeute versprechen [3]. Als letzter Schritt erfolgt die Umwandlung der mechanischen in elektrische Leistung durch das Generatorsystem.

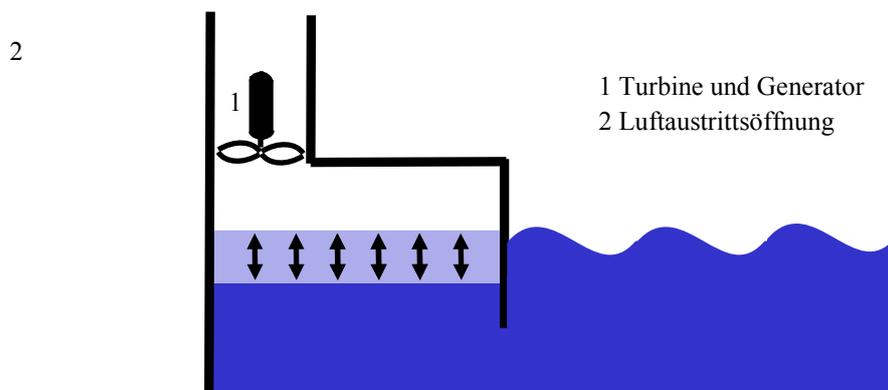


Abbildung 1 Wirkungsprinzip eines Wellenkonverters mit oszillierender Wassersäule

In Bezug auf das Generatorsystem lassen sich aus dem Wirkungsprinzip bereits einige spezifische Anforderungen an das Generatorsystem ableiten. Aufgrund des oszillierenden Leistungseintrages bedingt durch die Wellenform oszilliert

auch die Leistung der Turbine. Dadurch ergibt sich die Anforderung, dass der Antrieb drehzahlvariabel sein muss und einen hohen Teillastwirkungsgrad hat. Wird das Generatorsystem entsprechend des Mittelwertes der Turbinenleistung ausgelegt, ist vorauszusetzen, dass ein temporärer Betrieb im Überlastbereich erlaubt ist. Des Weiteren ist die relativ hohe Drehzahl eine charakteristische Eigenschaft von Luftturbinen, an die das Generatorsystem angepasst sein muss.

Aufgrund der hohen Kosten für die Installation und die Netzanbindung lassen sich Anlagen dieses Typs erst ab einer bestimmten Nennleistung wirtschaftlich betreiben. Für eine kommerziell zu betreibende Anlage kann von einer Mindestnennleistung im Bereich 0.5 – 1MW ausgegangen werden.

3 Designprozess für Generatorsysteme

3.1 Kriterienkatalog für das Generatorsystem

Den Ausgangspunkt für einen systematischen Designprozess des Generatorsystems bildet ein Kriterienkatalog der entsprechend den Anforderungen der konkreten Anlage auszuarbeiten ist. Im vorangegangenen Abschnitt sind bereits die Anforderungen hergeleitet worden, die sich aus dem Wirkungsprinzip der Anlage ergeben. Unabhängig vom Anlagentyp ergeben sich weitere allgemeine Anforderungen, die in der Hauptsache auf die Wirtschaftlichkeit abzielen.

Tabelle 1 Übersicht der Anforderungen an das Generatorsystem

Anlagenspezifische Anforderungen	Allgemeine Anforderungen
<ul style="list-style-type: none"> • drehzahlvariabler Antrieb • hoher Teillastwirkungsgrad • Betrieb im Überlastbereich • Anpassung an hohe Turbinen Drehzahl • seewasserfeste Ausführung 	<ul style="list-style-type: none"> • geringe Investitionskosten • geringe Wartungs- und Betriebskosten • hoher Gesamtwirkungsgrad • gute Ersatzteilversorgung • Erfüllung der Anforderungen des Netzbetreibers

Weiterhin ist zu beachten, dass abhängig von der Leistungsklasse unterschiedliche Generatorsysteme das Optimum bilden können. Die Skalierung der Anlage hat somit einen entscheidenden Einfluss auf den Designprozess.

3.2 Auswahl des Generatorsystems

Die Umwandlung der mechanischen Energie, die vom primären Energiewandler (Turbine) bereitgestellt wird, in elektrische Energie, die ins Netz gespeist werden kann, erfolgt in mehreren Schritten:

1. Drehzahlanpassung mittels eines Getriebes
2. Umwandlung von mechanischer in elektrische Energie durch den Generator
3. Anpassung an das elektrische Netz, z.B. durch einen Frequenzumrichter.

Im Gegensatz zu Schritt 2 – Umwandlung in elektrische Energie – sind die Schritte 1 und 3 nicht bei allen Anlagen erforderlich, z.B. kann auf eine Drehzahlanpassung verzichtet werden, wenn ein Generator mit einer der Turbinendrehzahl entsprechenden Nenndrehzahl eingesetzt wird.

Da Systeme zur Umwandlung von mechanischer in elektrische Energie auch in vielen anderen Bereichen wie Industrie und Transport eingesetzt werden, ist eine große Anzahl an verschiedenen Technologien für die unterschiedlichen Wandlungsschritte verfügbar, die sich in ihren Eigenschaften z.B. bezüglich Betriebsverhalten, Anschaffungs- und Wartungskosten, etc. unterscheiden.

Tabelle 2 Beispiele für Komponenten des Generatorsystems

Getriebe	<ul style="list-style-type: none"> - ein oder mehrstufiges mechanisches Getriebe - hydrodynamisches Getriebe - hydrostatisches Getriebe
Generator	<ul style="list-style-type: none"> - Asynchrongenerator (ASG) - doppeltgespeister Asynchrongenerator (DGASG) - Permanentmagnet Synchrongenerator (PMSG)
Umrichter	<ul style="list-style-type: none"> - Frequenzumrichter

In Tabelle 2 sind beispielhaft einige Komponenten aufgelistet, die in einem Generatorsystem eingesetzt werden können. Aufgrund der großen Anzahl der möglichen Konfigurationen besteht der nächste Schritt im Designprozess darin

diejenigen Generatorsysteme zu identifizieren, mit denen eine technische Realisierung der Anlage möglich ist. Die so identifizierten Kandidaten werden anschließend im Detail untersucht und anhand der definierten Kriterien verglichen. Nur auf diese Weise lässt sich eine belastbare Bewertung der einzelnen Systeme durchführen und eine abschließende Auswahl treffen.

Dabei ist zu beachten, dass die unterschiedlichen Systeme jeweils Vor- und Nachteile haben und sich auch die Anforderungen an das Generatorsystem teilweise widersprechen können, d.h. das Ergebnis des Designprozesses ist nicht zwingend eindeutig. In diesem Fall müssen die einzelnen Kriterien gewichtet werden, um zu einem Ergebnis zu kommen.

4 Projekt CORES

Im Folgenden wird der Designprozess anhand des Projektes CORES, eines OWC-Wellenkonverters dargestellt.

4.1 Projektbeschreibung

Im Projekt CORES werden neue Konzepte und Komponenten für Wellenkonverter nach dem Prinzip der oszillierenden Wassersäule untersucht. Gegenstand der Untersuchungen sind insbesondere Generatorsystem, Turbine, Regelung, Verankerung, Datenerfassung usw.

Ein wichtiger Bestandteil des Projekts - neben dem Aufbau einer Simulationsumgebung für OWC-Wellenkonverter und der Untersuchung und Auslegung der Komponenten für ein Fullscale-System – ist Aufbau, Installation und Betrieb einer runterskalierten Testanlage vor der irischen Küste. Als Basis dient dabei der bereits im Jahr 2006 erfolgreich installierte und getestete OWC-Wellenkonverter OE Buoy der Firma OceanEnergy Ltd. [4]. Im Rahmen eines Reengineerings wird die Anlage mit neuen Komponenten ausgestattet. Dabei kommt eine neu entwickelte Impulsturbine zum Einsatz und es erfolgt die Umrüstung von einem Gleichstrom- auf einen Drehstromgenerator, wie er auch bei Fullscale-Anlagen eingesetzt wird. Ziel ist es diese neuen Komponenten zu testen und den Energieertrag der Anlage zu maximieren.

Im Anschluss an die Testphase werden sowohl das Design des Generatorsystems wie auch die Auslegung der Impulsturbine anhand der aufgenommenen Messdaten validiert. Um eine entsprechende Datenbasis zu generieren wird die Anlage mit umfangreicher Messtechnik ausgestattet.

Tabelle 3 Daten zum Projekt CORES

Projektbezeichnung	Components for Ocean Renewable Energy Systems
Projektleitung	Hydraulics and Maritime Research Center, University College Cork
Förderung	Europäische Union, 7th Framework Programme
Standort	Galway Bay Wave Energy Test Site
Skalierung	Testanlage im Maßstab 1:4 (15kW)

4.2 Designprozess Generatorsystem

Die allgemeingültigen Anforderungen an das Generatorsystem, die sich aus dem Anlagentyp ergeben, wurden bereits in Abschnitt 3.1 zusammengestellt. Zusätzlich muss die Skalierung der Anlage betrachtet werden. Die Impulsturbine wurde speziell für dieses Projekt entwickelt, angepasst an die Geometrie der Anlage und die vorhandenen Wellendaten am Standort. Die Kenngrößen der Turbine sind:

- Nenndrehzahl: 785 min^{-1}
- Maximaldrehzahl: 1300 min^{-1}
- Nennleistung: 15kW.

Eine erste Bewertung der Anforderungen ergibt, dass aufgrund der relativ hohen Drehzahl der Turbine keine Drehzahlanpassung durch ein Getriebe notwendig ist. Als Generator kommen sowohl ASG, wie auch DGASG und PMSG in Frage. Unabhängig vom eingesetzten Generator ist ein Frequenzumrichter notwendig, um ein drehzahlvariables System zu erhalten.

Anschließend wurden die drei Systeme entsprechend des Kriterienkatalogs bewertet. Die Leistungsdaten der untersuchten Maschinen zeigen, dass der DGASG den höchsten Wirkungsgrad im Volllastbereich hat, der PMSG hat dort einen geringfügig niedrigeren Wirkungsgrad. Im Teillastbereich liegt der Wirkungsgrad des PMSG über dem des DGASG. Der ASG hat sowohl den niedrigsten Voll- wie auch Teillastwirkungsgrad, wobei die Unterschiede zwischen den System jeweils im niedrigen Prozentbereich liegen. Für alle drei

Varianten gilt, dass die Anforderung eines Betriebs im Überlastbereich erfüllt ist. Bezüglich der Wartung ergeben sich keine gravierenden Unterschiede zwischen PMSG und ASG. Beim DGASG müssen regelmäßig die Schleifringe des Generators gewechselt werden, was sich aufgrund der erschwerten Zugänglichkeit der Anlage als unwirtschaftlich herausstellen könnte. Eine Marktanalyse zur Ermittlung der Investitionskosten zeigte, dass aufgrund der Tatsache, dass ASG den Standardantrieb in industriellen Applikationen bilden, diese am besten verfügbar sind. Dies spiegelt sich zum einen in den Investitionskosten - in diesem Leistungsbereich ist der ASG mit Abstand die kostengünstigste Lösung - und zum anderen auch in der Verfügbarkeit von Antrieben für Marineapplikationen, die bei DGASG und PMSG nur bedingt gegeben ist.

Tabelle 4 Entscheidungsmatrix für die Auswahl des Generatorsystems

	ASG	DGASG	PMSG
Wirkungsgrad (Voll- und Teillast)	-	+	++
Überlastbarkeit	+	+	+
Investitionskosten	++	-	-
Wartungs- und Betriebskosten	+	-	+
Verfügbarkeit	++	-	-

In Tabelle 4 sind die Ergebnisse der Untersuchungen in Form einer Entscheidungsmatrix dargestellt. In einer abschließenden Bewertung wurde entschieden im Rahmen dieses Projektes einen ASG einzusetzen. Der Vorteil einen Standardantrieb einzusetzen und damit sowohl Entwicklungsaufwand und die einhergehenden Risiken zu vermeiden, wurde dabei höher bewertet als der Nachteil des etwas geringeren Wirkungsgrads. Zumal die Ergebnisse aus den Messungen, die während des Testbetriebs der Anlage durchgeführt werden, auch dann für die Auslegung der Fullscale-Anlage verwendet werden können, wenn dort ein anderes Generatorsystem zum Einsatz kommt. Als Ergebnis des Designprozesses wurde ein 6-poliger Asynchrongenerator der Firma ABB mit 15kW Nennleistung und passendem Frequenzumrichter spezifiziert.

Da für den geplanten Testzeitraum am Standort der Anlage noch keine Netzverbindung installiert sein wird, muss der Wellenkonverter mit einem Bordnetz ausgerüstet sein, das einen autarken Betrieb der Anlage ermöglicht. Neben dem Aufbau eines 3-phasigen Netzes zum Betrieb des Frequenzumrichters, der über keine Netzbildungsfunktion verfügt, müssen dabei vor allem die Leistungsflüsse in dem System beherrscht werden. In dem dazu entwickelten Bordnetzkonzept (siehe Abbildung 2) wird das 3-phasige Netz durch Inselnetzumrichter (INU) der Firma SMA gebildet. Diese Umrichter wurden für den Aufbau von Inselnetzen in abgelegenen Gebieten entwickelt. Bei geringem Wellengang oder abgeschalteter Turbine wird das Netz aus den Batterien gespeist. Da somit Verbraucher und Hilfsaggregate wie die Anlagensteuerung und Bilgepumpen versorgt werden, ist die Sicherheit der Anlage gewährleistet. Übersteigt die Turbinenleistung die abgenommene Leistung, dreht die Steuerung der INUs den Leistungsfluss um und lädt die Batterien. Sind die Batterien vollgeladen und damit nicht mehr in der Lage weitere Energie zu speichern, wird überschüssige Leistung in den Lastwiderständen in Wärme umgewandelt. Dazu wird ein Verfahren eingesetzt, das in Kooperation zwischen SMA und IWES entwickelt wurde. Durch die Steuerung der INUs wird dazu die Frequenz des Netzes angehoben, die Netzfrequenz wird wiederum von den Lastumrichtern ausgewertet und als Sollwert für die Leistung verwendet, die an die Lastwiderstände abgegeben wird. Damit ist keine weitere Kommunikation zwischen den INUs und den Lastumrichtern notwendig.

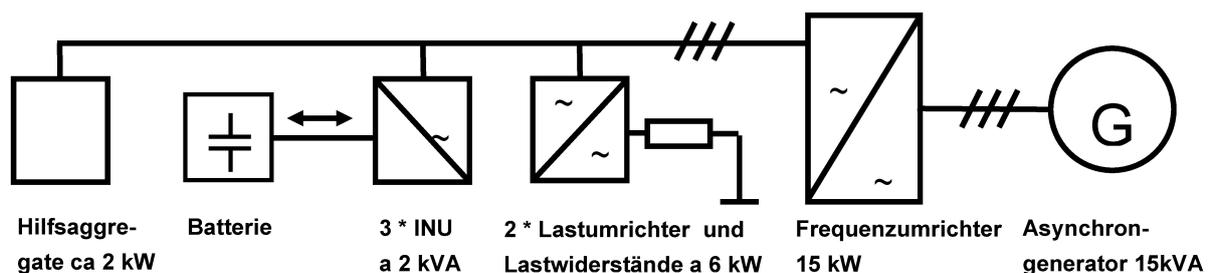


Abbildung 2 Generatorsystem und Bordnetz des Wellenkonverters

Zur Absicherung des Konzepts wurde das oben beschriebene System bestehend Generator und Bordnetz im Rahmen eines Laborversuchs aufgebaut und erfolgreich getestet. Die Turbine wurde dabei durch eine Antriebsmaschine mit entsprechenden Kenndaten simuliert. Die Installation, Inbetriebsetzung und eine anschließender 6-monatiger Testbetrieb ist für März 2011 geplant.

4.3 Skalierung der Anlage

Neben der Auslegung des Generatorsystems für die Testanlage soll an dieser Stelle auch die Auswirkungen der Skalierung auf eine Fullscale-Anlage betrachtet werden. Wird die Testanlage um den Faktor vier auf die Fullscale-Anlage hochskaliert, ergibt sich eine Leistung im Megawattbereich – die Leistung ist proportional zur 3. Potenz der Skalierung. Dadurch ergibt sich eine deutlich niedrige Turbinendrehzahl. Ein Generatorsystem basierend auf einem ASG ist dann nur noch mit einem Getriebe zur Drehzahlenanpassung realisierbar, wodurch zum einen der Gesamtwirkungsgrad des Systems weiter sinkt und zum anderen der Wartungsaufwand, z.B. zum Wechseln des Getriebeöls, steigt. Außerdem kann davon ausgegangen werden, dass Standardgetriebe der Drehmomentpendelung aufgrund des periodischen Leistungseintrags im Dauerbetrieb nicht gewachsen sind.

Mit einem PMSG mit hoher Polzahl lässt sich auch für niedrige Turbinendrehzahlen ein Generatorsystem ohne Getriebe aufbauen. Der bei kleinen Leistungen sehr deutliche Unterschied in den Investitionskosten, verringert sich erheblich bei Maschinen im höheren Leistungsbereich. Somit kommen dann der höhere Wirkungsgrad im Voll- und Teillastbereich in einer Wirtschaftlichkeitsbetrachtung voll zum Tragen. Da sich unter anderem in Bereichen wie der Windenergie ein Trend hin zum Einsatz von PMSG abzeichnet [5], werden diese von den Herstellern vermehrt entwickelt und ins Programm genommen, wodurch die Verfügbarkeit deutlich steigen wird. Es ist also davon auszugehen, dass sowohl technisch wie auch in Bezug auf Investitions- und Wartungskosten und Verfügbarkeit für einen Fullscale-OWC-Konverter ein PMSG deutliche Vorteile gegenüber ASG und DGASG hat.

5 Zusammenfassung

Am Beispiel OWC-Wellenkonverter wurde gezeigt, dass durch das Anlagen- und Betriebsführungskonzept einer Meeresenergieanlage bereits ein Großteil der Anforderungen an das einzusetzende Generatorsystem festgelegt ist. Es ist also möglich für den jeweiligen Anlagentyp einen quasi allgemeingültigen Kriterienkatalog auszuarbeiten. Bei der Betrachtung einer realen Anlage kommt als zweiter wichtiger Einflussfaktor die Skalierung der Anlage hinzu.

Bei der OWC-Testanlage stellte sich die Verfügbarkeit der Komponenten als ein entscheidender Faktor heraus. Als Generatorsystem wurde ein Asynchron-generator gekoppelt mit einem Frequenzumrichter gewählt. Eine Betrachtung der Skalierung des Systems zeigt, dass bei Fullscale-Anlagen ein Permanentmagnet-Synchrongenerator bessere Ergebnisse liefert. Dieser

grundlegende Wechsel im Generatorprozess verdeutlicht den Einfluss der Skalierung auf den Designprozess. Für den geplanten Testbetrieb wird am Standort der Anlage keine Netzverbindung zur Verfügung stehen. Derartige Herausforderungen sind typisch für die Entwicklung und Erprobung neuer Technologien und erfordern innovative Lösungen. Im konkreten Fall wurde ein Konzept zum Betrieb von Inselnetzen auf die Anwendung in einer Meeresenergieanlagen übertragen.

Literatur

- [1] Bard, J.; Regelungssysteme für Meeresströmungsturbinen. In: Tagungsband “Zwölftes Kasseler Symposium Energie-Systemtechnik”, Seite 157 - 166
- [2] de O. Falco, A. F.: The Development in Wave Energy Utilisation. In: International Energy Agency on Ocean Energy Systems Annual Report 2008,
- [3] Mala, K.; Badrinah, S.N.; Chidanand, S.; Kailash, G.; Jayashankar, V.: Analysis of power modukes in the Inian Wave Energy Plant, In: India Conference (INDICON), 2009 ANNUAL IEEE
- [4] www.oceanenergy.ie
- [5] Shrestha, G; Polinder, H.; Ferreira, J.A.: Scaling laws for direct drive generators in wind turbines. In: Electric Machines and Drives Conference, 2009. IEMDC 09, IEEE International

Autoren:

Dipl.-Ing. Peter Kracht
Dipl.-Phys. Jochen Bard
Dipl.-Ing. Bahram Panahandeh
Fraunhofer-Institut für Windenergie und Energiesystemtechnik
Königstor 59
D-34119 Kassel
Tel.: +49 – 561 – 7294 – 285
peter.kracht@iwes.fraunhofer.de

Osmose-Kraftwerke in Deutschland und weltweit - Einsatzpotentiale und Wirtschaftlichkeit -

Peter Stenzel, Hermann-Josef Wagner

Der Beitrag gibt einen Überblick über die Einsatzpotentiale und die Wirtschaftlichkeit von Osmose-Kraftwerken in Deutschland und weltweit. Schwerpunkte sind die Bestimmung von technischen und ökologischen Potentialwerten sowie eine Abschätzung der Stromgestehungskosten großtechnischer Osmose-Kraftwerke.

This paper presents an overview of the potentials and economics of osmotic power plants in Germany and on a worldwide basis. Focus is put on the calculation of technical and ecological potential values as well as assessing the costs of generating electricity of full-scale osmotic power plants.

1 Einleitung

Bei der Mischung von Lösungen unterschiedlicher Konzentrationen wird Energie freigesetzt. Diese sogenannte Salinitäts-Energie kann in Osmose-Kraftwerken genutzt werden, indem man die beiden Lösungen über eine semipermeable Membran miteinander in Kontakt bringt.

Günstige Standorte für Osmose-Kraftwerke finden sich an Flussmündungen in das Meer. Hier kann der Unterschied in der Salzkonzentration zwischen Süß- und Salzwasser energetisch genutzt werden. Die unterschiedlichen Salzkonzentrationen ergeben sich aus dem natürlichen Wasserkreislauf der Erde. Osmose-Kraftwerke auf Basis von Fluss- und Meerwasser zählen daher zu den regenerativen Energien. Analog zu konventionellen Laufwasserkraftwerken können Osmose-Kraftwerke in der Grundlast eingesetzt werden, da die Kraftwerksleistung planbar und konstant verfügbar ist.

Der osmotische Druck zwischen Fluss- und Meerwasser liegt typischerweise bei ca. 26 bar. Für einen Süßwasservolumenstrom von $1 \text{ m}^3/\text{s}$ ergibt sich hieraus für ein Osmose-Kraftwerk eine mögliche elektrische Kraftwerksleistung von ca. 0,4 bis 0,8 MW_{el} (Abhängig von der Anlagenkonfiguration und den lokalen Bedingungen, z.B. Salzgehaltverhältnisse).

Im Rahmen des Beitrages werden in Kapitel 2 zunächst die Grundlagen von Osmose-Kraftwerken behandelt. In Kapitel 3 werden darauf aufbauend die

2.2 Kraftwerksmodell

Zur Berechnung von technischen Anlagendaten (Betriebsdruck, Kraftwerksleistung etc.) sowie zur Bestimmung von Potentialwerten werden Basisdaten für die einzelnen Komponenten eines Osmose-Kraftwerks benötigt. Durch Zusammenführung dieser Daten, mit Basisannahmen zu den Betriebsparametern einer Kraftwerksanlage, erhält man ein technisches Kraftwerksmodell (siehe Tabelle 1).

Tabelle 1 Basisdaten und –annahmen des verwendeten technischen Kraftwerksmodells

Kategorie	Einheit	Wert
Umgebungsdruck	[bar]	1
Turbinenaustrittsdruck	[bar]	1
Druckverlust in der Membran	[%]	1,6
Permeabilitätskoeffizient ¹⁾	[(m ² ·s)/kg]	0,059
Mischung im Druckaustauscher	[%]	2,6
Pumpenwirkungsgrad	[-]	0,85
Wirkungsgrad Druckaustauscher	[-]	0,96
Turbinenwirkungsgrad	[-]	0,9
Generatorwirkungsgrad	[-]	0,97
Benötigter Eintrittsdruck DA ²⁾	[bar]	1,7
Betriebsdruckverhältnis $\Delta p / \pi_M$ ³⁾	[-]	0,5
Volumenstromverhältnis V_1 / V_2	[-]	1
Permeationsfaktor V_p / V_2	[-]	0,9
Volllaststundenzahl	[h/a]	8.000

¹⁾: Leistungsparameter von Osmose-Membranen

²⁾: DA = Druckaustauscher

³⁾: π_M = mittlerer osmotischer Druck im Membranmodul; $\Delta p = p_1 - p_U$

3 Potentiale und Standortkriterien

Im Rahmen der durchgeführten Potentialanalyse für Osmose-Kraftwerke wurde neben den theoretischen und technischen Potentialwerten auch das ökologische Potential bestimmt. Das theoretische Potential ist definiert als das physikalisch maximal nutzbare Energieangebot und ergibt sich aus der freiwerdenden Gibbs-Energie bei der Mischung von Fluss- und Meerwasser. Zur Berechnung von technischen Potentialwerten wird das in Abschnitt 2.2 beschriebene Kraftwerksmodell verwendet, welches die technischen Restriktionen der Energieumwandlung abbildet. Das ökologische Potential ist eine Teilmenge des technischen Potentials und berücksichtigt zusätzlich die aus ökologischen Gründen gegebene Begrenzung der maximalen Wasserentnahmemenge aus Flüssen. Der prozentuale Anteil des ökologischen Potentials ergibt sich direkt

aus der zulässigen Wasserentnahmemenge (Festlegung durch Auswertung des Abflussverhaltens) und wurde basierend auf dem Abflussverhalten deutscher Flüsse auf 10 % des technischen Potentials festgelegt. Details zur Definition der Potentialbegriffe sind [Stenzel, 2010] zu entnehmen. Die Potentialanalyse für Deutschland basiert auf gemessenen Abflussdaten. Auf weltweiter Ebene wurden Abflussdaten eines Simulationsmodells verwendet [de Couet, 2009].

3.1 Deutschland

Die **deutsche Nordsee** unterliegt stark dem Einfluss der drei großen deutschen Zuflüsse Elbe, Weser und Ems. Durch den Süßwasserzufluss der Flüsse liegt in Küstennähe ein deutlich verringerter Salzgehalt gegenüber dem Atlantikwasser bzw. küstenfernen Gebieten vor [BSH, 2006]. Durch den starken Tideneinfluss der Nordsee haben sich an den großen Flüssen charakteristische Ästuarmündungen herausgebildet. Die Flüsse sind gekennzeichnet durch lange Brackwasserzonen (horizontaler Salzgehaltgradient, d.h. zunehmender Salzgehalt bezogen auf die Länge des betrachteten Wasserkörpers) und einen fließenden Übergang von Salz- zu Süßwasser.

In Tabelle 2 sind die Potentialwerte für die in die deutsche Nordsee mündenden Flüsse zusammenfassend dargestellt.

Tabelle 2 Potentialwerte der deutschen Nordseeflüsse

Fluss	theoretisches Potential		tech. Potential		ökolog. Potential	
	[MW _G]	[GWh _G /a]	[MW _{el}]	[GWh _{el} /a]	[MW _{el}]	[GWh _{el} /a]
Elbe	2.119	18.564	228	1.827	23	183
Weser	966	8.460	118	946	12	95
Ems	288	2.520	39	313	4	31
Eider	56	492	6	51	1	5
Bongsieler Kanal	18	158	2	14	0,2	1
Arlau	3	24	0,4	3	0,04	0,3
Jade	1	8	0,1	1	0,01	0,1
Summe	3.450	30.226	394	3.154	39	315

Das ökologische Potential der deutschen Nordseeflüsse für eine Nutzung in Osmose-Kraftwerken beträgt bezogen auf die installierbare Gesamtleistung ca. 40 MW_{el}. Hieraus ergibt sich ein Stromerzeugungspotential von insgesamt ca. 315 GWh_{el}/a. Auf die drei größten Nordseeflüsse entfällt ein Anteil von ca. 98 % an den Gesamtpotentialwerten.

Um eine Potentialdifferenz zu erreichen (unterschiedliche Salzgehalte von Fluss- und Meerwasser) ist immer eine räumliche Trennung von Fluss- und Meerwasserentnahmestelle erforderlich. Aufgrund der ausgeprägten Brackwasserzonen im deutschen Nordseeraum sind die Transportwege im Vergleich zu möglichen Kraftwerksstandorten mit kurzen Mischungs- bzw. Brackwasser-

zonen im Mündungsbereich (z.B. norwegische Küste) deutlich länger. Die deutsche Nordsee ist daher aufgrund der hohen Kosten und des Energiebedarfs für den Transport der Betriebslösungen insgesamt kein idealer Standort für Osmose-Kraftwerke.

Die **deutsche Ostsee** ist ein Brackwassermeer mit abnehmenden Salzgehalten von West nach Ost. Der Salzgehalt ist gegenüber der Nordsee und dem mittleren Salzgehalt des Weltmeeres deutlich verringert. Durch die Beckenstruktur weist die Ostsee in weiten Teilen eine stabile Salzgehaltschichtung auf. Der Salzgehalt nimmt typischerweise mit zunehmender Tiefe zu [BSH, 2009].

Der Einfluss der Gezeiten auf die Mündungsbereiche der Flüsse ist aufgrund des sehr geringen Tidenhubs vernachlässigbar. Abgesehen von der auf polnischer Seite in die Ostsee mündenden Oder, handelt es sich bei den deutschen Ostseefläüssen um kleinere Flüsse.

In Tabelle 3 sind die Potentialwerte für die in die deutsche Ostsee mündenden Flüsse sowie der Oder zusammenfassend dargestellt.

Tabelle 3 Potentialwerte der deutschen Ostseefläüsse und der Oder

Fluss	theoretisches Potential		tech. Potential		ökolog. Potential	
	[MW _G]	[GWh _G /a]	[MW _{el}]	[GWh _{el} /a]	[MW _{el}]	[GWh _{el} /a]
Oder	1.441	12.622	17	133	2	13
Warnow	39	341	2	13	0,2	1
Trave	31	272	2	15	0,2	2
Peene	21	182	0,2	2	0,02	0,2
Schwentine	17	145	1	9	0,1	1
Uecker/Ucker	16	142	0,2	2	0,02	0,2
Recknitz	8	67	0,2	2	0,02	0,2
Barthe	4	34	0,03	0,2	0,003	0,02
Summe	1.576	13.806	22	177	2	18
Summe o. Oder	135	1.184	5	43	0,5	4

Das ökologische Potential der deutschen Ostseefläüsse für eine Nutzung in Osmose-Kraftwerken beträgt bezogen auf die installierbare Gesamtleistung ca. 2 MW_{el}. Hieraus ergibt sich ein Stromerzeugungspotential von insgesamt ca. 18 GWh_{el}/a. Auf die Oder entfällt ein Anteil von ca. 75 % an den Gesamtpotentialwerten.

Die erreichbare Potentialdifferenz für den Betrieb von Osmose-Kraftwerken im Ostseeraum ist aufgrund der niedrigen Salzgehalte der Ostsee deutlich eingeschränkt. Dies wirkt sich insbesondere negativ auf die Wirtschaftlichkeit von Osmose-Kraftwerken aus. Die deutsche Ostsee ist daher ebenfalls kein idealer Standort für Osmose-Kraftwerke.

Für ganz **Deutschland** ergibt sich unter Einbeziehung der Oder ein ökologisches Potential von ca. 42 MW_{el} bzw. ca. 330 GWh_{el}/a. Zum Vergleich: Der Stromverbrauch in Deutschland lag im Jahr 2009 bei ca. 580 TWh_{el} [AGEB, 2010]. Durch Osmose-Kraftwerke könnten somit insgesamt ca. 0,06 % des deutschen Stromverbrauchs gedeckt werden.

3.2 Weltweit

Das ökologische Potential liegt weltweit gesehen dagegen bei ca. 65 GW_{el} bzw. 518 TWh_{el}/a. Die prozentuale Aufteilung des Potentials auf die Kontinente ergibt sich dabei analog zur Aufteilung der Abflusswerte. Bezieht man den Wert für das ökologische Potential auf den weltweiten Stromverbrauch (2007: ca. 16.500 TWh_{el} [IEA, 2010]), so ergibt sich ein maximaler Deckungsbeitrag von Osmose-Kraftwerken von ca. 3,1 %.

Günstige Standortbedingungen für Osmose-Kraftwerke liegen vor, wenn eine möglichst scharfe, vertikale Trennung zwischen Süß- und Salzwasser vorliegt (zunehmender Salzgehalt mit der Wassertiefe). Derartige Bedingungen sind z.B. an der norwegischen Fjordküste und in Regionen mit einem niedrigen Tidenhub anzutreffen. In diesen Fällen sind nur relativ geringe Transportentfernungen für die Betriebslösungen erforderlich. Weitere Standortkriterien ergeben sich aus den Salzgehalt- und Abflussverhältnissen sowie der Wasserqualität.

Weiterführende Informationen zu den Potentialen auf weltweiter Ebene sowie zu Regionen mit günstigen Standortbedingungen für Osmose-Kraftwerke sind [Stenzel, 2010] zu entnehmen.

4 Stromgestehungskosten

Die Wirtschaftlichkeit von Fluss- und Meerwasser Osmose-Kraftwerken wurde mit Hilfe eines ökonomischen Kalkulationsmodells analysiert. Dieses basiert auf einer Kostendatenbank für die einzelnen Kraftwerkskomponenten und wurde mit dem technischen Kraftwerksmodell (siehe Abschnitt 2.2) kombiniert. Das Modell ermöglicht die Betrachtung von unterschiedlichen Kraftwerksstandorten und –leistungsklassen unter Berücksichtigung der lokalen Standortbedingungen.

Bei den Berechnungen wird prinzipiell nach direkten (Kosten der Anlagenkomponenten /-bauteile) und indirekten Anlagenkosten (Transport, Bau- und Inbetriebnahme, Planung und Ingenieurleistung, Rücklagen, Projektfinanzierung) sowie den Betriebskosten (Personal, Wartung und Instandhaltung etc.) unterschieden. Mit Ausnahme der Osmose-Membranmodule sind sämtliche Kraftwerkskomponenten zum Stand der Technik zu zählen und entsprechende Kostendaten daher prinzipiell verfügbar. Bei der Übertragung

von Kostendaten und –annahmen, insbesondere zur Abschätzung der indirekten Anlagenkosten und der Betriebskosten, wird auf Daten von Umkehrosmoseanlagen, Wasserkraftwerken und von Anlagen der Wasserwirtschaft zurückgegriffen. Die verwendeten Basisdaten wurden jeweils an die charakteristischen Betriebsbedingungen (z.B. Druckniveau) von Osmose-Kraftwerken angepasst.

Die Berechnung von Stromgestehungskosten erfolgt unter Berücksichtigung des technischen Kraftwerksmodells (siehe Tabelle 1) zunächst für eine fiktive Osmose-Kraftwerksanlage (Basisfall). Der Basisfall wird durch die Angaben in Tabelle 4 charakterisiert. Zur Vorbehandlung der Betriebslösungen wird eine einfache Rückspülfiltration eingesetzt. Die Angaben zum Einlass- und Transportsystem in Tabelle 4 werden für die Bestimmung der Anlagenkosten benötigt. Reibungsverluste in Abhängigkeit von der Leitungslänge werden vernachlässigt.

Tabelle 4 Basisdaten und –annahmen zur Berechnung der Stromgestehungskosten (Basisfall)

Kategorie	Einheit	Wert	Kategorie	Einheit	Wert
Volumenstrom Meerwasser (V_1)	[m ³ /s]	1	Förderhöhe Einlass V_1	[m]	5
Volumenstrom Flusswasser (V_2)	[m ³ /s]	1	Förderhöhe Einlass V_2	[m]	0
Wassertemperatur ¹⁾	[°C]	16,1	Förderhöhe Auslass	[m]	0
Salzgehalt Meerwasser ²⁾	[-]	35	Transportentfernung Einlass V_1	[m]	1.000
Salzgehalt Flusswasser ²⁾	[-]	0,127	Anteil Offshore V_1	[%]	90
Druckverluste Vorbehandlung ³⁾	[bar]	0,2	Transportentfernung Einlass V_2	[m]	1.000
Kalkulationszins	[%]	6	Anteil Offshore V_2	[%]	0
Nutzungsdauer Anlagenkomp.	[a]	20	Transportentfernung Auslass	[m]	250
Nutzungsdauer Membranen ⁴⁾	[a]	3	Anteil Offshore Auslass	[%]	0

¹⁾: mittlere globale Oberflächenwassertemperatur von Meerwasser

²⁾: globale Mittelwerte; auch bezüglich der Salzzusammensetzung - Angaben nach Practical Salinity Scale

³⁾: Rückspülfiltration (50 μ m)

⁴⁾: Niedriger Wert aufgrund des Einsatzes einer Grobfiltration in der Vorbehandlung; Membrankosten: 11 €/m²

Die Ergebnisse der Berechnung der Stromgestehungskosten sind zusammenfassend in Tabelle 5 aufgeführt.

Tabelle 5 Ergebnisse der Berechnung der Stromgestehungskosten (Basisfall)

Kategorie	Einheit	Wert
Direkte Anlagenkosten	[€]	15.930.281
Indirekte Anlagenkosten	[€]	7.014.634
Summe Anlagenkosten	[€]	22.944.916
Annuität	[€/a]	2.523.034
Betriebskosten	[€/a]	785.938
Summe jährliche Kosten	[€/a]	3.308.973
Netto-Leistung	[MW _e]	0,46
Erzeugte Strommenge	[kWh/a]	3.671.162
Spez. Anlagenkosten	[€/kW _e]	50.000
Stromgestehungskosten	[ct/kWh]	90

Hauptkostenkomponenten bezogen auf die direkten Anlagenkosten sind das Membranrack (26 %), das Einlasssystem (20 %) und das Gebäude (20 %). Die Kosten für Bau und Inbetriebnahme haben mit 31 % den größten Anteil an den indirekten Anlagenkosten. Der Hauptanteil an den Betriebskosten entfällt auf die Personalkosten (56 %).

4.1 Sensitivitätsanalyse

Die Stromgestehungskosten von Osmose-Kraftwerken sind grundsätzlich stark standortsensitiv und von den lokalen Bedingungen abhängig. Um einen Vergleich des Einflusses von Änderungen einzelner Parameter auf die Stromgestehungskosten zu ermöglichen, sind in Abbildung 2 verschiedene Variationen einzelner Basisparameter, unter Beibehaltung der sonstigen Basisparameter, in einem gemeinsamen Diagramm dargestellt.

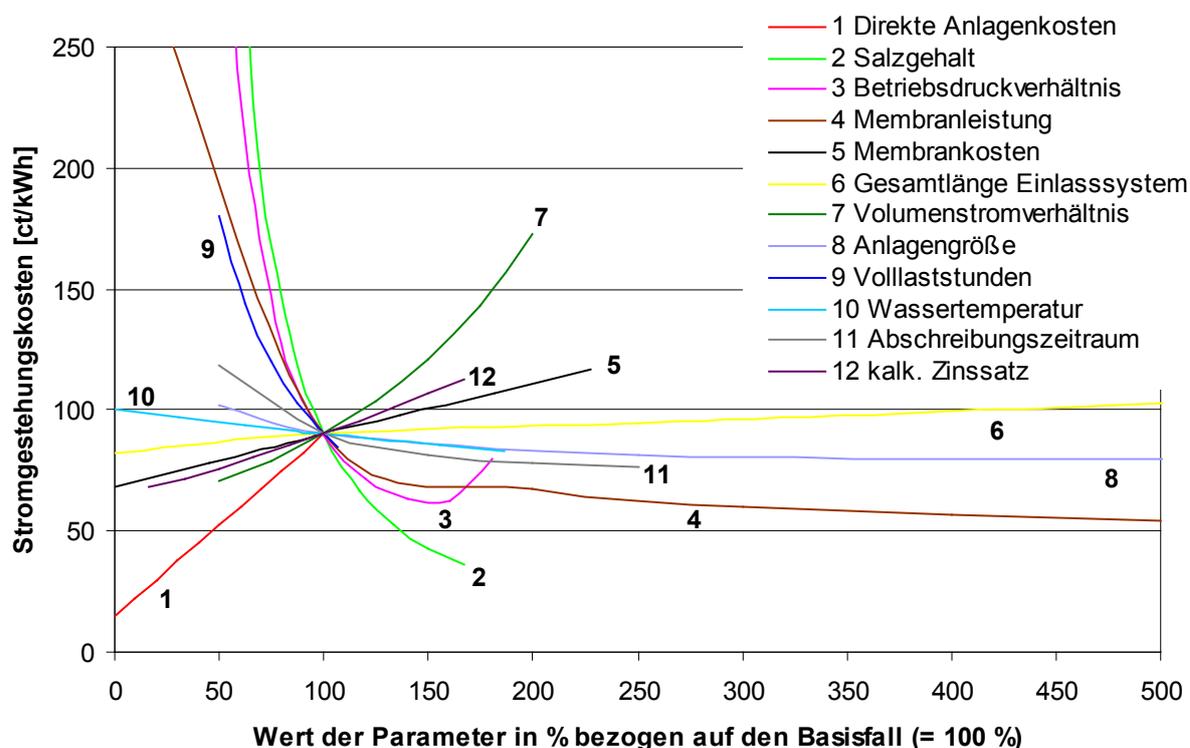


Abbildung 2 Einfluss von Parametervariationen auf die Stromgestehungskosten

Die Kurven für die einzelnen Parametervariationen schneiden sich jeweils in einem Punkt, durch welchen die Ergebnisse des Basisfalls (siehe Tabelle 5) definiert sind.

Durch die unterschiedlichen Kurvenverläufe wird ersichtlich, welche Änderungen gegenüber dem jeweiligen Basiswert die größten Auswirkungen auf die Stromgestehungskosten haben. Weiterhin ist erkennbar, welche Parameter erhöht und welche Parameter kleiner gewählt werden müssen um jeweils sinkende Stromgestehungskosten zu ermöglichen. Den größten Einfluss

auf die Stromgestehungskosten haben die Parameter *direkte Anlagenkosten*, *Salzgehalt* und *Betriebsdruckverhältnis* (siehe Abbildung 2).

4.2 Szenariorechnungen

Bei den durchgeführten Szenariorechnungen werden - im Gegensatz zur Sensitivitätsanalyse - jeweils mehrere Basisparameter gegenüber dem in Tabelle 4 definierten Basisfall geändert. Hieraus ergibt sich die Möglichkeit der Betrachtung verschiedener Anlagenkonfigurationen und –größen.

Tabelle 6 Geänderte Basisparameter im Best-Case-Szenario gegenüber dem Basisfall

Kategorie	Einheit	Wert	Kategorie	Einheit	Wert
Osmose-Membrankosten	[€/m ²]	4	Gesamtlänge-Einlasssystem	[m]	200
Reduktion direkte Anlagenkosten	[%]	25	Volllaststundenzahl	[h/a]	8400
Betriebsdruckverhältnis	[-]	0,7	Wassertemperatur	[°C]	20
Feedvolumenstromkapazität	[m ³ /s]	10	Salzgehalt	[-]	38

Unter der Annahme günstiger Rahmenbedingungen (Best-Case-Szenario, siehe Tabelle 6) ergeben sich für ein Beispieldkraftwerk mit einer Anlagenleistung von 4 MW_{el} (Gesamtfeedvolumenstrom: 10 m³/s) Stromgestehungskosten von ca. 28 ct/kWh. Die spezifischen Anlagenkosten einer derartigen Anlage liegen bei ca. 22.000 €/kW_{el}. Die Annahmen des Best-Case-Szenarios sind z.B. für Anlagenstandorte am Mittelmeer bzw. in Norwegen bei gleichzeitigen Effizienzsteigerungen und Kostensenkungen denkbar.

Zum Vergleich wurden auch Stromgestehungskosten für mögliche Kraftwerksstandorte in Deutschland berechnet. Für die Berechnungen wurden neben den Angaben in Tabelle 6 (Best-Case-Szenario) die jeweiligen lokalen Werte für die Salzgehalte und die Wassertemperatur verwendet. Aufgrund der ungünstigen Standortbedingungen (reduzierte Salzgehalte, lange Transportwege) ergeben sich Stromgestehungskosten von ca. 120 ct/kWh (Anlagenstandort Ems - Nordsee) bzw. ca. 210 ct/kWh (Anlagenstandort Schwentine - Ostsee).

5 Zusammenfassung

Die Standortbedingungen für Osmose-Kraftwerke an der Nord- und Ostsee sind aufgrund der Salzgehaltverhältnisse (lange Brackwasserzonen der Nordseeflüsse, Ostsee als Brackwassermeer) nicht ideal. Auf weltweiter Ebene ergeben sich günstige Standortbedingungen insbesondere dann, wenn eine möglichst scharfe, vertikale Trennung von Süß- und Salzwasser im Mündungsbereich vorliegt, um den Aufwand für den Transport der Betriebslösungen zu begrenzen. Die Stromgestehungskosten von Osmose-Kraftwerken sind

grundsätzlich stark standortsensitiv und von den lokalen Bedingungen abhängig. Der maximale Deckungsbeitrag von Osmose-Kraftwerken, bezogen auf den Stromverbrauch, liegt weltweit bei ca. 3,1 % und in Deutschland bei ca. 0,06 %. Unter der Annahme günstiger Rahmen- und Standortbedingungen sind Stromgestehungskosten im Bereich von ca. 28 ct/kWh erreichbar.

Literatur

- AGEB: Bruttostromerzeugung in Deutschland von 1990 bis 2009 nach Energieträgern. Zugriff am 10.08.2010 auf <http://www.ag-energiebilanzen.de> (2010)
- BSH: Nordseezustand 2004. Berichte des Bundesamtes für Seeschifffahrt und Hydrographie (2006)
- BSH: Salzgehalte in der Ostsee im Juni 2009. Zugriff am 13.12.2010 auf http://www.bsh.de/de/Meeresdaten/Beobachtungen/MURSYS-Umweltreportsystem/PDF/oste7_07.pdf (2009)
- de Couet, T. Maurer, T.: Surface Freshwater Fluxes into the World Oceans, Global Runoff Data Centre. Koblenz: Federal Institute of Hydrology (BfG), (2009)
- IEA: Electricity/Heat in World in 2007. Zugriff am 10.08.2010 auf http://www.iea.org/stats/electricitydata.asp?COUNTRY_CODE=29 (2010)
- Loeb, S.: Method and apparatus for generating power utilizing pressure-retarded osmosis. B.-G. U. o. t. Negev. Israel. US-Patent 3906250 (1975)
- Stenzel, P. Wagner, H.-J.: Osmotic power plants: Potential analysis and site criteria. Konferenzbeitrag: International Conference on Ocean Energy (ICOE), Bilbao (2010)

Autoren:

Dipl.-Ing. Peter Stenzel
Zentrum für Innovative
Energiesysteme
Fachhochschule Düsseldorf
Josef-Gockeln-Str. 9
D-40474 Düsseldorf
Tel.: +49 – 211 – 4351493
Fax: +49 – 211 – 4351495
peter.stenzel@fh-duesseldorf.de

Prof. Dr.-Ing. Hermann-Josef Wagner
Lehrstuhl für Energiesysteme und
Energiewirtschaft
Ruhr-Universität Bochum
Universitätsstr. 150
D-44780 Bochum
Tel.: +49 – 234 – 3226046
Fax: +49 – 234 – 3214158
lee@lee.rub.de

Auslegung und Evaluierung eines Rotordesigns für Gezeitenströmungsanlagen

Frank Biskup, Philipp Daus, Raphael Arlitt

Der Artikel gibt im ersten Teil eine Einführung in die Technologie der Gezeitenströmungsanlage von Voith Hydro Ocean Current Technologies, beschreibt die Möglichkeiten der Auslegung der Teilkomponente Rotor der Turbine mit den in der Industrie gängigen Theorien und stellt die Besonderheiten der Optimierungsziele dar. Im zweiten Teil wird auf die notwendigen Evaluierungen der rein theoretischen Erkenntnisse mit experimentellen Untersuchungen eingegangen.

The technology of Voith Hydro Ocean Current Technologies tidal current turbine is relying on simplicity and robustness. This philosophy results in a technical solution which has a need for a special design of the rotor. In the first part this article gives a rough overview of Voith Hydro Ocean Current Technologies technology and the special requirements of the component rotor. The second part focuses on the design targets and the following need for evaluation of the performed theoretical analysis with experimental component tests.

1 Einleitung

Der ansteigende Ausstoß von klimaverändernden Emissionen und die immer knapper werdenden Energieressourcen erfordern innovative Lösungen, um auch bis jetzt ungenutzte erneuerbare Energieformen – wie die Gezeitenströmungsenergie – technisch zu realisieren. Die extremen Umweltbedingungen der Weltmeere stellen für die Installation eines Kraftwerks in dieser Umgebung deutlich größere Herausforderungen dar, als für ein Kraftwerk an Land.

Die Firma Voith Hydro Ocean Current Technologies (VHOCT) verfolgt das Konzept einer Gezeitenströmungsanlage, welche sich in drei Hauptkomponenten unterteilen lässt: Haltestruktur, Turbine und die Installations- und Wartungsausrüstung. Der Fokus in diesem Artikel liegt auf der Turbinenkomponente, welche ein einzigartiges Konzept darstellt, das bis dato eine Besonderheit in der Industrie ist: Der konsequente Verzicht auf technische Komplexität und die damit angestrebte Robustheit gegenüber den extremen Umweltbedingungen hat eine Erhöhung der Zuverlässigkeit als Ziel. Dieser

Verzicht bringt aber auch einige besondere Anforderungen an die einzelnen Komponenten der Turbine mit sich. Anhand der Turbinenkomponente Rotor werden die besonderen Anforderungen und die Auslegung mit den in der Industrie standardmäßig verwendeten Tools erläutert.

2 Technologie

Bei der Auslegung der VHOCT Gezeitenströmungsanlage wird besonderer Wert auf die Robustheit und Zuverlässigkeit des Gesamtsystems gelegt. Ein Verzicht auf bewegliche Teile, Getriebe, Öle und rotierende Dichtungen in der Turbine hat zur Folge, dass die gesamte Turbine mit Wasser durchströmt wird und sich nur aus zwei beweglichen Komponenten zusammensetzt, der Rotorwelle und der aus Sicherheitsgründen im Prototyp verbauten Bremse. Der konsequente Verzicht führt zu einem besonderem Turbinenkonzept von VHOCT, was in einem schematischen Querschnitt in Abb. 1 dargestellt ist. Dieses Konzept ist in einem ersten Prototyp (Abb. 2) verwirklicht.

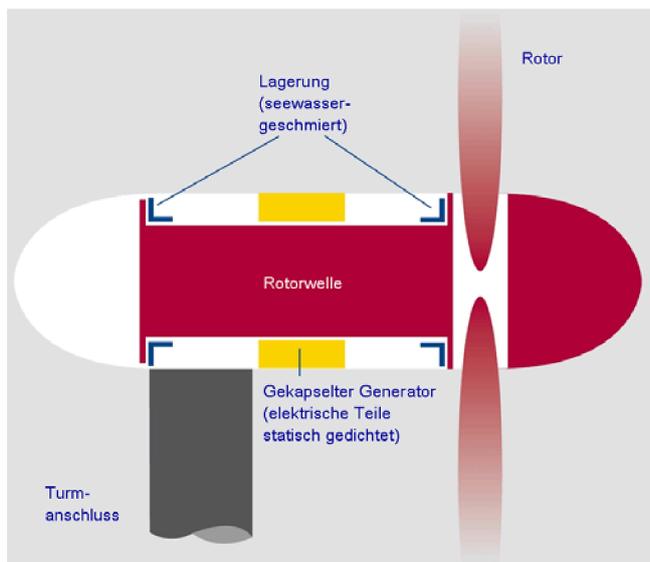


Abb. 1 Schematischer Querschnitt durch die Voith Hydro Turbine



Abb. 2 Voith Hydro Prototyp während der Herstellung

Die wichtigsten Merkmale der Turbine sind:

- Ein direkter Antrieb des Generators durch den Rotor.
- Ein permanent magnetisch erregter Generator ohne den Einsatz von rotierenden Schleifringen und komplexer statischer Erregung.
- Ein gezielt gelenkter Wasserstrom durch die Turbine führt zu einem direkt gekühlten Generator und einem Verzicht auf rotierende Dichtungen.

- Die Lagerung der rotierenden Teile wird direkt durch das Seewasser, ohne zusätzliche Schmiermittel gewährleistet.
- Ein kompletter Verzicht auf Öl und Schmiermittel in der Turbine reduziert die möglichen Umwelteinflüsse.

Diese Anlagenphilosophie prägt auch die Auslegung des Rotors. Die Anforderung auf bewegliche Teile und komplexe Elektronik zu verzichten, führt zusätzlich zu dem Verzicht auf die allgemein für Windkraftanlagen bekannte Regelung durch den Blattwinkelverstellmechanismus, kurz „Blattwinkelverstellung“ (engl. „Pitch“).

- Die Leistungsregelung wird über das Drehmoment als Drehzahlregelung mit fest eingebauten Rotorblättern verwirklicht.

Analysen von Gezeitenströmungsstandorten zeigen deutliche ausgeprägte Wechsel der Strömung um 180° . Auch geringe Abweichungen von der Hauptströmungsrichtung führen nur zu einer geringen Reduktion des möglichen Jahresenergieertrages. Dies führt zu dem Verzicht des Strömungsnachführungsmechanismus, kurz „Giermechanismus“ (engl. „Yaw“). Obige Anforderungen machen jedoch eine klassische Auslegung mit Standardprofilen nicht mehr möglich und erfordern spezielle

- symmetrische Profilformen für den Rotor, welche für dieses Einsatzgebiet auf hohen Wirkungsgrad und einen breiten Arbeitsbereich optimiert sind.

Zusätzlich ist eine vorausschauende Berücksichtigung des Rotorverhaltens und der auftretenden Belastungen durch den Rotor in der Auslegung unerlässlich, auf welche jetzt eingegangen wird. Für weitere Details zu der Gezeitenressource und das VHOCT Gezeitenströmungsanlagenkonzept siehe auch [Ruprecht, Weilepp].

2.1 Theoretische Grundlagen des Rotors

Für die Beurteilung eines Rotors werden die charakteristischen Kennlinien für Leistung und Schub hergenommen. Um eine gute Vergleichbarkeit zu gewährleisten sind die charakteristischen Kennlinien für eine „klassische“ langsamläufige und schnellläufige Auslegung in Abb. 3 dargestellt [vgl. Gasch]. Alle Kennlinien werden normalisiert dargestellt. Die Kennlinien werden dimensionslos über der Schnelllaufzahl λ oder engl. „Tip Speed Ratio“ TSR (Glg. (2.1)) dargestellt, welche dem Verhältnis der Blattspitzengeschwindigkeit zur ungestörten Anströmgeschwindigkeit entspricht und aus der Winkelgeschwindigkeit ω , dem Radius an der Blattspitze R_{tip} und der axialen, ungestörten Anströmgeschwindigkeit v_{axial} gebildet wird.

$$\text{TSR} = \frac{\omega \cdot R_{\text{tip}}}{v_{\text{axial}}} [-] \quad (2.1)$$

Der dimensionslose Leistungsbeiwert c_p (Glg. (2.2)) gibt die Leistungsabgabe des Rotors über der Drehzahl, bezogen auf die in der Strömung vorliegende Leistung wieder.

$$c_p = \frac{P_{\text{power}}}{\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_{\text{axial}}^3 \cdot \pi \cdot R_{\text{tip}}^2} [-] \quad (2.2)$$

Der dimensionslose Schubbeiwert c_s (Glg. (2.3)) ist die axiale Kraftkomponente (Schub) des Rotors, bezogen auf die Druckkraft einer geschlossenen Scheibe mit gleichem Durchmesser.

$$c_s = \frac{F_{\text{axial}}}{\frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_{\text{axial}}^2 \cdot \pi \cdot R_{\text{tip}}^2} [-] \quad (2.3)$$

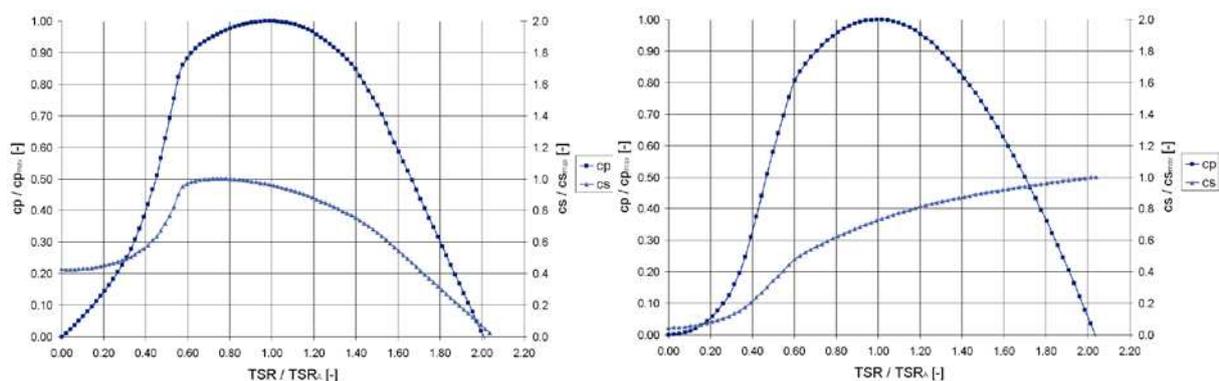


Abb. 3 Normalisierte Leistungsbeiwert- und Schubkennlinie eines „klassischen“ langsamläufigen (links) und schnellläufigen (rechts) Rotordesigns [Gasch]

2.2 Abhängigkeit des Rotorwirkungsgrades von der Profilleitzahl

Die Rotorcharakteristik wird zu einem hohen Teil durch seine Profilform am Rotorblatt bestimmt. Die charakteristischen Größen einer Profilform sind unter anderem der Auftriebsbeiwert C_l , der Widerstandsbeiwert C_d und die Druckverteilung über die Lauflänge am Profil $c_{p_{\text{profil}}}$. Die Effizienz des Profils wird dabei anhand der Profilleitzahl LDR (engl. LDR „Lift to Drag Ratio“ Glg. (2.4)) als Quotient des Auftriebs- und Widerstandsbeiwertes bewertet.

$$\text{LDR} = \frac{C_l}{C_d} [-] \quad (2.4)$$

Berechnet man nach Schmitz [Gasch, Seite 208] den theoretisch maximal möglichen dimensionslosen Leistungsbeiwert c_p des Rotors nach Glg. (2.5), unter Berücksichtigung der Verluste durch den Widerstand des Profils η_{profil} und der Blattspitzenverluste $\eta_{\text{Blattspitze}}$, so ist dieser direkt abhängig von der Blattanzahl z , der Profilleitzahl LDR und der Auslegungsschnelllaufzahl TSR_A .

$$cp_{\text{real}}(z, \text{LDR}, \text{TSR}_A) = cp_{\text{schmitz}} \cdot \eta_{\text{profil}} \cdot \eta_{\text{Blattspitze}} [-] \quad (2.5)$$

Es zeigt sich dann, für einen für Gezeitenströmungsturbinen idealen Bereich einer Auslegungsschnelllaufzahl von 3 bis 8, eine geringe Abhängigkeit des maximal erreichbaren Rotorleistungsbeiwertes von der Profilleitzahl (Abb. 4).

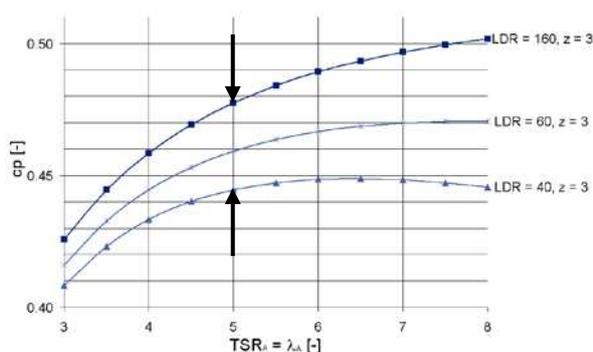


Abb. 4 Idealer Leistungsbeiwert cp eines Rotors in Abhängigkeit von LDR und TSR_A [Gasch]

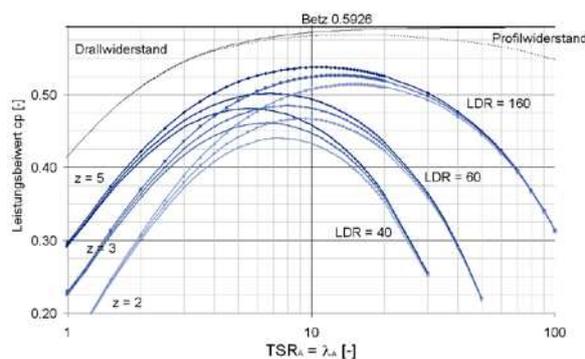


Abb. 5 Ideale Leistungsbeiwerte nach Glg. (2.5) in Abhängigkeit von TSR_A , LDR und Blattanzahl z

So erreicht theoretisch hier ein exemplarisches Profil bei einer guten Profilleitzahl von $\text{LDR} = 60$, einem Rotornabenverhältnis von $h = 0.2$ und einer Auslegungsschnelllaufzahl von $\text{TSR}_A = 5$ einen cp -Wert von $cp = 0.46$. Eine Erhöhung der Gleitzahl auf theoretische $\text{LDR} = 160$, um 266%, lässt den theoretisch möglichen cp -Wert auf $cp = 0.478$ steigen, was „nur“ 3.9% Steigerung entspricht. So zeigt sich auch bei einer Verschlechterung der Profileigenschaften auf $\text{LDR} = 40$ (-33.33%) eine Erniedrigung auf einen cp -Wert von 0.445 was „nur“ -2.3% entspricht. Diese Effekte stellen sich bei einer Auslegungsschnelllaufzahl von $\text{TSR}_A = 8$ anders dar und das Profil mit dem höheren Wirkungsgrad führt zu höheren Leistungsbeiwertgewinnen des Rotors. Die Einflüsse der Profilleitzahl sind bei geringen Auslegungsschnelllaufzahlen nach Glg. (2.5) (siehe Abb. 5) nicht vorhanden und nehmen mit zunehmender Auslegungsschnelllaufzahl bis zu einem gewissen Punkt weiter zu. Bei sehr hohen Auslegungsschnelllaufzahlen dominiert hingegen nur noch die Profilleitzahl. Dies bedeutet, dass bei jeder Auslegungsschnelllaufzahl, eine Profilleitzahl und eine Blattanzahl zu dem höchstmöglichen Leistungsbeiwert des Rotors führt.

Damit lässt sich sehr schnell die Auswirkungen auf das Design der Gezeitenströmungsturbine erklären. Profilformen mit $\text{LDR} = 160$ sind theoretisch möglich, bedürfen jedoch einiger extra Modifikationen wie z.B. Grenzschichtabsaugung und einem hohen Maß an Pflege um diese hohen Gleitzahlen dauerhaft im Betrieb zu erzielen. Dies ist aber praktisch für den Einsatz unter Wasser mit möglichem marinen Bewuchs und sehr turbulenter Zuströmung fast unmöglich machbar. Falls es dennoch möglich ist die

hochsensiblen und effektiven Profilformen mit einer Gleitzahl von $LDR > 80$ einzusetzen, bedarf es trotzdem noch einer Erhöhung der Auslegungsschnelllaufzahl des Rotors um die Effekte des hocheffizienten Profils bestmöglich zu nutzen.

Diese Grundlagen bedeuten, dass die Wahl der Blattanzahl auf die verwendeten Profilformen und die Umgebung abgestimmt werden muss. Jedoch müssen auch noch andere Faktoren berücksichtigt werden.

Exemplarisch liegt der erreichbare Leistungsbeiwert des Rotors bei mehr verwendeten Rotorblättern geringfügig höher und die Auslegungsschnelllaufzahlen niedriger als bei einem vergleichbaren Rotor mit weniger Rotorblättern. Möchte man z.B. auf dem gleichen Leistungsbeiwertniveau bei einem Dreiblatt- wie Zweiblattrotor sein, können die ideale Schnelllaufzahl und die Profilgleitzahl anstatt mit $TSR_A = 10$ und $LDR = 60$ (Abb. 5) bei einem Zweiblattrotor, bei einem Dreiblattrotor mit $TSR_A = 6$ und $LDR = 40$ für den gleichen Leistungsbeiwert c_p ausgeführt werden. Zusätzlich sind unter dynamischen Betrachtungen Rotoren mit mehreren Blättern gleichmäßiger mit den Massen- und hydrodynamischen Kräften verteilt als Rotoren mit weniger Blättern, was geringere Belastungen der folgenden Turbinenkomponenten erzeugt [Gasch].

Betrachtet man fertigungstechnische Aspekte können jedoch die ansteigenden anregenden Frequenzen von mehr Rotorblättern eines Rotors, die ansteigende Masse und die steigende Komplexität, Bauraum und Belastung für den Blattanschluss eine Grenze für die Blattanzahl darstellen. Auch wirtschaftliche Aspekte sind nicht zu vernachlässigen, so sind durch mehr Rotorblätter auch höhere Kosten für den Rotor und durch niedrigere Drehzahlen mehr Kosten für den Generator notwendig.

3 Evaluierung des Rotordesigns

3.1 Profilentwicklung von beidseitig anströmbaren Profilformen

Durch die Anforderungen an den Rotor ist es notwendig von der normalen Profilsystematik abzuweichen. Dabei stand die Neuentwicklung von beidseitig gleich anströmbaren Profilformen mit hoher Effizienz im Mittelpunkt. Dies konnte im ersten Schritt durch analytische Optimierungsalgorithmen und in einem zweiten Schritt dahintergeschalteten numerischen 2D-CFD Optimierungen (engl. CFD „Computational Fluid Dynamics“) erreicht werden. Eine schematische Darstellung des Vorgehens ist in Abb. 6 dargestellt. Schon in dieser Optimierungsphase werden weitere Optimierungsziele wie z.B. das Verhalten im Abrisspunkt, das Verhalten bei marinen Bewuchs und auch die

Druckverteilungen analysiert und bewertet. Auf die bei VHOCT, in Zusammenarbeit mit dem Institut für hydraulische Strömungsmaschinen der Universität Stuttgart, entwickelten Prozeduren wird in dieser Veröffentlichung nicht weiter eingegangen.

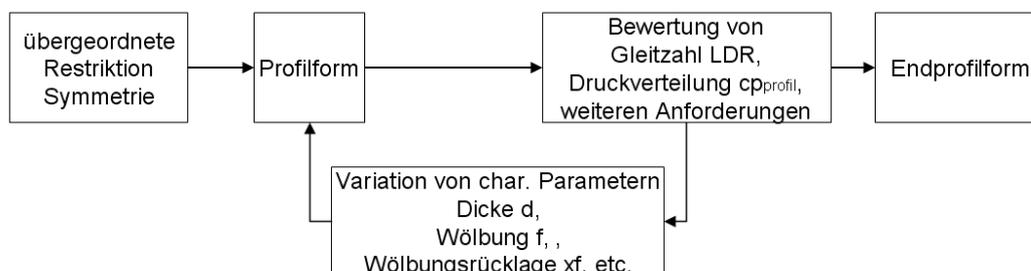


Abb. 6 Entwicklungszyklus symmetrische Profilform

Im abschließenden dritten Schritt werden die erhaltenen Profilformen selektiert und auf eine bzw. zwei Profilformen reduziert.

3.2 Profilvermessung

Die aus der Profilentwicklung für symmetrische Profile erhaltene Profilformen werden im Modellmaßstab mit einer Sehnenlänge von $L = 600\text{mm}$ als quasi-2D Modell aus einer Glasfaser-Holz Konstruktion gefertigt. Dabei wird die Außenhaut in Glasfaser sandwichbauweise und das Innenskelett in Holz ausgeführt (Abb. 7). Zusätzlich werden auf der Profiloberfläche feine Druckbohrungen mit einem Durchmesser von $D = 0.3\text{mm}$ angebracht und jede dieser Bohrungen mit einem Druckmesssystem verbunden. An der Profiloberfläche lassen sich durch anbringen unterschiedlicher Störquellen verschiedene Oberflächenstrukturen verwirklichen und das Verhalten der charakteristischen Kenngrößen vermessen. Die Profilvermessungen werden in einem Windkanal durchgeführt, dabei können nur in einem bestimmten Maße die Modellgesetze, wie die Reynoldszahlähnlichkeit

$$\text{Re}_{\text{Original}} = \text{Re}_{\text{Modell}} \quad \text{Re} = \frac{u \cdot L_{\text{char}}}{\nu} [-] \quad (3.1)$$

eingehalten werden, da die berechneten Reynoldszahlbereiche im Prototyp und der Großausführung einer Gezeitenströmungsturbine in dem Bereich von $\text{Re} = 3 \cdot 10^6$ bis zu $\text{Re} = 20 \cdot 10^6$ an den Profilschnitten des Rotors betragen können.

Für die Vermessung der charakteristischen Größen werden zwei gängige Methoden eingesetzt. Die erste Methode ermittelt über Druckbohrungen an der Windkanalwand und einen Nachlaufrechen die Werte. Die zweite Methode nutzt die feinen und hochsensiblen Druckbohrungen an der Profiloberfläche um ein genaues Bild der Druckverteilung am Profil zu liefern.

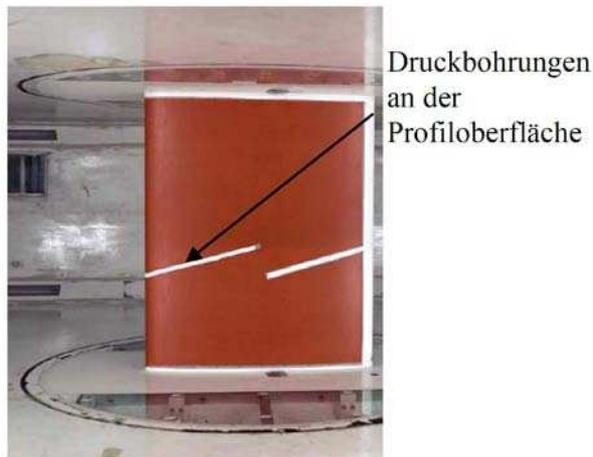


Abb. 7 Eingebautes Profil (weiß) mit simuliertem marinem Bewuchs (orange) im Windkanal

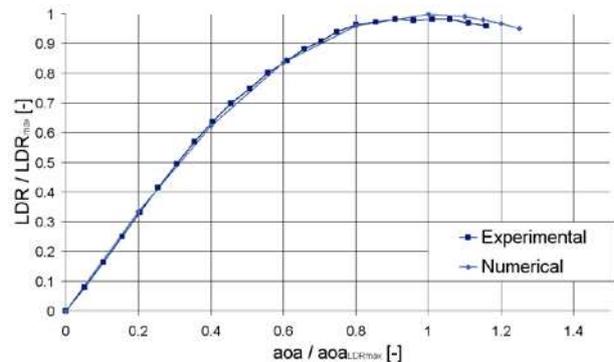


Abb. 8 Übereinstimmung der numerischen 2D-CFD mit den experimentellen Ergebnissen. Normalisiert dargestellt.

Bei der Vermessung der charakteristischen Kenngrößen der Profilformen steht die Validierung der entwickelten Prozeduren und deren Ergebnisse im Vordergrund. Vergleicht man die durch die Berechnungsmethoden gewonnenen Ergebnisse mit den experimentell gemessenen Daten, so zeigen sich gute Übereinstimmungen (Abb. 8) in den qualitativen Verläufen, wie auch in den quantitativen Höhen der einzelnen Messwerte über dem Anstellwinkel (engl. *aoa* „angle of attack“). Diese Übereinstimmungen sind gewünscht und bestätigen die entwickelten Berechnungsmethoden und ermöglichen eine Skalierung der Ergebnisse auf die Randbedingungen des Prototyps. Nach dem Erhalt dieser Daten kann mit der Auslegung des Rotors und der Berechnung der charakteristischen Rotorkennlinien begonnen werden.

3.3 Rotorentwicklung

Die berechneten und validierten Datensätze aus der 2D-Profilvermessung bilden die Basis für eine zuverlässige Aussage über das spätere Rotorverhalten. Mit diesen Datensätzen wird dann für die Auslegung des Rotors auf die in der Literatur gängige Blattelementtheorie nach Betz bzw. Schmitz zurückgegriffen [Gasch]. Grundsätzlich funktioniert die Theorie mit den Standardannahmen auch für Gezeitenströmungsrotoren, jedoch haben sich aus den zahlreichen Versuchen einige Modifikationen in den hinterlegten empirischen Annahmen ergeben.

Für die Auslegung des Rotors wird in besonderem Maße Wert auf die auftretenden Lasten des Rotors gelegt, und als Besonderheit in einem eigens dafür entwickelten Optimierungstool mit berücksichtigt. Durch diese vorläufige Lastsimulation entsteht ein Lastkollektiv mit Berücksichtigung von Effekten wie Grenzschicht, Turbulenzen und Wellen. Dieses Lastkollektiv wird durch

vorläufige Festigkeitsberechnungen verwendet und die absolute Dicke des Rotorblattes in die Optimierung und den Auslegungszyklus eingespeist. Mit dieser Einspeisung werden größere Korrekturen der endgültig gefertigten hydrodynamischen Kontur im Vergleich zur Auslegung vermieden. Eine schematische Darstellung des Vorgehens ist in Abb. 9 dargestellt.

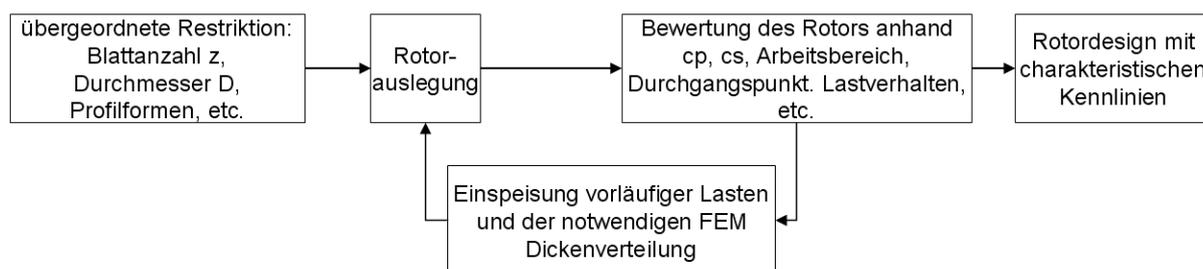


Abb. 9 Entwicklungszyklus Rotor

In dieser Phase kommen für einige selektierte Rotorgeometrien numerische Berechnungen zur Überprüfung der analytischen Ergebnisse zum Einsatz. Für den Rotor werden 3D-CFD Berechnungen durchgeführt, um die auftretenden 3D-Effekte besser abzubilden. Diese 3D-CFD Berechnungen ermöglichen im letzten Schritt Detailoptimierungen der Rotorblattform. Des Weiteren dienen die 3D-CFD Berechnungen zur Abbildung weiterer hydrodynamisch wirksamer Komponenten wie der Anströmhaube, der Gondel und der Haltestruktur (Abb. 10). Durch die Simulation dieser Komponenten können Optimierungen des Rotors oder der gesamten Turbine durchgeführt werden, welche auf Basis der gängigen Blattelementtheorie nicht möglich sind.

3.4 Rotorvermessungen

Für die Validation des Vorgehens bei der Auslegung, der angewandten Berechnungsmethoden und zur Bestätigung des Rotorkonzeptes („Proof of concept“) wird der ausgewählte Rotor in Modellmaßstab gefertigt. Der Durchmesser des Modells beträgt $D = 400\text{mm}$ und der Rotor wird komplett aus dem Material Messing mit einer Hochgeschwindigkeits-CNC-Fräsmaschine gefräst. Das gefertigte Modell wird in zwei Messreihen im Wasser mit ähnlicher Konfiguration zum Einsatz gebracht. Bei den Messstrecken handelt es sich zum einen um einen offenen Schlepptankversuch mit einem über 200m langen Wasserbecken und zum anderen um eine geschlossene Messstrecke in einem Umlaufkanal. Die Instrumentierungen sind unterschiedlich und ermöglichen somit den Rückschluss auf die charakteristischen Kennlinien des Rotors über zwei unabhängige Wege. Beide Versuchsreihen müssen für Vergleichbarkeitszwecke im Modellmaßstab analytisch und numerisch (3D-CFD, Abb. 10) nachgerechnet werden, da hier durch Limitationen im Aufbau die Reynoldszahlanalogie, wie bei der 2D-Profilvermessung, nicht eingehalten

werden kann. Durch dieses Vorgehen lassen sich die notwendigen Modellkorrekturen zum Prototyp und der Großausführung bestimmen.

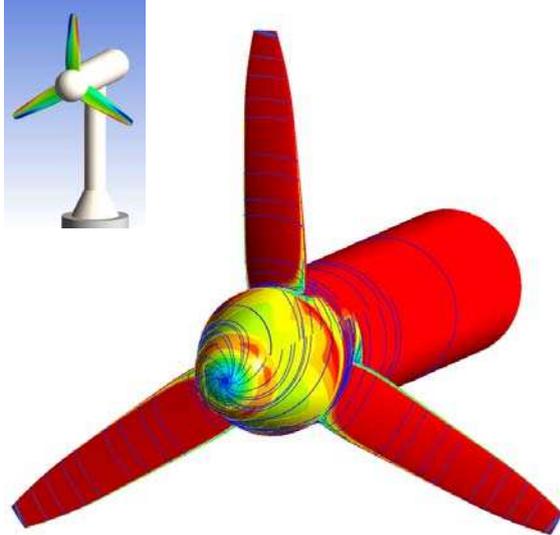


Abb. 10 3D-CFD Berechnungen des Rotors und weiterer Anbauteile



Abb. 11 Voith Hydro Gezeitenströmungsturbinenrotor im Modellmaßstab in Versuchseinrichtung montiert

Für die durchgeführten Messreihen stellen sich gute Übereinstimmungen mit den in der Analytik und Numerik (CFD) berechneten Rotorkennlinien ein. Die in Abb. 12 dargestellten Kennlinien sind exemplarisch aus einer Messreihe entnommen worden. Durch eingebrachte Restriktionen und Besonderheiten bewegt sich das VHOCT Konzept (Abb. 12) zwischen den beiden klassischen Rotorkonzepten (vgl. Abb. 3).

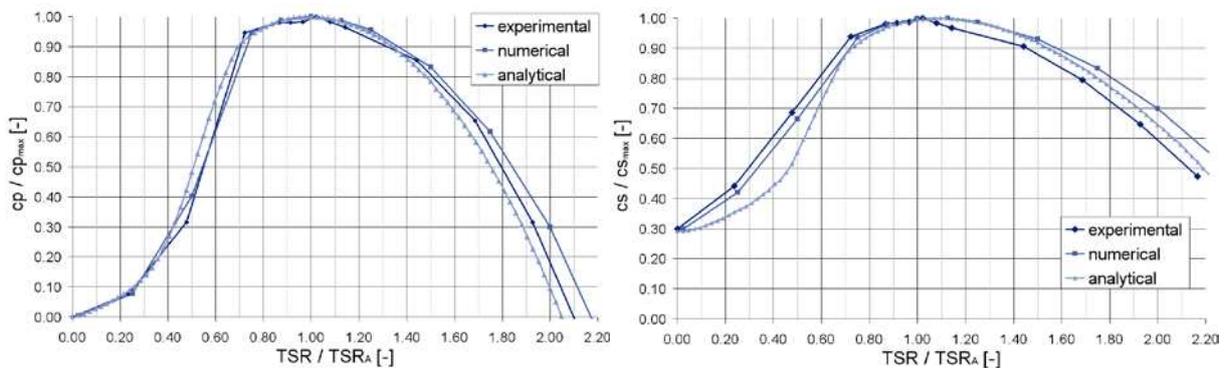


Abb. 12 Übereinstimmung der Rotorkennlinien im Modellmaßstab in der Analytik und Numerik (CFD) mit dem Experiment

4 Schlussfolgerung

Es werden einige Anstrengungen im Vorfeld für die Entwicklung der Komponente Rotor unternommen, um den Einsatz des ersten Gezeitenströmungsanlagenprototyps sicher und zuverlässig zu gestalten. Nach dem erfolgreichen Abschluss der Testreihen wird mit der Fertigung des Rotors begonnen. Zahlreiche weitere Komponenten sind in anderen Prüfständen umfangreichen Tests ausgesetzt worden und haben alle in sie gestellten Erwartungen der Ingenieure erfüllt oder übertroffen. Die abschließenden Ergebnisse aus dem Prototypbetrieb werden eine weitere experimentelle Vergleichskennlinie in den Diagrammen bilden und die abschließende Validation der vorgenommenen Modellskalierungen in Abb. 12 darstellen. Für die noch sehr wenig erforschten Gebiete des Gezeitenströmungsanlagen ist es unbedingt notwendig die Berechnungsmethoden für dieses Umfeld zu überprüfen und nicht blind in die Analytik und Numerik zu vertrauen. Die Experimente werden auf dem Weg zu den nächsten Gezeitenströmungsanlagen als wichtige Kalibrierungen der Berechnungsmethoden dienen und die Berechnungsgenauigkeit im Vorfeld deutlich erhöhen. Dies trägt am Ende zu einer effizienteren und zuverlässigen Gezeitenströmungsanlagentechnologie bei und die Risiken von unerwarteten und kostspieligen Schäden an der Gezeitenströmungsanlage können reduziert werden.

Literatur

Ruprecht, A.; Weilepp, J.: Gezeitenströmungskraftwerke, Artikel
Wasserwirtschaft 03/2009

Gasch, R.; Twele, J.: Windkraftanlagen - Grundlagen, Entwurf, Planung,
Betrieb, 6. Auflage 2010

Autor / Kontakt:

Dipl.-Ing. Frank Biskup

Voith Hydro Ocean Current
Technologies GmbH & Co KG
Alexanderstraße 11
89522 Heidenheim, Germany

Tel.: +49 7321 37 7872
Fax: +49 7321 37 7350
frank.biskup@voith.com

Methoden zur Ermittlung und Bewertung von Standortdaten für die Nutzung der Gezeitenströmungsenergie

Philipp Daus, Maila Sepri, Frank Biskup, Raphael Arlitt

Die vorliegende Arbeit beschreibt in zwei Teilen zunächst die notwendigen Schritte, um eine Gezeitenströmungsressource hinreichend genau bestimmen zu können. Dabei werden Werkzeuge und Methoden benannt, die es ermöglichen schon früh in der Projektphase eine wirtschaftliche Einschätzung zu geben und letztendlich alle für die Design Basis und Lastannahmen notwendigen Parameter zu bestimmen. Im zweiten Abschnitt wird die Messung der Strömung durch ein ADCP und die Auswertung der Daten gerade im Hinblick auf die für die Lastannahmen wichtigen Turbulenzparameter näher diskutiert. Auf Basis verschiedener verwandter Untersuchungen schließt die Arbeit mit der Beschreibung einer Auswertung in „Beam“-Koordinaten ab, um wichtige Kenngrößen der Turbulenz zu ermitteln.

The first part of the presented work describes all necessary steps which needs to get passed in order to be able to sufficiently characterise a tidal resource. Thereby available tools, equipment and methods are stated capable of determining the economical value of the project within the first stages. Also they yield the necessary parameters for the specification of the design basis and the subsequent load assumptions of the machine. In the second part the flow measurement by an ADCP as well as the analysis of the data are generally described and discussed in more detail. The focus lies on the turbulence parameters which have a significant effect on the loads the turbine has to withstand. On basis of other related studies the work closes with a brief description of the data analysis in beam coordinates from which some of the turbulence parameters can be obtained.

1 Die Energie der Gezeiten

Die Gezeitenströmungsenergie erfährt gegenwärtig in bestimmten Gebieten der Erde eine erhöhte Aufmerksamkeit und es werden ernsthafte Anstrengungen unternommen dieser Technologie zur Marktreife zu verhelfen. Einer dieser Gebiete ist beispielsweise der Raum Großbritannien, wo durch Inselgruppen nahe des Festlandes kanalförmige Stromschnellen entstehen, wenn die Kräfte der Gezeiten Wassermassen des Atlantiks in die Nordsee drücken (Flut) oder diese wieder aus der Nordsee abfließen (Ebbe).

Dieser periodische Wechsel der Strömungsgeschwindigkeit (Abb. 1), der in Stärke und Periode abhängig ist vom betrachteten Ort und dem Verlauf der Gesteine (Wechselspiel zwischen Mond, Erde und Sonne), ist vorhersagbar und bietet daher eine hervorragende Bedingung für die Energieentnahme bzw. -vermarktung [1].

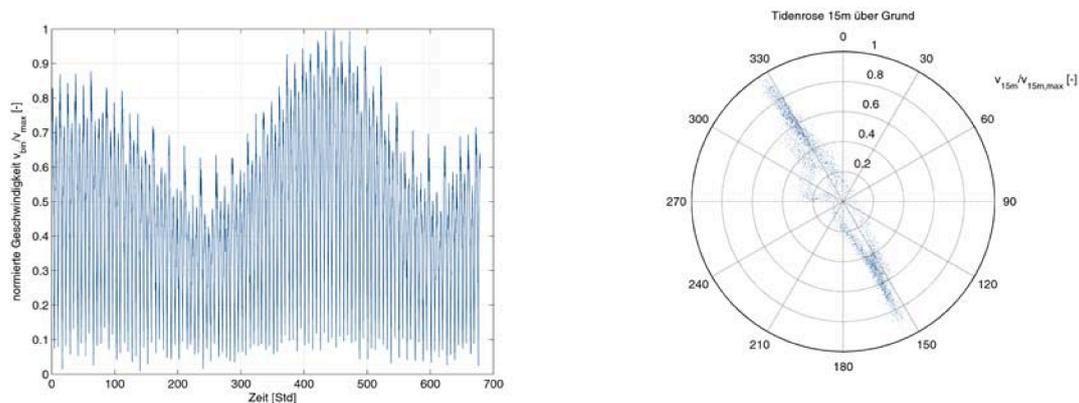


Abb. 1 Strömungsgeschwindigkeit (normiert) und Strömungsrichtung am Beispiel EMEC (ADCP Messung)

Der entstehende Markt für Gezeitenströmungsturbinen zeigt eine vielfältige Auswahl an Konzepten, Prototypen und bereits installierten Anlagen verschiedener Hersteller. Oftmals ist dabei das Design von dem der Windrotoren abgeleitet. Auch die Anlage, die von Voith Hydro Ocean Current Technologies (VHOCT) entwickelt wird (Abb. 2), verfolgt das Konzept eines dreiblättrigen Rotors mit horizontaler Achse, verknüpft aber die Vorteile dieser Ausführung (bsw. Laufruhe) mit einer den Umweltbedingungen angepassten robusten und zuverlässigen Auslegung der gesamten Anlage. Auf verstellbare Blätter („Pitch“) wird ebenso verzichtet wie auf eine Nachführung des Rotors („Yaw“), was durch leistungsoptimierte, symmetrische Rotorblätter und die definierte, oftmals bidirektionale Strömungsrichtung (siehe Abb. 1) ermöglicht wird. Somit ist eine Energieentnahme sowohl während der Ebb- als auch der Flutströmung gewährleistet (näheres siehe [9]).

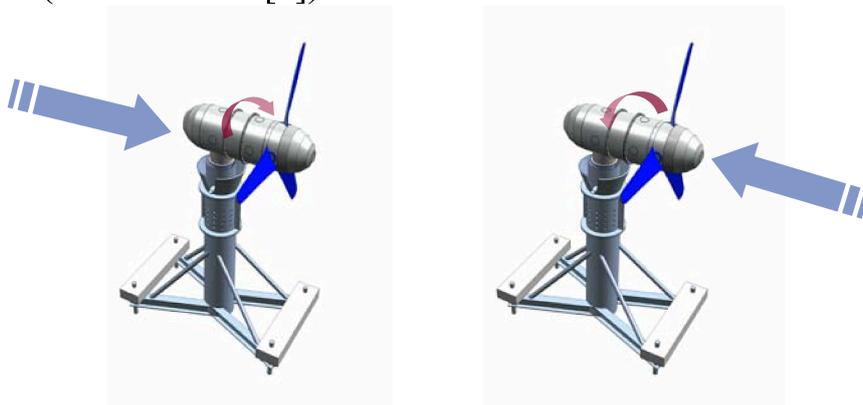


Abb. 2 Das Design der Voith-Anlage schematisch dargestellt

Die Anlage ist im Betrieb ständig wechselnden und mitunter extremen Umweltbedingungen ausgesetzt, die hohe Anforderungen an Material und Technik stellen. Nur eine hinreichende Kenntnis dieser Bedingungen macht dabei einen sicheren und zudem wirtschaftlichen Betrieb der Anlage überhaupt möglich. Auf der anderen Seite sind die Messverfahren, die zur Erhebung notwendiger Daten zur Verfügung stehen, begrenzt oder deren Leistungsfähigkeit beschränkt. Ziel der vorliegenden Arbeit ist, die Standortvermessung, deren Messverfahren und Methoden vorzustellen und zu diskutieren. Es wird sich zunächst der Beschreibung des Standortes, den wichtigsten Kenngrößen und den vorhandenen Messverfahren gewidmet. Anschließend werden Methoden für die Auswertung und Bewertung von Strömungsmessdaten vorgestellt und diskutiert. Die Arbeit endet mit einem kurzen abschließenden Fazit.

2 Beschreibung von Standorten für Gezeitenströmungsanlagen

2.1 Die verschiedenen Phasen der Standortvermessung

Die Standortvermessung dient dazu, zum einen möglichst früh eine wirtschaftliche Prognose der Gezeitenressource zu geben und im weiteren Verlauf die Randbedingungen für eine Auslegung der Anlage festzustellen. Die verschiedenen Stationen werden im Folgenden vorgestellt (Abb. 3) und sind dabei, neben Erfahrungen der Firma Voith, an international anerkannten Standards und Richtlinien (siehe [2], [3] und [4]) angelehnt.

Ein potentieller Standort für eine Gezeitenströmungsanlage zeichnet sich prinzipiell durch die folgenden vier Punkte aus und kann dabei durch Tidenatlanten, geografische Karten, Luft- und Satellitenbilder in einer ersten Phase (A) lokalisiert werden.

- hohe maximale Strömungsgeschwindigkeit und großer Zeitanteil hoher Geschwindigkeiten
- eindeutige Vorzugsrichtung der Strömungsgeschwindigkeit und Bidirektionalität der Gezeitenströmung
- geringer Einfluss durch Scherströmungen aufgrund umliegender Landmassen
- geeignete Wassertiefe

Die Feststellung dieser eher qualitativen Parameter ist dabei mit vergleichsweise geringen Kosten verbunden. Diese Informationen lassen aber bereits eine Bewertung der Wirtschaftlichkeit der Region zu, da Kosten für Logistik (Stadt- und Hafenanbindung), Infrastruktur (Straßen- und Netzanbindung) sowie der Ertrag

aufgrund von charakteristischen Strömungsgeschwindigkeiten überschlagen werden können. Auftretende Lasten, wie sie eine Anlage erfährt, können ebenfalls rudimentär abgeschätzt werden. Allerdings besitzen die Daten oft keine hohe Auflösung und spiegeln die unterschiedlichen Strömungsverhältnisse, sowie Welleneinflüsse im Kanal nicht wider.

Phase A schließt mit einer genaueren Spezifikation und vorläufigen Standortauswahl ab, welcher Ort für eine Vermessung der Strömung in Frage kommt.

In Phase B werden Tiefenmessungen durchgeführt, um im gesamten Gebiet Informationen über die Wassertiefen und etwaige Objekte am Meeresboden zu erlangen. Diese Information ermöglicht die Beurteilung des Strömungskanals im Hinblick auf den Installationsort und die Abmessungen (Rotordurchmesser) einer oder mehrerer Anlagen. Auf die Lastabschätzung haben diese Daten zunächst keinen Einfluss.

Phase C beinhaltet die Messung der Strömung über den Zeitraum mindestens einer Nipp- und einer Springtide mit einem „Acoustic-Doppler-Current-Profiler (ADCP)“. Diese Phase ist also mit einem deutlich höheren Zeit- und Kostenaufwand (Ausrüstung und Operation) verbunden. Gleichzeitig liefert sie aber je nach Ausrüstung und Konfiguration des Messgeräts detaillierte Strömungsdaten (und ggf. Wellendaten) des Standortes. Somit ist der Informationsgehalt bzgl.

Wirtschaftlichkeit und auftretenden Lasten der Gezeitenressource hoch.

Die gewonnenen Strömungsdaten (und ggf. Wellendaten), die Tiefendaten und verschiedene Randbedingungen (bsw. von Bojen gemessene Wellen) werden in Phase D genutzt, ein numerisches Modell des Gebietes zu erstellen, zu kalibrieren und hierdurch Strömungsinformationen im gesamten Gebiet abzuleiten. In erster Linie liefert diese Simulation die Position mit den wirtschaftlich besten Strömungsbedingungen und kann weiterhin dazu verwendet werden die Anordnung mehrerer Anlagen im Hinblick auf den Jahresenergieertrag zu optimieren. Ein weiterer wichtiger As-

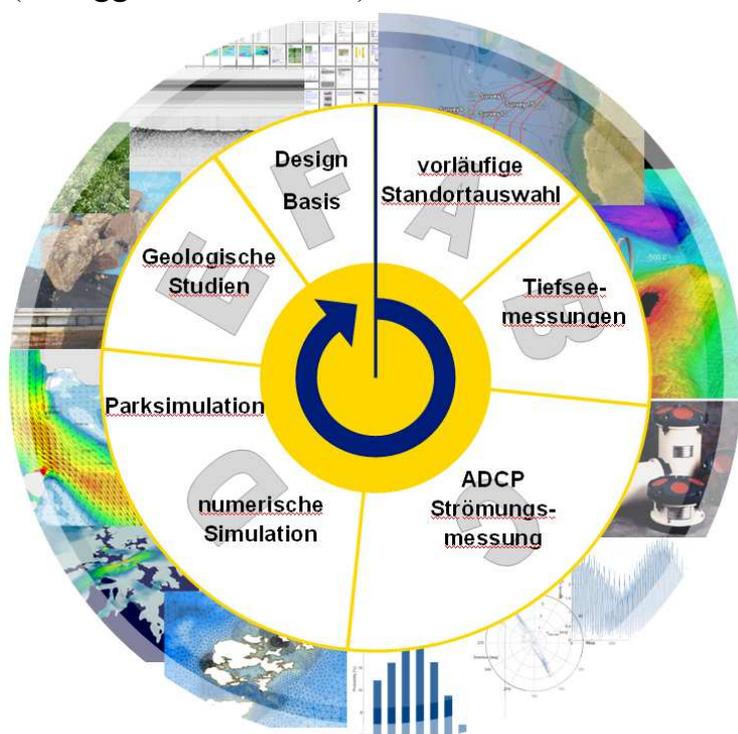


Abb. 3 Die Stationen der Standortvermessung von erster Begutachtung bis zur fertigen Design Basis

pekt, der höhere Anforderungen an das Modell stellt, ist allerdings die Simulation von Wellenaktivitäten und deren Interaktion mit der Strömung, um somit die maximalen Wellenhöhen des Standortes statistisch feststellen und mit maximalen Strömungsgeschwindigkeiten korrelieren zu können.

Der Aufwand, der für die Erstellung des numerischen Modells, die Rechnung und die Auswertung betrieben werden muss, ist hoch, jedoch stellen diese Daten eine zwingende Voraussetzung für Auslegung der Anlage dar und haben daher vor allen Dingen auf die anzunehmenden Lasten erheblichen Einfluss.

Es sei angemerkt, dass für die Erstellung des Modells zunächst auch nur niedrig aufgelöste ADCP Daten hinreichend sind. Ist der letztendliche Standort der Turbine noch offen, macht es somit gegebenenfalls Sinn eine einfache ADCP Messung der Modellrechnung voranzustellen und erst anschließend den Ort einer zweiten, technisch anspruchsvolleren hoch aufgelösten ADCP Messung zu bestimmen. Im Falle einer Neubestimmung des Installationsortes auf Basis der Ergebnisse des Modells, aber auch nur dann, kann dies zu einer Kosteneinsparung führen.

In Phase E werden Videoaufnahmen des Bodens, Bodenproben und seismische Untersuchungen zur Bodenbeschaffenheit vorgenommen, um die Wahl und Auslegung der Gründungsstruktur zu bestimmen. Diese Messungen haben einen weiteren Einfluss auf Randbedingungen, die für die Lasten der Turbine verantwortlich sind. Die Wirtschaftlichkeit kann hierdurch ebenfalls beeinflusst werden.

Nach Auswertung und Zusammenfassen der erhobenen Daten werden diese Teil der „Design Basis“, die als Grundlage für die Auslegung der Anlage dient (Phase F). Dieser Teil begleitet letztlich alle vorangegangenen Schritte und beinhaltet ebenfalls die Auswertung, Nachbearbeitung, Filterung und Bewertung der erhobenen Daten, was einen Einfluss auf die anzunehmenden Lasten und die Wirtschaftlichkeit des Projekts hat. Weiterhin begleitet dieses Dokument auch alle weiteren Phasen des Projekts, da es gerade bei einer so jungen und einzigartigen Technologie immer wieder zu neuen noch unbeantworteten Fragen kommt.

2.2 Wichtige Kenngrößen und deren Einfluss auf die Anlage

Im Laufe der Standortvermessung, wie sie unter 2.1 beschrieben ist, werden notwendige Parameter bestimmt, die als Grundlage für die Auslegung der Anlage dienen. Tab. 1 zeigt eine Übersicht der Parameter und welchen Effekt diese auf die Auslegung, den Betrieb und die Lasten der Turbine haben. Zusätzlich ist die Methode bzw. die Art des Messgeräts angegeben, ohne dabei auf die Konfiguration einzugehen.

Tabelle 1 Die Kenngrößen eines Standortes für Gezeitenströmungsturbinen

Kenngröße	Parameter [Einheit / Format]	Einfluss	Vermessungs- phase - Methode
Gebiets-Koordinaten	GPS [WGS84]	Genehmigungsver- fahren	A.1 - geografi- sche Karten
Logistik und Infrastruktur	Hafenanlagen, Netz- verfügbarkeit	Wirtschaftlichkeit Installationsort	A.2 - geografi- sche Karten
Wassertiefen	MSL [m]	Installationsort	A.3 - ozeanogra- fische Karten
Oberflächengeschwindigkeiten	V_s [m/s]	Wirtschaftlichkeit	A.3 - Tidenatlan- ten
Ortsbestimmung (Messung)	GPS [WGS84]		A.4
Bodenkontur und Wassertiefen	MSL(x,y) [m]	Installationsort	B.1 - Tiefenmes- sung
Strömungsdaten (Geschwin- digkeit und Richtung)	U(t) [m/s] V(t) [m/s] W(t) [m/s]	Lasten/Lebensdauer Installation	C.1 - ADCP Studie (gemittelter Da- tensatz)
Jahresenergieertrag	AEP [MWh]	Wirtschaftlichkeit	
Tidenhöhen /-stände	LAT/MSL/HAT(t) [m]	Installation Lasten/Lebensdauer	
Strömungsgrenzschicht	Char. Grenzschicht- koeffizient C [-]	Lasten/Lebensdauer	
Tidenkonstanten	harmonische Kon- stanten (vgl. [1])	Wirtschaftlichkeit Lasten/Lebensdauer	C.2 - ADCP Studie (ungemittelter Datensatz)
Turbulenzgrad, turbulente Zeit- und Längen- skalen turbulente kinetische Energie	Tu [%] L [m], Lt [s] q [m ² /s ²]	Lasten/Lebensdauer	
Reynoldsspannungen	$-\overline{u'w'}$, $-\overline{v'w'}$ [m ² /s ²]		
Wellendaten bzw. -spektren	Hs [m], H _{max} [m], T _p [s] Weibull-Spektrum	Lasten/Lebensdauer	
Wellenhöhen (Spektrum) (a)	S(H _{s,x,y}) [%] S(H _{max,x,y}) [%]	Lasten/Lebensdauer	D.1 - Modellsi- mulation
Wellenperioden (Spektrum) (b)	S(T _{p,x,y}) [%]	Lasten/Lebensdauer	
Strömungsdaten (c)	U(x,y,t) [m/s] V(x,y,t) [m/s]	Lasten/Lebensdauer	
Wetterdaten (Spektrum) (d)	S(U _{10,x,y}) [%]		
Korrelation von (a),(b),(c),(d)	H _{s,max} (V _s) [m]	Installationsort	

	$T_{p,max}(H_S,month)$ [s] $U_{10,max}(H_S,month)$ [m/s]	Lasten/Lebensdauer	
Ortsbestimmung (Installation)	GPS [WGS84]		D.2
Meeresboden	Bilder	Installation	E.1 - ROV Studie
Bodenbeschaffenheit I	Dichte [g/cm ³] Schub- und E-Modul [GPa] Reibkoeffizient [-]	Installation Gründungskonzept	E.2 - Bohrprobe
Bodenbeschaffenheit II	Dichte(z)[g/cm ³] Schub- und E-Modul [GPa] Reibkoeffizient [-]	Installation Gründungskonzept	E.3 - Seismische Studie
Design Basis	Spezifikation	Alle Bereiche	F.1

3 Methoden zur Analyse von Strömungsmessdaten

Die im folgenden Abschnitt verwendeten Parameter und Sachverhalte beziehen sich auf ein am Meeresboden angebrachtes ADCP Messgerät des Herstellers RDI (Workhorse Sentinel Serie), die Kenngrößen anderer Hersteller können sich von diesen unterscheiden.

3.1 Grundsätzliche Charakterisierung der Gezeitenströmung

Für den Auslegungsprozess einer Gezeitenströmungsanlage stellen die Strömungsmessdaten die wichtigste Säule dar. Die Gezeitenströmung setzt sich dabei aus einer Überlagerung unterschiedlicher Amplituden und Frequenzen zusammen. Während die dominanten Frequenzen der Gezeitenkräfte das untere Ende des Spektrums ausmachen (vorwiegend halb- und ganztägige Perioden, vgl. [1]), ist das obere Ende durch Turbulenzen charakterisiert, die durch Wellen, Grenzschichteffekte am Meeresgrund und Scherströmungen durch Landmassen (Perioden kleiner einer Sekunde bis mehrere Minuten) induziert werden. Dazwischen liegt ein freies Frequenzband.

Prinzipiell teilt sich die Auswertung der Messdaten daher in zwei Abschnitte:

- (a) einer Analyse von stationären Strömungsverhältnissen, die nur noch die Variation der Gezeiten beinhaltet (600s - 1200s Mittelung)
- (b) einer Analyse der turbulenten Strömung eines ungemittelten Datensatzes hoher Auflösung (0.25-2s Abtastung)

Ziel der Auswertung sind die in Tab. 1 unter C.1 (gemittelter Datensatz) und C.2 (ungemittelter Datensatz) angegebenen Parameter.

Es sei an dieser Stelle vorangestellt, dass die später benannten „Beam“-Koordinaten einem eindimensionalen Koordinatensystem des jeweiligen Strahls entsprechen und das „Earth“-Koordinatensystem das globale kartesische Koordinatensystem in der vertikalen Achse entspricht.

3.2 Das Messverfahren

Die Messung erfolgt mit einem ADCP, welches über vier Schallemitter bzw. -empfänger verfügt, die divergent zur vertikalen Achse (Winkel θ) nach oben ausgerichtet sind. Dabei kann die Ausrichtung des Messgeräts über die Winkel φ_1 (Gierwinkel), φ_2 (Nickwinkel) und φ_3 (Rollwinkel) beschrieben werden. Über die Frequenzverschiebung des von Objekten in der Strömung reflektierten Schallsignals lässt sich die Partikelgeschwindigkeit (und damit die Strömungsgeschwindigkeit) in Strahlrichtung bestimmen (Gl. 1).

$$\begin{aligned} b_1 &= -u_1(\sin \theta + \varphi_3 \cos \theta) - w_1(\cos \theta - \varphi_3 \sin \theta) + v_1 \varphi_2 \cos \theta, \\ b_2 &= -u_2(\sin \theta + \varphi_3 \cos \theta) - w_2(\cos \theta - \varphi_3 \sin \theta) + v_2 \varphi_2 \cos \theta, \\ b_3 &= -v_3(\sin \theta + \varphi_2 \cos \theta) - w_3(\cos \theta - \varphi_2 \sin \theta) + u_3 \varphi_3 \cos \theta, \\ b_4 &= -v_4(\sin \theta + \varphi_2 \cos \theta) - w_4(\cos \theta - \varphi_2 \sin \theta) + u_4 \varphi_3 \cos \theta, \end{aligned} \quad (1)$$

Der dreidimensionale Strömungsvektor wird anschließend dadurch bestimmt, dass die detektierten Geschwindigkeiten gleicher Referenzhöhe zu einem Geschwindigkeitstriple (Gl. 2) zusammengefasst werden („beam-to-earth“ Transformation). Diese Methode unterliegt allerdings der Annahme, dass die Strömung in der horizontalen Ebene gleichförmig ist, die „error velocity“ \hat{e} , als Maß der Ungleichförmigkeit, also gegen null strebt:

$$\begin{aligned} \hat{u} &= \frac{b_2 - b_1}{2 \sin \theta} - \varphi_3 \frac{b_1 + b_2}{2 \cos \theta}, \\ \hat{v} &= \frac{b_4 - b_3}{2 \sin \theta} - \varphi_3 \frac{b_3 + b_4}{2 \cos \theta}, \\ \hat{w} &= \frac{b_1 + b_2 + b_3 + b_4}{4 \cos \theta} - \varphi_3 \frac{b_2 - b_1}{2 \sin \theta} + \varphi_2 \frac{b_4 - b_3}{2 \sin \theta}, \\ \hat{e} &= -\frac{(b_1 + b_2) - (b_3 + b_4)}{4 \cos \theta} \end{aligned} \quad (2)$$

In Gegenwart turbulenter Strömung ist diese Annahme für die Momentangeschwindigkeit unzulässig, da die Geschwindigkeitskomponenten neben einer gewissen Störung durch Messungenauigkeit (gerätspezifisch, abhängig von der Konfiguration) auch Störungen von turbulenten Wirbeln unterliegen. Die Standardabweichung der Messungenauigkeit tritt unkorreliert auf

und nimmt durch eine Mittelung über N Datenwerte mit $N^{1/2}$ ab. Die turbulenten Schwankungen hingegen treten korreliert oder teilkorreliert auf und das notwendige Mittelungsintervall lässt sich nur über die Kenntnis der turbulenten Zeitskalen bestimmen (vgl. [5]).

Somit unterliegt die Messung einem Dilemma, da zum einen der für Gezeitenenergie typische Standort turbulente Strömungen aufweist und zum anderen das Messverfahren (ADCP) dieser eben genannten Annahme unterliegt. Treten jedoch Wirbel in Größe (oder kleiner) der aufgespannten Ebene der Strahlen auf, ist diese Annahme unzulässig. Es muss also ein Weg gefunden werden, der eine zulässige Auswertung der Daten gewährleistet.

3.3 Auswertung in „Earth“-Koordinaten

Die erste Möglichkeit ist die direkte Transformation zu „Earth“-Koordinaten, wobei normalerweise Messwerte mit höherer „error velocity“ gefiltert werden um fehlerhafte Messungen auszuschließen. Dieser Filter muss in Gegenwart turbulenter Strömungen allerdings abgeschwächt werden, um diese Daten nicht zu verlieren.

Die Auswertung in „Earth“-Koordinaten erfolgt unter Kriterium (a) durch eine ausreichende Mittelung der Rohdaten. Wie beispielsweise in [5] gezeigt wurde, reichen hierfür Mittelungen zwischen 600s bis 1200s aus. Allerdings ist dieses Kriterium standortabhängig, da an manchen Orten auch periodisch auftretende Scherströmungen mit zeitlichen Skalen im Bereich dieser Mittelungsintervalle vorherrschen können.

Eine Analyse turbulenter Parameter der noch ungemittelten Daten ist hingegen streng genommen nicht zulässig, da die Momentangeschwindigkeiten über die horizontale Ebene variieren und somit die Transformation fehlerhaft machen.

Eine Messung in dieser Konfiguration ist daher vor allem für die Ermittlung der gemittelten Strömungsgrößen geeignet, da die Anforderungen an das Messsystem niedriger sind (siehe [8]) und der Anwender nicht für die in Abschnitt 3.4 beschriebenen Voraussetzungen Sorge tragen muss. Im Rahmen dieser Arbeit wird auf die Auswertung in „Earth“-Koordinaten nicht näher eingegangen.

3.4 Auswertung in „Beam“-Koordinaten

Für die Messung in „Beam“-Koordinaten muss zunächst eine feste Einspannung des ADCP Geräts sichergestellt sein, da ansonsten größere Fehler durch die Bewegung des Messgeräts induziert werden können. Ebenso muss die Ausrichtung des Geräts möglichst senkrecht sein (vgl. [5]). Dies stellt hohe Anforderungen

an das Gehäuse, die Einspannung und die Aufstellung des Geräts dar und führt somit zu höheren Kosten.

Sind diese Voraussetzungen gegeben, ist eine Auswertung in „Beam“-Koordinaten möglich. Für die mittleren Strömungsgrößen (Kriterium (a)) zeigt [5], dass das Mittelungsintervall τ in Abhängigkeit der Strömungsgeschwindigkeit U und der Spannweite der Strahlen L gewählt werden muss. Der hierzu gewählte Parameter sei M :

$$M = \frac{U \cdot \tau}{L} \quad (3)$$

Erreicht M eine hinreichende Größe, so kann statistische Homogenität der Geschwindigkeitsparameter angenommen werden und die Auswertung unter (a) ist zulässig.

In der Untersuchung durch [5] ergab sich ein maximales M von 55, allerdings muss angemerkt werden, dass diese Größe standortabhängig ist und gegebenenfalls überprüft werden muss. Dieser Wert entspricht bei einer Referenzhöhe von 25m über Grund, eines Strahlwinkels θ von 20° und einer Geschwindigkeit U von 1-3m/s einem notwendigen Mittelungsintervall von $\tau \approx 300-900s$. Bereits daran ist zu erkennen, weshalb gemittelte Datensätze über 600s-1200s notwendig sind.

Die Auswertung des ungemittelten Datensatzes (Kriterium (b)) erfolgt mit der Varianzmethode, wie sie etwa in [6] beschrieben wird. Diese setzt, neben der für ein bestimmtes Zeitintervall bereits beschriebene statistische Gleichförmigkeit der Strömungsgrößen erster Ordnung, dieses Kriterium auch für die Strömungsgrößen zweiter Ordnung voraus. Die Gültigkeit dieser Annahme konnte unter anderem durch [7] bestätigt werden. Auf Basis der Varianzmethode können zwei Komponenten der Reynoldsspannungen und eine Größe S , die über das Maß der Anisotropie α mit der turbulenten kinetischen Energie q gekoppelt ist, bestimmt werden (Gl. 4).

$$\begin{aligned} -\overline{u'w'} &= \frac{\overline{b_2'^2} - \overline{b_1'^2}}{2 \sin 2\theta} + \varphi_3(\overline{u'^2} - \overline{w'^2}) - \varphi_2 \overline{u'v'} \\ -\overline{v'w'} &= \frac{\overline{b_4'^2} - \overline{b_3'^2}}{2 \sin 2\theta} + \varphi_2(\overline{v'^2} - \overline{w'^2}) - \varphi_3 \overline{u'v'} \\ S &= \frac{1}{4 \sin^2 \theta} (\overline{b_1'^2} + \overline{b_2'^2} + \overline{b_3'^2} + \overline{b_4'^2}) - (\varphi_3 \overline{u'w'} - \varphi_2 \overline{v'w'}) \left(\frac{1}{\tan^2 \theta} - 1 \right) \end{aligned} \quad (4)$$

$$\text{bzw. } S = \frac{1}{1 + \alpha} \left(1 + \frac{2\alpha}{\tan^2 \theta} \right) \frac{q^2}{2}$$

Weiterhin lassen sich über diese Parameter und den Grenzschichtverlauf die Produktionsrate P und die turbulente Viskosität (Koeffizient A_v) abschätzen, auf deren Definition hier nicht näher eingegangen wird.

Ebenso können der Turbulenzgrad Tu sowie das turbulente Spektrum, welches durch die Nyquist-Frequenz beschränkt wird, ermittelt werden.

Obwohl durch [7] gezeigt werden konnte, dass die gemittelten Strömungsgrößen und beispielsweise die Reynoldsschen Schubspannungen verlässlich bestimmt werden können, wird die Genauigkeit von den folgenden Faktoren beeinflusst:

- Bewegung des Messgeräts während der Messung
- Ausrichtung des Messgeräts
- Messungengenauigkeit des Geräts (Rauschen des Doppler-Signals)
- räumliche und zeitliche Auflösung der Daten
- Intensität und Isotropie der Turbulenz
- niederfrequente Wirbel mit Perioden größer als das Mittelungsintervall

Um TKE bestimmen zu können, muss ein Wert für α angenommen werden. Dieser reicht von null für vollständig anisotrope Turbulenz bis 0.5 für isotrope Turbulenz. In einer speziellen Messanordnung mit einem fünften senkrecht ausgerichteten Strahl lässt sich über die Messung von w und dessen Varianz das Maß der Anisotropie α und somit TKE direkt bestimmen ([6]).

Die Bestimmung der turbulenten Zeit- und Längenskalen sind hingegen nur bedingt möglich. Dies wird beschränkt durch die vertikale Auflösung der Messung, die Spannweite der Strahlen, die Auflösbarkeit der drei Geschwindigkeitskomponenten aus den „Beam“-Koordinaten und die zeitliche Datenrate. Somit ist das Spektrum nach oben hin beschränkt und es verbleibt eine gewisse Unsicherheit, die bedingt durch die Messmethode nicht aufgelöst werden kann. Andere Parameter jedoch, wie die Reynoldsschen Schubspannungen oder die turbulente kinetische Energie, welche kaum von kleinen Skalen beeinflusst werden, können recht zuverlässig bestimmt werden [7]. Durch die starke Standortabhängigkeit bleibt dies aber nach der Methode von [6] zu prüfen. Vor allem vor dem Hintergrund, dass kleinere Wirbel meist keinen großen Einfluss auf die maximalen Lasten der Turbine haben, im Gegenzug hierzu aber durch die höheren Frequenzen einen maßgeblichen Einfluss auf die Lebensdauer haben können.

4 Fazit

Die Beschreibung einer Gezeitenressource beginnt mit einer vorläufigen Stanortauswahl und umschließt eine Reihe von Messungen und Analysen bis hin

zu der Spezifikation der Design Basis, die den Ausgangspunkt jeder weiteren Auslegungsphase der Anlage darstellt. Diese Prozesse und deren Ergebnisse während der Standortvermessung haben großen Einfluss auf Durchführbarkeit und die Wirtschaftlichkeit des gesamten Projekts. Der erste Abschnitt beschreibt auf Basis laufender Voith Projekte und internationalen Standards einen Prozessablauf und wichtige zu ermittelnde Einflussparameter, die für die Beurteilung der Ressource notwendig sind. Der Kernpunkt stellt dabei die Strömungsvermessung mittels eines ADCP Messgeräts dar, unterliegt aber einigen in Kap. 3 beschriebenen Einschränkungen und Annahmen. In diesem zweiten Teil der Arbeit wurden anhand von verwandten Studien die Möglichkeiten und Grenzen der Messmethode beschrieben. So können unter bestimmten Voraussetzungen an das Messsystem und mittels einer Auswertung in „Beam“-Koordinaten einige der charakteristischen turbulenten Parameter mit hinreichender Genauigkeit aufgelöst werden.

Eine abschließende Empfehlung ist es, zunächst eine einfache ADCP Studie durchzuführen, sofern der Ort der Installation noch offen ist. Und erst nach einer eindeutigen Standortbestimmung mit einer komplexeren Studie die höheren Frequenzen in der Strömung aufzulösen und zu charakterisieren. Letztlich verbleibt aber zu sagen, dass eine vollständige Charakterisierung der Turbulenz und eine hinreichende Reduktion der Unsicherheiten in der Bestimmung mancher Parameter mit dieser Messmethode nicht möglich sind.

Literatur

- [1] Boon, J.D.: Secrets of the Tide, 2004, 1. Auflage, Chichester (England): Horwood Publishing Limited
- [2] Germanischer Lloyd (GL): Guideline for the Certification of Offshore Wind Turbines, 2007
- [3] Germanischer Lloyd (GL): Guideline for the Certification of Ocean Energy Converters, Part 1: Ocean Current Turbines, 2010
- [4] International Electrotechnical Commission IEC 62600-3-2/CD: Marine Energy - Wave, Tidal and other Water Current Converters - Part 3-2: Tidal Energy Resource Characterization and Assessment, 2010, Ausgabe 1.0
- [5] Lu, L.; Lueck, R.G.: Using a Broadband ADCP in a Tidal Channel. Part I: Mean Flow and Shear, 1999, Journal of Atmospheric and Oceanic Technology, Band 16
- [6] Lu, L.; Lueck, R.G.: Using a Broadband ADCP in a Tidal Channel. Part II: Turbulence, 1999, Journal of Atmospheric and Oceanic Technology, Band 16
- [7] Nystrom, E.A.; Rehmann, C.R.; Oberg, K.A.: Evaluation of Mean Velocity and Turbulence Measurements with ADCPs, 2007, Journal of Hydraulic Engineering, Seiten 1310-1318
- [8] RD Instruments: Workhorse Sentinel ADCP User's Guide, January 2001
- [9] Ruprecht, A.; Weilepp, J.: Gezeitenströmungskraftwerke, März 2009, Artikel Wasserwirtschaft

Autor / Kontakt:

Dipl.-Ing. Philipp Daus
Voith Ocean Current Technologies GmbH & Co KG
Alexanderstr. 11
D-89522 Heidenheim
Tel.: +49 – 7321 – 37 9040
Fax: +49 – 7321 – 37 7350
philipp.daus@voith.com

Modellbildung und Simulation der Pulse Stream 1200 Meeresenergieanlage

Bahram Panahandeh, Jochen Bard, Peter Kracht

Mathematical modelling and simulation play an important role in research and development. Computational modeling and simulation help to save development time and costs. Beyond that, they permit the better understanding of the physical processes within a system. This paper presents the modelling and simulation of the pulse stream 1200 marine energy device. The objectives of this works were the load calculation on various system components like foils, arms, etc. and the computational development and test of the operation control.

Die mathematische Modelbildung und Simulation spielen eine große Rolle innerhalb der Forschung und Entwicklung. Die rechnergestützte Modellierung und Simulation helfen Entwicklungszeit und –kosten zu sparen. Darüber hinaus erlauben sie einen tiefen Einblick in die physikalischen Vorgänge innerhalb eines Systems. In diesem Bericht werden die Modellierung und Simulation der Pulse Stream 1200 Meeresenergieanlage (PS1200) vorgestellt. Die Ziele dieser Arbeiten waren die Lastberechnung an verschiedenen Systemkomponenten wie Blätter, Arme, etc. und die rechnergestützte Entwicklung und Erprobung der Betriebsführung und Regelung.

1 Einleitung

Regenerative Energien haben das größte energetische und technische Potenzial aller bekannten Energiequellen. Sie sind klima- und umweltfreundlich, global einsetzbar und sie genießen eine außerordentlich hohe gesellschaftliche Akzeptanz. Einer dieser Energieträger ist die bisher noch kaum kommerziell genutzte Meeresenergie mit einem theoretischen Gesamtpotenzial von rund 40 PWh pro Jahr [1]. Zwei interessante Ansätze für die Energiegewinnung aus dem Meer sind die Nutzung von Wellen- und Meeresströmungsenergie. Für beide Energieformen gibt es unterschiedliche Anlagenkonzepte.

Am Fraunhofer Institut für Windenergie und Energiesystemtechnik (IWES) wird im Rahmen des Projektes „Pulse Stream“ die Simulation, Entwurf und Erprobung der Betriebsführung und Regelung eines Prototyps für eine Meeresenergieanlage mit einer Nennleistung von 1200 kW durchgeführt. Das Prinzip dieser Anlage beruht auf der Umwandlung der Gezeitenströmung in elektrische Ener-

gie mittels oszillierenden Blättern. Dabei liegen die Tragflächen, anders als bei den bisherigen Strömungsmaschinen, horizontal und bewegen sich auf und ab.



Abbildung 1 Pulse Stream Anlage [2]

2 Anlagenkonzept

Die Pulse Stream Anlage bestand im ersten Entwurf im Wesentlichen aus den folgenden Komponenten:

1. Rampe: Die Anlage wird auf einer Rampe befestigt, die unter anderem die hydraulischen Komponenten und das Generatorsystem beinhaltet.
2. Power Take Off (PTO): Ein hydraulischer Kreis dient zur Energieübertragung zum Generator.
3. Hydraulische Arme: Jeder Arm ist mit einem hydraulischen Zylinder verbunden, der der Zirkulation des Ölmediums im hydraulischen Kreis dient.
4. Pitch-System: Ein hydraulischer Kreis dient zum Pitchen der Blätter.
5. Blätter: Die Blätter dienen zur Energieentnahme aus der Wasserströmung.

Im Verlauf des Projektes wurde und wird darüber diskutiert, die hydraulischen PTO durch einen mechanischen Antriebsstrang zu ersetzen. In diesem Fall wird jeder Arm mit einem Pleuel versehen, welches die Bewegung des Armes auf eine Kurbelwelle überträgt. Diese setzt dann einen Generator in Bewegung.

Die Energieumwandlungskette von PS1200 ist in Abbildung 2 dargestellt.

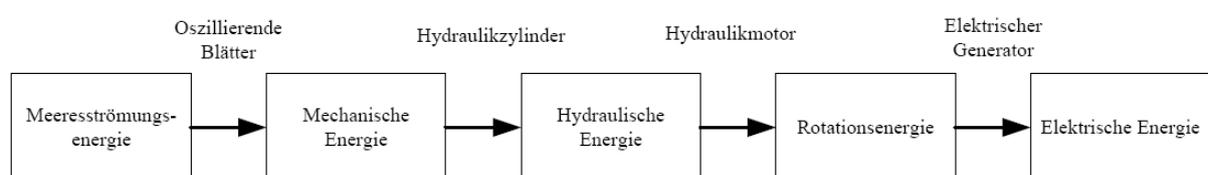


Abbildung 2 Energieumwandlungskette der PS1200 [3]

Der Vorteil solcher Anlagen gegenüber den axialen Strömungsturbinen besteht darin, dass die Länge der Blätter nicht so stark durch die Tiefe des Wassers begrenzt wird. Sie sind also in flachen Gewässern einsetzbar und bieten durch zahlreiche geeignete Küstenregionen ein großes Potenzial zur Energiegewinnung aus der Strömung. Zudem sind die Wartungen und die Verbindungen zum Festland einfacher als bei Meeresenergieanlagen, die in großen Tiefen und weit vom Festland entfernt errichtet werden. Das System mit einer installierten Leistung über 1 MW kann auch noch in Wassertiefen unter 20m eingesetzt werden. Eine vergleichbare, axiale Strömungsturbine benötigt bei gleicher projizierter Fläche zwar eine geringere Rotorblattlänge, da der Radius quadratisch in die Fläche eingeht, aber im Durchschnitt eine 50% größere Tiefe [4].

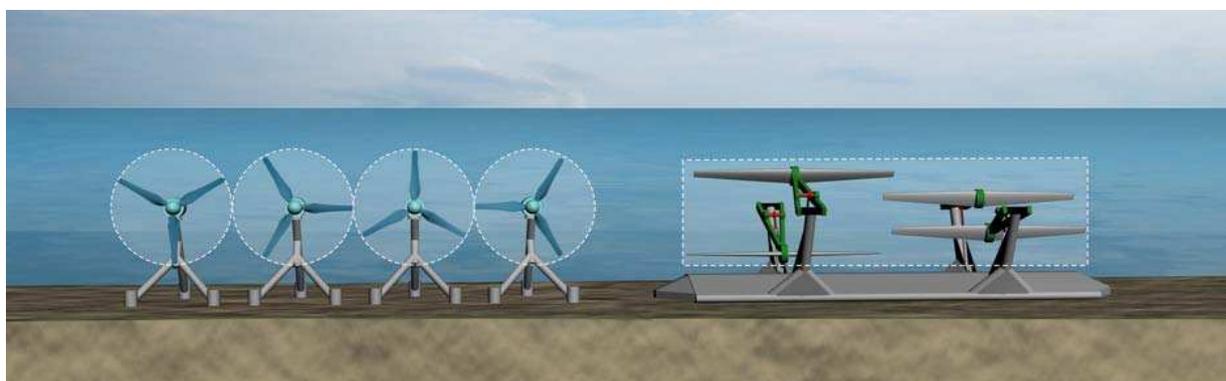


Abbildung 3 Axiale und oszillierende Meeresströmungskraftwerke [2]

Wie bei allen Strömungskraftwerken ist die umgewandelte Leistung P proportional zur angeströmten Fläche A .

$$P = \frac{1}{2} \eta \rho U^3 A$$

Hierbei ist ρ die Dichte in kg/m^3 , η ist der Wirkungsgrad in % und U ist die Strömungsgeschwindigkeit in m/s . Da die Länge der Blätter oszillierender Systeme die Höhe des Blattweges um das 3-4-fache übersteigen kann, braucht es, wie sich zeigen lässt, mehr als 4 Rotoren mit horizontaler Achse und gleicher Höhe, um eine vergleichbare Leistung zu erzielen (Abbildung 3). Man benötigt also weniger Maschinen, Kabel und Installationen was zu einer längeren Lebensdauer und geringeren Strompreisen führt.

3 Modellbildung und Simulation

Die Ziele der Modellbildung und Simulation sind die Lastabschätzung an Systemkomponenten und die Entwicklung und Erprobung der Betriebsführung und Regelung. Für die Simulation der Anlage wurden Modelle für die Wellen-

Strömungs-Interaktion, den Strömungsnachlauf, die Hydrodynamik, das hydraulische bzw. mechanisches PTO, das Generatorsystem, die Betriebsführung und die Regelung erstellt. Als Simulationssoftware wurde MATLAB/SIMULINK gewählt [5]. MATLAB ist ein numerisches Berechnungs- und Simulationswerkzeug, welches in der Ingenieurwissenschaft häufig genutzt wird, um mathematische Probleme zu beschreiben, zu lösen und die Ergebnisse grafisch darzustellen. Als Zusatzprodukt zu MATLAB gibt es die interaktive, grafische Entwicklungsumgebung SIMULINK zur Modellierung und Simulation linearer und nichtlinearer dynamischer Systeme mittels Funktionsblöcken.

3.1 Modellbildung

Für die Berechnung der Last auf Systemkomponenten (wie bspw. die Biegemomente auf die Blätter) ist eine dynamische Simulation der Anlage notwendig. Hierbei müssen die hydrodynamischen Kräfte auf die Blätter, die oszillierende Bewegung der Arme und die Übertragung der Energie zum Generator simuliert werden. Für die Simulation der Strömung wurde ein WCI-Modell (Wave-Current-Interaction) gewählt, das eine Überlagerung von Wellen und Strömung mit verschiedenen Winkeln zueinander zulässt. Für die Berechnung der Kräfte an den Blättern wurde die Blatt-Element-Methode eingesetzt. Ein Kinematik-Modell berechnet die Bewegungsgleichung der Arme unter Berücksichtigung der Trägheit und Massen der beweglichen Systemkomponenten. Durch die Lösung der Bewegungsgleichung werden Winkel, Geschwindigkeiten und Beschleunigungen der stromauf und stromab liegenden Arme berechnet.

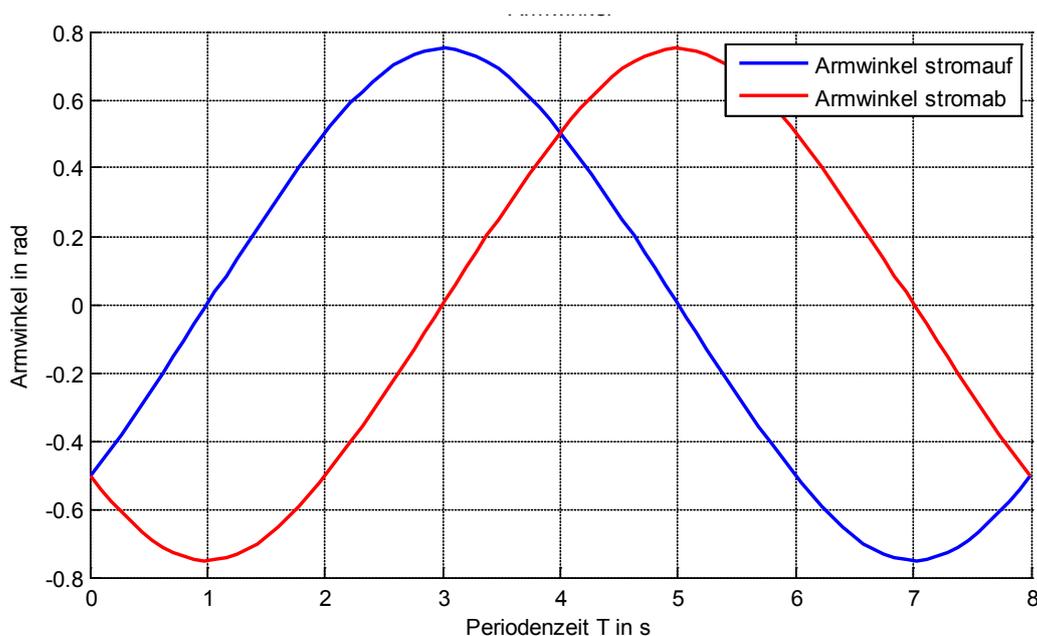


Abbildung 4 Armwinkel für ein Blattpaar für eine Periode

Durch den Armwinkel kann die Blattposition durch trigonometrische Funktionen berechnet werden.

Die Pitchwinkel werden für verschiedene Strömungen im Voraus berechnet. Sie werden so eingestellt dass die Energieausbeute über einen Zyklus maximiert wird. Beim Erreichen der maximalen Leistung der Anlage bzw. der maximalen Drehzahl des Generators werden die Pitchwinkel entsprechend reduziert.

Die Betriebsführung der Anlage wurde als Zustandsmaschine entworfen, in C++ Programmiersprache implementiert und als S-Function in die Simulinkumgebung integriert. Zuerst wurden einige Zustände für den automatischen Betrieb der Anlage wie bspw. „Hochfahren“, „Normalbetrieb“, „Runterfahren“ etc. definiert. Für jeden Zustand wurden die Aktivitäten festgelegt. Hierbei müssen die Sensorsignale gelesen, in physikalische Signale umgerechnet und interpretiert werden. Auf der Grundlage dieser Interpretation müssen die Aktuatorssignale gesetzt werden.

Für den Übergang zwischen den Zuständen wurden verschiedene Wechselbedingungen definiert. Hierbei werden bspw. die Mittelwerte der physikalischen Signale in einem bestimmten Zeitfenster gebildet und mit definierten Schranken verglichen um festzustellen ob eine Wechselbedingung erfüllt wurde.

Die Betriebsführung und Regelung der Anlage wurden in der Simulation sauber von einander getrennt. Für die Realisierung der Regelung wurde die Modellbibliothek von SIMULINK verwendet. Die Regelungsalgorithmen können von der Betriebsführung aktiviert und deaktiviert werden.

3.2 Simulation

Das Betriebsführungsmodell wurde in SIMULINK mit dem Anlagenmodell verbunden. Es wurden verschiedene Tests durchgeführt um die Richtigkeit der Implementierung der Betriebsführung nachzuweisen. In Test 2 sollte ein Strömungsverlauf mit Ebbe und Flut, wie in Abbildung 5 simuliert werden. Hierfür wurde folgendes Sinussignal verwendet:

$$F(t) = 2,5 \frac{m}{s} \sin\left(2\pi \frac{1}{450s} t\right)$$

Da die Anlage nur über einer absoluten Strömungsgeschwindigkeit von 1 m/s Energie umwandeln kann, liegen ihre Arbeitsbereiche zwischen den Zeitpunkten 30s - 196s und 255s - 421s. Der Verlauf des aktuellen Zustands ist in Abbildung 6 dargestellt. Zuerst wird eine Diagnose der Anlage durchgeführt ($t < 30s$). Nachher wird in den Normalbetrieb gewechselt (Aktueller Zustand = 4).

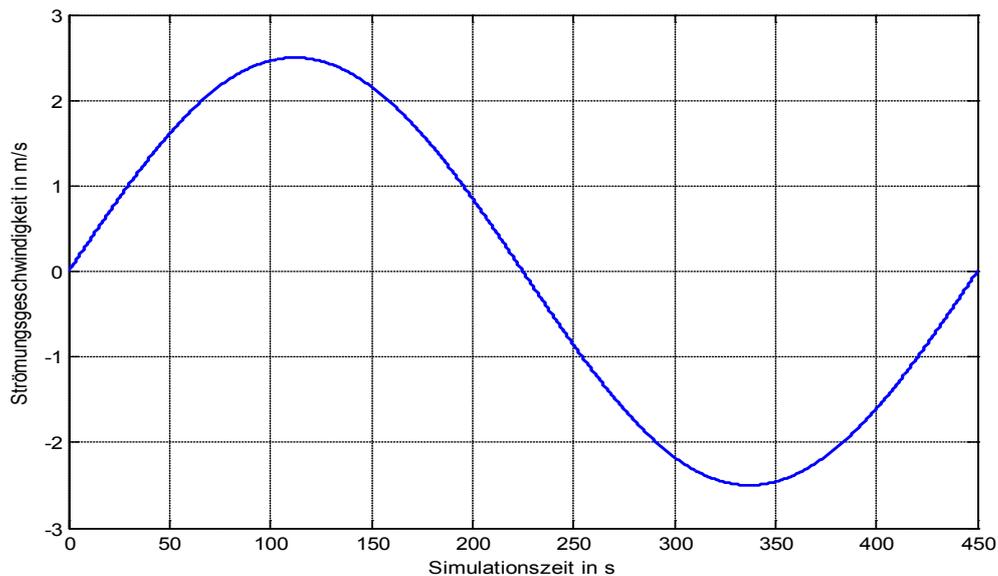


Abbildung 5 Verlauf der Strömungsgeschwindigkeit [3]

Ab Sekunde 196 reicht die Strömungsgeschwindigkeit nicht mehr aus und die Anlage wird über die Zustände 5, 6 und 7 heruntergefahren. Hier wird entweder auf einen erneuten Anstieg oder eine Richtungsumkehrung der Strömung gewartet. Der Richtungswechsel geschieht bei dem Nulldurchgang des Strömungsprofils ($t = 225\text{s}$). Die Betriebsführung prüft 20 Sekunden, ob dieser Richtungswechsel konstant bleibt und wechselt bei 245s in den Zustand FoilReversal. In diesem Zustand werden die Blätter gewendet, um die Vorderkanten der Blätter entgegen der Strömungsrichtung zu fahren. Nach einer erneuten Diagnose kann wieder in den Normalbetrieb gewechselt werden, da die absolute Strömungsgeschwindigkeit ausreichend groß ist.

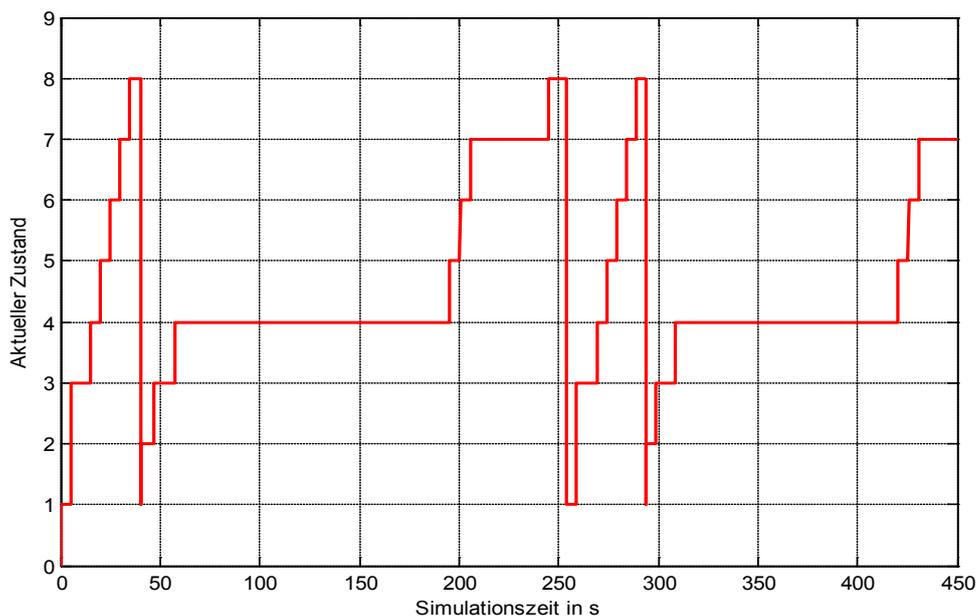


Abbildung 6 Verlauf des aktuellen Zustands in SIMULINK [3]

5 Zusammenfassung

In diesem Beitrag wurde die simulationstechnische Entwicklung der Betriebsführung der Anlage PS1200 vorgestellt.

Zuerst wurden verschiedene Zustände für die Betriebsführung der Anlage definiert. Nach der Festlegung der Wechselbedingungen zwischen den Zuständen wurde die Zustandsmaschine in C++ implementiert. Für die rechnergestützte Lastberechnung und Entwicklung der Betriebsführung war die Modellierung der Systemkomponenten notwendig. Nach den Offline-Tests in SIMULINK wurde die optimierte Betriebsführung in der PLC Sprache ST umgesetzt. Zum Testen der Betriebsführung unter Echtzeitbedingungen auf der realen Hardware wurden zwei CX-Systeme miteinander verbunden. Dabei wurde auf CX1 das Anlagenmodell installiert. CX2 beinhaltete die konvertierte Betriebsführung in ST. Die durchgeführten Tests haben gezeigt, dass die Echtzeitsimulation der Betriebsführung das gleiche Verhalten wie in den Offline-Tests aufweist.

Literatur

- [1] Fraunhofer IWES, Tagungsband des 15. Kasseler Symposium Energie-Systemtechnik, Erneuerbare Energien und E-Mobilität 09.2010
- [2] www.pulsetidal.com
- [3] Nuschke, M., Scholz, C.; Entwicklung und Implementierung einer Betriebsführungsstrategie auf einem Beckhoff-System, Bachelorarbeit, Fachhochschule Nordhausen
- [4] www.pulsetidal.com, Development, Test and Demonstration of large scale high efficiency shallow tidal flow device, 04-2008
- [5] www.mathworks.de
- [6] www.beckhoff.de, Beckhoff, Information-System

Autoren:

Dipl.-Ing. Bahram Panahandeh,
Dipl.-Phys. Jochen Bard, Dipl.-Ing. Peter Kracht
Fraunhofer-Institut für Windenergie und Energiesystemtechnik
Königstor 59, D-34119 Kassel
Tel.: +49 (0) 561 7294 363
bahram.panahandeh@iwes.fraunhofer.de

Gründungen von Meeresströmungskraftwerken – Herausforderungen und Maßnahmen zur numerischen Simulation und Optimierung von umströmten Schwergewichtsfundamenten

D. Markus, R. Wüchner, J. Röhm, K.-U. Bletzinger

Meeresströmungskraftwerke sind eine vielversprechende Technologie die in naher Zukunft auch in Form von Großprojekten umgesetzt werden soll. Um dies zu ermöglichen, widmet sich der Lehrstuhl für Statik (Technische Universität München) in Zusammenarbeit mit der Ed. Züblin AG der Entwicklung und Optimierung der Gründungsstrukturen dieser Anlagen. Die Forschungsarbeit beinhaltet sowohl standortspezifische Modellierungsaspekte als auch die Umsetzung und Erweiterung numerischer Methoden, wodurch detaillierte Untersuchungen der Fluideinwirkung und des Strukturverhaltens ermöglicht werden. Hierdurch sollen die nötigen Rahmenbedingungen für den Entwurf einer effizienten Gesamtkonstruktion geschaffen werden.

Tidal stream generators are a promising technology with great potential to be used for large scale energy production in the near future. In order to further push forward the realization of the structures, the Chair of Structural Analysis (Technische Universität München) and Ed. Züblin AG are developing and optimizing modern turbine foundation concepts. As part of this project, site specific modeling aspects are analyzed. In addition, modern numerical methods that allow for a detailed analysis of both the fluid flow and the structural behavior are used and further developed. The aim is to provide the necessary means to design an efficient structure.

1 Einleitung

Die langfristige Zielsetzung einer auf erneuerbaren Energieträgern aufbauenden Weltwirtschaft hat in den vergangenen Jahren zu einer Fülle von Innovationen und neuen Technologien im Bereich erneuerbarer Energien geführt. Im Rahmen dieser Entwicklung wurden die enormen Energiepotentiale der Meere als mögliche Ergänzung zu den bisher hauptsächlich landzentrierten Ansätzen erkannt. Meeresströmungskraftwerke sind hierbei eine sehr vielversprechende Technologie, die in naher Zukunft die Umwandlung kinetischer Energie aus dem Meer in Elektrizität in großem Maße ermöglichen soll (siehe Abbildung 1). Vor allem die Witterungsunabhängigkeit der Stromgewinnung sowie die präzise

Kalkulierbarkeit der Gezeitenströmungen verleihen dieser Technologie einen besonderen Stellenwert unter den erneuerbaren Energieträgern.

Die Umsetzung der Anlagen beschränkt sich derzeit auf nur wenige Prototypen, an Hand derer jedoch gezeigt werden konnte, dass Meeresströmungskraftwerke einen erheblichen Beitrag zur Stromversorgung leisten können. Aufbauend auf diesen Erfahrungen sind die Bestrebungen groß, das Gesamtkonzept der Anlagen weiter zu optimieren, um eine kommerzielle Umsetzung der Technologie in Form von ökologisch und ökonomisch leistungsfähigen Großprojekten zu ermöglichen. Besonders im Bereich der Strömungsturbinen konnten hier bereits erhebliche Fortschritte gemacht werden. Darüber hinaus erfordern die speziellen Umgebungsbedingungen und rauen Umwelteinflüsse, die sowohl bei der Montage als auch während des Betriebs von Meeresströmungskraftwerken auftreten können, innovative und neuartige Lösungen für das Gründungskonzept der Anlagen. Mit Hilfe von modernen computerunterstützten Methoden ist es möglich, das volle Optimierungspotential im Bereich der Gründung auszuschöpfen, wodurch ein maßgeblicher Beitrag zur Effizienzsteigerung der Gesamtstruktur geleistet wird. Die damit verbundene Herausforderung besteht darin, neuartige und kreative Lösungsvorschläge für die komplexen Fragestellungen in den Bereichen Offshore-Technologie, Strömungssimulation und Strukturoptimierung zu finden.



Abbildung 1 Entwurf eines Meeresströmungskraftwerks mit Schwergewichtsfundament

2 Gründungskonzepte

Gründungsstrukturen von Offshore-Bauten in mittleren und tiefen Gewässern werden seit Jahrzehnten in der Ölindustrie umgesetzt. Auch beim Bau von modernen Offshore-Windkraftanlagen wurde bereits eine Vielzahl verschiedener Gründungskonzepte entwickelt und erprobt. Dabei haben sich abhängig von der jeweiligen Wassertiefe, den standortspezifischen Bodenbeschaffenheiten und den vorherrschenden Umgebungsbedingungen, unterschiedliche Gründungsvarianten etabliert. Eine Übersicht verschiedener Gründungskonzepte ist in Abbildung 2 dargestellt. Zum einen ist es möglich, die Konstruktion auf einem hohlen Einzelpfahl aus Stahl, dem sogenannten Monopile, zu gründen. Alternativ werden bei Tripod- und Jacket-Gründungen die Lasten auf mehrere Pfähle verteilt, die an einem Übergangsstück miteinander verbunden sind und üblicherweise im Vergleich zum Monopile einen deutlich geringeren Einzelquerschnitt aufweisen (Lang und Bachmann, 2009).

Um die genannten Gründungskonzepte umzusetzen, werden Pfahlgründungen benötigt, die mit aufwändigen Ramm- bzw. Bohrverfahren realisiert werden und spezielle Baumaschinen erfordern. Dies ist besonders im Zusammenhang mit Meeresströmungskraftwerken häufig mit einer Vielzahl von Problemen verbunden. Standorte an denen der Bau von Anlagen wegen der starken Strömungen theoretisch wirtschaftlich ist, weisen auf Grund des durch die Strömung verursachten hohen Sedimenttransports oft einen felsigen Untergrund auf. Rammverfahren sind unter diesen Bedingungen in der Regel ausgeschlossen, aber auch die deutlich aufwändigeren Bohrverfahren stoßen bei extremen Umgebungsbedingungen an ihre Grenzen und gefährden die wirtschaftliche Umsetzbarkeit. Dies hängt vor allem mit der Problematik der Schiffsstabilisierung bei hohen Strömungsgeschwindigkeiten zusammen, sowie den extrem kurzen Zeitfenster zwischen den Tidenwechseln, in denen günstigere Baubedingungen herrschen. Kritisch zu betrachten sind auch die entstehenden Schallbelastungen beim Einbringen von Rammpfählen, die einen negativen Einfluss auf die umgebende Meeresfauna haben (Elmer und Gerasch, 2007).

Alternativ zu pfahlgegründeten Anlagen ist es möglich, Offshore-Strukturen mit Hilfe von Schwergewichtsfundamenten auszubilden (siehe Abbildung 2.1). Die auftretenden Horizontalkräfte werden bei dieser Variante einzig über die Reibung zwischen der Fundamentsohle und dem Meeresboden in den Untergrund geleitet. Dies hat den großen Vorteil, dass auf aufwändige Bohrverfahren verzichtet werden kann. Die Fundamente können vollständig und wetterunabhängig in Großserienproduktion an Land gefertigt werden. Dabei ist es möglich, die Turbine bereits an Land auf dem Fundament zu montieren und anschließend die Gesamtstruktur als eine Einheit mit einem Schwimmkran zum

gewählten Standort zu transportieren. Das Ablassen auf den Meeresgrund geschieht zügig und ohne die Entwicklung nennenswerter Geräuschemissionen. Auch der Rückbau der Anlagen erweist sich als äußerst unkompliziert. Während bei pfahlgegründeten Strukturen die Einzelpfähle im Normalfall am Meeresgrund abgesägt werden und entsprechend auch Rückstände hinterlassen, können Schwergewichtsfundamente vollständig entfernt und die Materialien wiederaufbereitet werden.

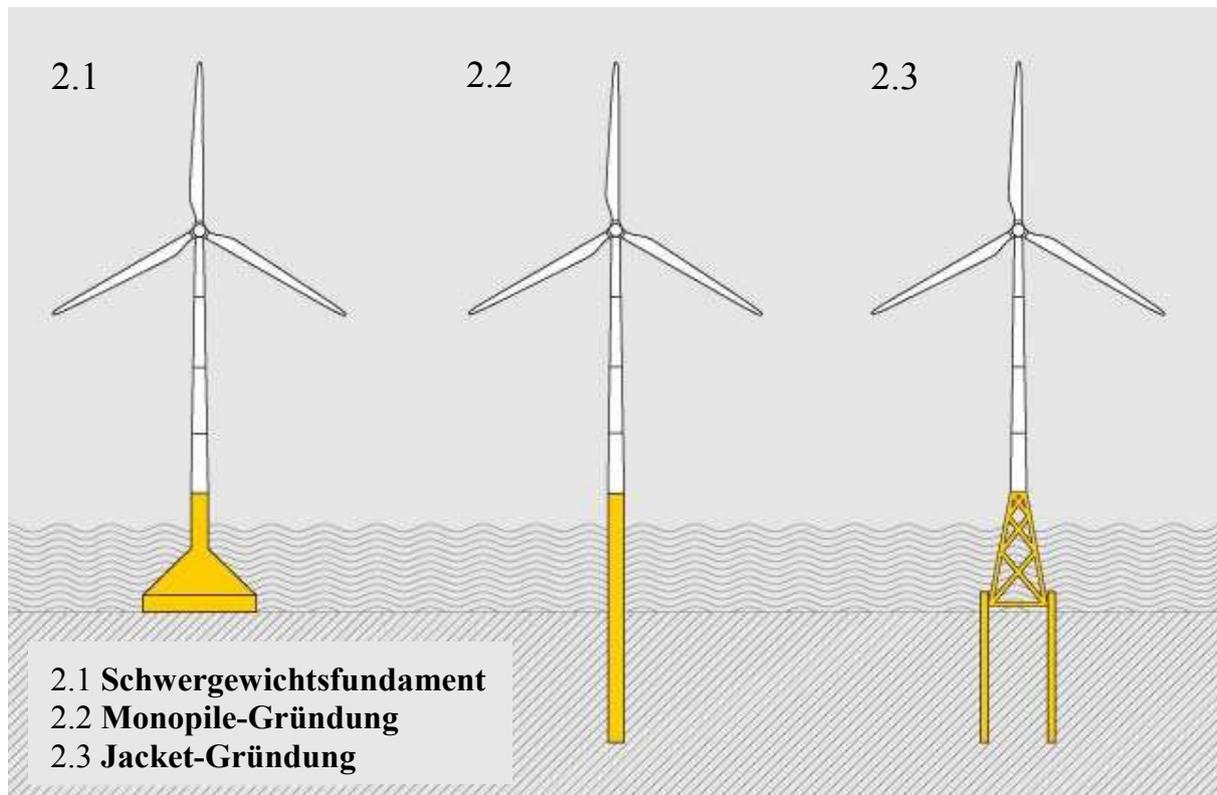


Abbildung 2 Gründungskonzepte von Offshore-Windkraftanlagen

Bei der Konstruktion der Schwergewichtsfundamente sind unterschiedliche Varianten denkbar. Eine Möglichkeit ist die Konzeption einer Stahlkonstruktion. Auf Grund der hohen Materialkosten wird die Konstruktion bei dieser Variante jedoch unwirtschaftlich und ist daher für eine breite Nutzung ungeeignet. Alternativ ist es möglich, die Schwergewichtsfundamente in Stahlbeton auszuführen. Bei sachgemäßer Ausführung zeichnet sich Stahlbeton vor allem durch eine hohe Leistungsfähigkeit, lange Dauerhaftigkeit sowie geringe Materialkosten aus. Ein großer Vorteil, speziell bezogen auf Meeresströmungskraftwerke, ist auch die nahezu grenzenlose Gestaltungsfreiheit, die der Werkstoff ermöglicht. Dies schafft einen idealen Ansatzpunkt für eine Formoptimierung der Fundamente.

3 Problemstellung

Das Prinzip der Energieerzeugung beruht bei Meeresströmungskraftwerken auf der Umwandlung kinetischer Strömungsenergie in elektrische Energie mit Hilfe einer Wasserturbine. Dabei wirken hohe Kräfte auf die Konstruktion, die zwangsweise in den Untergrund geleitet werden müssen. Damit Schwergewichtsfundamente diese Funktion ohne eine zusätzliche Verankerung erfüllen können, müssen sie eine entsprechend hohe Masse aufweisen. Daraus folgt eine Gründungsstruktur, deren Dimension zu signifikanten zusätzlichen Strömungskräften führt. Während im Bereich der Turbine die aus der Strömung resultierenden hohen Kraftresultierenden durchaus erwünscht sind, sollten im Bereich der Fundamente die zusätzlichen Schubkräfte auf ein Minimum reduziert werden, da diese keinerlei Beitrag zur Elektrizitätserzeugung leisten. Vielmehr führen ungünstig konzipierte Gründungen zu erhöhten Material-, Konstruktions- und Transportkosten.

Fallstudien mit vereinfachten Rechenmodellen von nicht-optimierten Schwergewichtsfundamenten belegen das ungünstige Verhältnis der Kraftresultierenden aus Fundament und Turbine. Die Studien ergeben, dass der Anteil der horizontalen Kraftresultierenden auf die Gründungsstruktur teilweise bei über 40% der Gesamt-Anlagenlasten liegt. Diese Ergebnisse zeigen die hohe Bedeutung einer günstig konzipierten Fundamentstruktur. Das Ziel einer formoptimierten Struktur, bei der die Schubkräfte im Bereich der Fundamente auf ein Minimum reduziert werden, ist mit vereinfachten Rechenmodellen, die in diesem Fall nachweislich die Horizontalkräfte überschätzen, nicht umsetzbar. Vielmehr bedarf es erweiterter Methoden, mit denen die komplexen Strömungsvorgänge detailliert erfasst werden können. Numerische Methoden im Bereich Computational Fluid Dynamics (CFD) und Kompetenzen in der Modellierung komplexer Strukturen ermöglichen hierbei innovative Optimierungsmöglichkeiten die zu einer wirtschaftlichen Gesamtstruktur führen.

4 Numerische Simulation

Die Modellierung Fluid-umströmter Strukturen ist vor allem in der Automobilindustrie sowie der Luft und Raumfahrtbranche ein gängiges und vielfach erforschtes Thema. Die daraus resultierenden strömungsoptimierten Geometrien werden jedoch unter der Annahme erzeugt, dass die Struktur einer Strömung ausgesetzt ist, die eine klare Hauptrichtung aufweist. An üblichen Standorten von Meeresströmungskraftwerken führt das periodische Verhalten von Gezeitenströmungen hingegen zweimal täglich zu einer vollständigen

Richtungsumkehrung des Strömungsfeldes. Dadurch entsteht ein neues Optimierungsproblem welches Geometrien erfordert, deren Formparameter in Normen und Tabellenwerken nicht erfasst sind.

Bei diesem Projekt werden daher moderne CFD Simulationsmethoden verwendet, um das komplexe und hochturbulente Strömungsverhalten im Bereich der Gründungsstrukturen realitätsnah abzubilden und dessen Auswirkungen auf die Struktur detailliert zu analysieren. Dabei werden die inkompressiblen Navier-Stokes Gleichungen auf Basis einer Finiten-Volumen-Diskretisierung gelöst. Auf Grund der Notwendigkeit, Oberflächenwellen am Meeresspiegel zu berücksichtigen, sowie der numerisch bedingten großen Einlass- und Ausflussabstände, entsteht für das numerische Modell ein relativ großer Definitionsbereich. Des Weiteren erfordern die turbulenten Fluideigenschaften der Strömung, mit Reynoldszahlen in der Größenordnung von ca. 10 Mio., eine hohe Netzauflösung. Dies ist insbesondere in den wandnahen Bereichen der Fundamentstruktur von hoher Bedeutung. Die daraus resultierenden extrem hohen Rechenzeiten werden durch die Verwendung eines instationären Reynolds Averaged Navier Stokes Ansatzes (URANS) auf einen praktikablen Umfang reduziert.

Die aus den zeitlich gemittelten Impulsgleichungen resultierenden zusätzlichen Unbekannten (Reynoldsspannungen) werden mit Hilfe eines Turbulenzmodells unter Verwendung zweier zusätzlicher Transportgleichungen gelöst. Dabei wird für die Modellierung der Turbulenzen das $k-\omega$ SST Modell zugrunde gelegt, welches es ermöglicht, die positiven Eigenschaften des $k-\varepsilon$ Modells in der freien Strömung und die Vorzüge des $k-\omega$ Modells in wandnahen Bereichen zu nutzen (Menter, 1993). Dies erfordert jedoch die Bestimmung von Randbedingungen für die in dem Modell verwendeten Turbulenzparameter. In den wandnahen Bereichen können diese abhängig von der Fluid-Viskosität und der wandnahen Zellengeometrie ermittelt werden. Die turbulenten Einlassbedingungen müssen hingegen an die lokalen Gegebenheiten des Kraftwerkstandorts angepasst werden. Hierfür werden standortspezifische Messdaten der turbulenten Intensität verwendet, auf deren Basis die Einlassbedingungen für die turbulente kinetische Energie k , die isotrope Dissipationsrate ε und die charakteristische Frequenz ω definiert werden.

Neben den Turbulenzeigenschaften der Strömung ist es notwendig, die Randbedingungen für das Geschwindigkeitsfeld an die lokalen Gegebenheiten anzupassen. Hierfür werden die am Standort ermittelten Strömungsgeschwindigkeiten an der freien Oberfläche genutzt, um ein exponentielles Grenzschichtprofil zu erzeugen (Germanischer Lloyd, 2005). Basierend auf lokalen Messdaten wird diesem ein standortspezifischer Grenzschichtexponent zugrunde gelegt.

Um die physikalischen Gegebenheiten an Offshore-Standorten realitätsnah im numerischen Modell zu erfassen ist es notwendig, neben den lokalen Strömungsverhältnissen auch die Welleneinwirkung auf die Struktur zu berücksichtigen. Selbst wenn bedacht wird, dass die Kraftwerksstruktur sich auch während der Nipptide mehrere Meter unter der Wasseroberfläche befindet, ist der Einfluss der Wellen auf die Fundamentstruktur erfahrungsgemäß nicht vernachlässigbar. Dies resultiert unter anderem aus den ellipsenförmigen Fluidteilchenbahnen, die durch die Welle in der darunter befindlichen Wassersäule erzeugt werden. Die auftretenden Orbitale sind mit hohen Geschwindigkeits-Gradienten verbunden, die große Kräfte auf die Struktur verursachen.

In dem numerischen Modell wird die Wellenkinematik durch einen Wellengenerator am Einlass erzeugt. Der zugrunde liegende Algorithmus baut auf dem Fentonmodell auf, mit dem basierend auf einem Stromlinienansatz ein nichtlineares Wellenprofil erzeugt wird (Fenton, 1988). Im numerischen Strömungskanal kann jedoch nur dann ein realistisches Geschwindigkeitsfeld abgebildet werden, wenn die Fluidpartikel in den oberflächennahen Bereichen die Möglichkeit haben, Orbitale in vertikaler Richtung ohne eine Einschränkung durch nicht-physikalische Randbedingungen zu durchlaufen. Dies wird mit Hilfe eines Mehrphasenmodells realisiert, basierend auf der Volume of Fluid Methode (Hirt und Nichols, 1981). Hier wird eine Zustands-Transportgleichung zugrunde gelegt, deren Lösung die relativen Volumenanteile der Phasen Luft und Wasser in jeder Zelle für die einzelnen Zeitschritte bestimmt. Dies ermöglicht die Modellierung einer variierenden freien Oberfläche, wodurch eine elliptische Wellenkinematik in der Wassersäule entstehen kann. Als Eingangsparameter werden die standortspezifische Wellenhöhen, Wellenperioden und die lokale Wassertiefe angesetzt.

5 Ergebnisse

Die beschriebenen numerischen Methoden ermöglichen umfangreiche Untersuchungen der Gründungsstrukturen von Meeresströmungskraftwerken. In diesem Abschnitt wird konkret das Strömungsverhalten eines Schwergewicht-Testfundaments analysiert, wie es in Abbildung 3 dargestellt ist. Als Eingangsparameter werden standortspezifische Messdaten genutzt, mit denen eine auf dem 10-Minuten-Mittelwert basierende 50-Jahres-Strömung angesetzt wird. Der Wellensimulation liegen eine Wellenhöhe von ca. 3m und eine Wellenperiode von 8s zu Grunde. Dies entspricht einer Meereswelle die im obersten Drittel der am Standort zu erwartenden Wellenhöhen liegt.

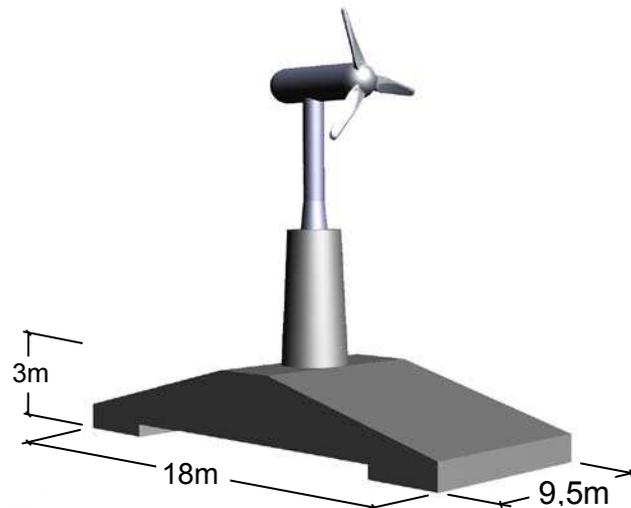


Abbildung 3 Testfundament für den Prototypen eines Meeresströmungskraftwerks

In einem ersten Schritt wird das grundsätzliche Strömungsverhalten der Geometrie bei reiner Strömungseinwirkung analysiert. Abbildung 4 zeigt den aus der Simulation resultierenden Stromlinienverlauf. Die rampenförmige Struktur verursacht eine graduelle Umlenkung der einwirkenden Strömung, wodurch die Schubkräfte im Vergleich zu blockartigen Strukturen deutlich reduziert werden. Die Umlenkung der Strömung verursacht jedoch auch eine deutliche Zunahme der Strömungsgeschwindigkeiten unmittelbar oberhalb der Struktur. Dies ist mit einem Druckabfall verbunden, der erhebliche Auftriebskräfte verursacht. Wie in Abbildung 5 dargestellt, sind diese mehr als doppelt so groß wie die berechneten Schubkräfte, wobei die Ergebnisse nach eintreten vollständiger Konvergenz verglichen werden sollten (nach ca. 60s). Dies motiviert Optimierungsansätze, die einen guten Kompromiss der teilweise im Widerspruch stehenden Schub- und Auftriebsminimierung anstreben.

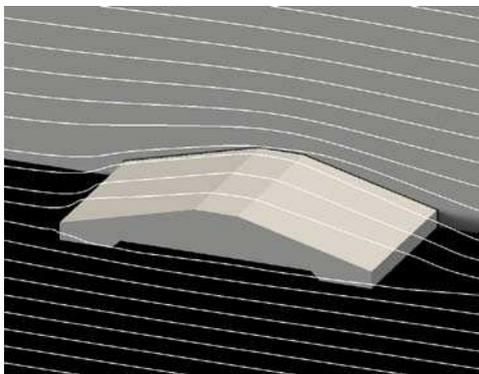


Abbildung 4 Stromlinien bei reiner Strömungseinwirkung

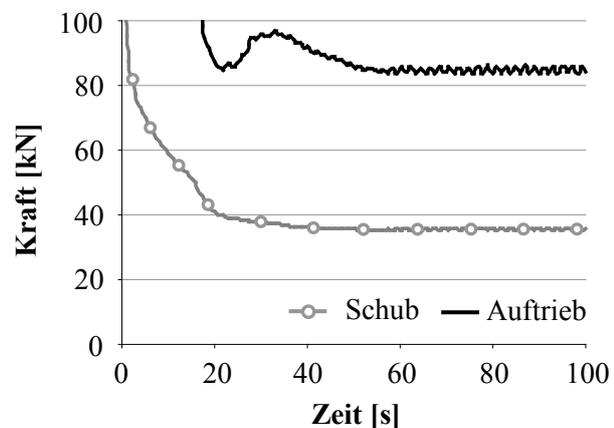


Abbildung 5 Kraftresultierende auf das Fundament

Neben der reinen Strömungseinwirkung wird auch der Einfluss von Welleneinwirkungen analysiert. Das in Abbildung 6 dargestellte Geschwindigkeitsfeld zeigt die deutlich veränderte Fluidkinematik. Es folgt der in Abbildung 7 dargestellte periodische Verlauf der Kraftresultierenden. Auch hier sollten lediglich die auskonvergierten Ergebnisse verglichen werden (nach ca. 20s). Die simulierte Wellenhöhe entspricht einem im Regelbetrieb häufig auftretenden Szenario und liegt damit deutlich unterhalb von Extrem-Situationen. Dennoch wird ersichtlich, dass die Welleneinwirkung auch bei üblichen Wetterbedingungen zu Kraftamplituden führt, die oberhalb der resultierenden Kräfte aus der Strömung liegen. Dies verdeutlicht die hohe Bedeutung des Welleneinflusses beim Entwurf der Gründungsstrukturen.

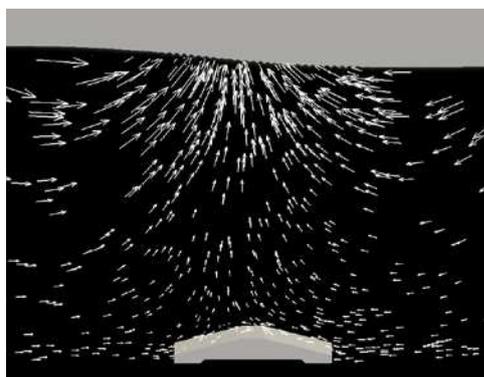


Abbildung 6 Geschwindigkeiten bei Welleneinwirkung

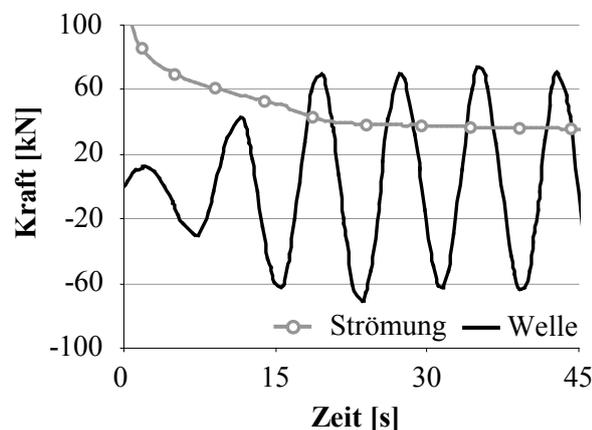


Abbildung 7 Vergleich Wellen- und Strömungseinwirkung

6 Fazit und Ausblick

Meeresströmungskraftwerke haben sich in den vergangenen Jahren als eine zukunftsweisende Technologie im Bereich erneuerbarer Energien erwiesen. Derzeit sind die Bemühungen groß, diese junge Technologie weiter zu optimieren, um eine maximale Wirtschaftlichkeit für die kommerzielle Nutzung der Anlage zu erzielen. Dies betrifft auch die Gründungsstrukturen, die an die besonderen Umgebungsbedingungen potentieller Standorte angepasst werden müssen. Hinsichtlich eines Gesamtkonzepts, das sowohl die Konstruktion, die Montage, den Betrieb, und den Rückbau der Anlagen berücksichtigt, werden Schwergewichtsfundamente den hohen Anforderungen besonders gut gerecht. Mit Hilfe modernster numerischer Berechnungsmethoden ist es möglich, das volle Potential der Strukturen zu entfalten. Hierbei ist eine Optimierung jedoch

nur dann zielführend, wenn die zugrunde gelegten Einwirkungen aus Strömung und Welle physikalisch realitätsnah erfasst werden. Dies wird durch die vorgestellten Methoden erreicht, wodurch eine umfangreiche Formoptimierung ermöglicht wird. Dabei sind Validierungsaspekte weiterhin von zentraler Bedeutung. Dies betrifft sowohl den Vergleich mit experimentell ermittelten Vergleichsparametern, als auch numerische Kontrollmechanismen wie zum Beispiel Konvergenz- und Stabilitätskriterien. Insgesamt sollen hierdurch die idealen Randbedingungen für eine wirtschaftliche Umsetzung von Meeresströmungskraftwerken geschaffen werden.

Literatur

- Elmer, K.-H., Gerasch, W.-J., Measurement and Reduction of Offshore Wind Turbine Construction Noise, DEWI Magazin vol. 30, S. 33-38, 2007.
- Fenton, J.D., The Numerical Solution of Steady Wave Problems, Computers & Geoscience vol. 14, no. 3, S. 357-368, 1988.
- Guideline for the Certification of Ocean Energy Converters, Part 1: Ocean Current Turbines, Germanischer Lloyd, 2005.
- Hirt, C.W., Nichols, B.D., Volume Of Fluid Method (VOF) for the Dynamics of Free Boundaries, J. Comp. Phys. vol. 39, S. 201-225, 1981.
- Lang, M., Bachmann, H., Gründung von Offshore-Windenergieanlagen aus filigranen Betonstrukturen unter besonderer Beachtung des Ermüdungsverhaltens von hochfestem Beton, F|E|I, Ed. Züblin AG, S. 48-49, 2009.
- Menter, F.R., Zonal Two-Equation $k-\omega$ Turbulence Models for Aerodynamic Flows, AIAA Paper 93-2906, 1993.

Autoren:

Dipl.-Ing. Daniel Markus,
Dr.-Ing. Roland Wüchner,
Prof. Dr.-Ing. Kai-Uwe Bletzinger
TU-München, Lehrstuhl für Statik
Arcisstr. 21
80333 München
Tel.: +49 – 89 – 28922152
Fax: +49 – 89 – 28922421
d.markus@bv.tum.de

Dr.-Ing. Jochen Röhm
Ed. Züblin AG
Albstadtweg 3,
70567 Stuttgart
Tel.: +49 – 711 – 78839830
Fax: +49 – 711 – 7883779
jochen.roehm@zueblin.de