

Anton- Seraphin von Hepperger

Auslegung eines Kleinwasserkraftwerks

Diplomarbeit

zur Erlangung des akademischen Grades
eines Diplom- Ingenieurs der Studienrichtung Maschinenbau
an der Technischen Universität Graz

Ass. Prof. Dipl.- Ing. Dr. techn. Helmut Knoblauch
Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft

Graz, 2013

EIDESSTATTLICHE ERKLÄRUNG

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen/Hilfsmittel nicht benutzt, und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe.

Graz, am

(Unterschrift)

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich mich herzlichst bei meinem Betreuer Ass. Prof. Dipl.- Ing. Dr. techn. Helmut Knoblauch für die wissenschaftliche und fachliche Betreuung zu dieser Arbeit bedanken.

Ein besonderer Dank gilt Herrn ZT Dipl.- Ing. Peter Schallaschek, der mir mit seinem Fachwissen stets zur Seite stand.

Ein weiterer Dank geht an meinen Großvater ÖK Anton Hubmann, der meine Begeisterung an der Wasserkraft schon in meiner Kindheit weckte.

Von ganzem Herzen möchte ich mich bei meinem Vater, sowie bei meiner ganzen Familie bedanken, die mich im Laufe des Studiums in allen Höhen und Tiefen unterstützt haben.

Besonders möchte ich mich bei dir Veronika bedanken, du warst immer für mich da.

Abschließend bedanke ich mich bei allen Personen, die mir durch ihre Unterstützung geholfen haben, diese Arbeit zu erstellen.

Diese Arbeit widme ich meiner verstorbenen Mutter Dipl.- Ing. Margrit von Hepperger.

Kurzfassung

Die stetig steigende Energienachfrage, sowie die Forderung nach einer klimafreundlichen Erzeugung elektrischer Energie machen den Ausbau der Wasserkraft unumgänglich. Im Hinblick darauf befasst sich diese Arbeit mit der Auslegung einer Kleinwasserkraftanlage am Pusterwaldbach, im politischen Bezirk Murtal in der Steiermark.

Das geplante Kleinwasserkraftwerk ist als Ausleitungskraftwerk, unter Berücksichtigung der vorhandenen topographischen sowie ökologischen Gegebenheiten konzipiert.

Die Wasserentnahme erfolgt an der Wehranlage, welche sich an der Mündung des Moosbaches in den Pusterwaldbach befindet. Das Einzugsgebiet des Pusterwaldbaches beträgt in diesem Bereich 92,3 km². Im Sandfang von restlichen Sedimenten getrennt, gelangt das Triebwasser über eine 4800 m lange Druckrohrleitung zum Krafthaus, dabei wird eine Höhendifferenz von 85 m überwunden. Die Umwandlung der daraus resultierenden potenziellen Energie erfolgt in zwei Francis turbinen. Mit einer aus dem hydrologischen Gutachten der Steiermärkischen Landesregierung abgeleiteten Ausbauwassermenge von 3,4 m³/s kann nach Abzug aller Verluste eine Engpassleistung von 2,25 MW erreicht werden. Das Jahresarbeitsvermögen der Kleinwasserkraftanlage berechnet aus den mittleren Dauerzahlen der Abflüsse kann mit ca. 11,2 Mio. kWh angegeben werden.

Die einzelnen für den Kraftwerkbetrieb notwendigen Anlagenteile wurden im Rahmen dieser Arbeit dimensioniert, sowie konstruiert.

Abstract

The rising demand for energy and the need for low carbon print electrical power make the development of sustainable hydropower necessary. The main scope of this thesis is the design of a small hydropower plant on creek *Pusterwaldbach* in the district of Murtal in Styria.

The proposed diversion plant is designed under the consideration of the topographical and ecological requirements. The weir plant for the water abstraction is located where creek *Moosbach* flows into creek *Pusterwaldbach*. The drainage area of creek *Pusterwaldbach* is in total 92.3 km². After passing the grit removal, the water flows through a 4,800m long penstock and overcomes an altitude difference of 85m before reaching the two Francis turbines in the power house. The flow rate is 3,4 m³/s and after the deduction of all losses the installed capacity is estimated to be 2,25 MW. Based on the hydrological report of the Styrian Government, the yearly output should not be less than 11.2 million kWh.

This thesis covers the detailed design and construction of the plant components, which are required for the plant's operation.

Inhaltsverzeichnis

Danksagung	I
Kurzfassung	II
Abstract	III
Inhaltsverzeichnis	IV
Abbildungsverzeichnis	VII
Tabellenverzeichnis	IX
1 Allgemeines	1
2 Arten von Kleinwasserkraftanlagen	2
2.1 Allgemeines	2
2.2 Klassifizierung nach der Betriebsweise	2
2.2.1 Laufwasserkraftwerke	2
2.2.2 Speicherkraftwerke	2
2.3 Klassifizierung nach Nutzfallhöhe.....	2
2.3.1 Hochdruckkraftwerke.....	3
2.3.2 Mitteldruckkraftwerke.....	4
2.3.3 Niederdruckkraftwerke	4
3 Rechtliche Rahmenbedingungen für Kleinwasserkraftwerke	5
3.1 Allgemeines	5
3.2 Kriterien zur Beurteilung einer nachhaltigen Wasserkraftnutzung.....	5
3.2.1 Energiewirtschaft	5
3.2.2 Ökologie	6
3.2.3 Sonstige wasserwirtschaftliche Kriterien	6
4 Hydrologische Daten des Kleinwasserkraftwerks Pusterwald	7
4.1 Allgemeines	7
4.2 Einzugsgebiet	7
4.3 Hydrologische Daten	8
4.3.1 Abflussdauerlinie	8
4.4 Pflichtwasserfestlegung	9
4.5 Ausbau und Nutzwassermenge	9

4.6	Hochwassermenge	10
4.7	Resteinzugsgebiet	11
5	Energiewirtschaftliche Auslegung des Kleinwasserkraftwerks Pusterwald.....	12
5.1	Allgemeines	12
5.2	Verluste im Triebwasserweg.....	12
5.2.1	Örtliche Verlusthöhen	13
5.2.1.1	Verluste im Einlaufbereich	13
5.2.1.2	Verluste am Rechen	13
5.2.1.3	Verluste durch Querschnittwechsel.....	14
5.2.1.4	Verluste in Krümmern.....	14
5.2.1.5	Verluste an Abzweigern	14
5.2.1.6	Verluste an Absperrorganen.....	15
5.2.2	Kontinuierliche Verlusthöhen	15
5.3	Berechnung der dynamischen Druckhöhe	15
5.4	Wirkungsgrade der Maschinensätze	18
5.4.1	Turbine	19
5.4.1	Generator.....	20
5.4.1	Transformator.....	22
5.5	Engpassleistung.....	23
5.6	Jahresarbeitsvermögen	23
6	Konstruktive Auslegung des Kleinwasserkraftwerks Pusterwaldbach	24
6.1	Allgemeines	24
6.2	Ortsangabe	24
6.2.1	Standort der Wehranlage.....	25
6.2.2	Standortverlauf der Druckrohrleitung	25
6.2.3	Standort des Krafthauses.....	25
6.3	Bemessung der Wehranlagenteile.....	26
6.3.1	Wehranlage	26
6.3.1.1	Wehr.....	27
6.3.1.2	Tosbecken	31
6.3.1.3	Einlaufbauwerk	34
6.3.1.4	Sandfang.....	35

6.3.1.5	Rechen und Rechenreinigung	39
6.3.1.6	Fischaufstiegshilfe.....	40
6.3.2	Geländeeinbindung der Wehranlage	43
6.4	Fortleitung des Triebwassers	44
6.4.1	Dimensionierung Druckrohrleitung	44
6.5	Krafthaus	46
6.5.1	Vordimensionierung der Francisturbine	46
6.5.1.1	Lauftrad	46
6.5.1.2	Saugrohr	48
6.5.1.3	Spirale	49
6.5.2	Kugelschieber.....	50
6.5.3	Konstruktive Ausführung des Krafthauses	52
6.6	Rückgabebauwerk.....	52
7	Zusammenfassung	54
8	Literaturverzeichnis	56

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Einsatzbereich von Turbinentypen.....	3
Abbildung 2: Einzugsgebiet KW Pusterwald.....	7
Abbildung 3: Abflussdauerlinie entsprechend dem hydrologischen Gutachten	9
Abbildung 4: Ausbaugrad mit dynamischer Pflichtwasserabgabe	10
Abbildung 5: Fallhöhen einfluss bei unterschiedlichem Durchflussmengen aufgrund von Durchmesser- und Längenvariationen.....	18
Abbildung 6: Wirkungsgradkennlinie Turbine.....	19
Abbildung 7: Maschineneinsatz Turbine 1, Turbine 2	20
Abbildung 8: Wirkungsgradkennlinie Generator	22
Abbildung 9: Wirkungsgradkennlinie Transformator	22
Abbildung 10: Geographischer Übersichtsplan.....	24
Abbildung 11: Standort Wehranlage	25
Abbildung 12: Standort Krafthaus.....	26
Abbildung 13: Schematischer Aufbau der Wehranlage	26
Abbildung 14: Abflusscharakteristik der Klappe	27
Abbildung 15: Überfallshöhe am Wehr	28
Abbildung 16: Wehranlage bei geöffneter und geschlossener Wehrklappe.....	29
Abbildung 17: Anordnung des Hubschützes	30
Abbildung 18: Tosbeckenbemessung	32
Abbildung 19: Tosbecken.....	33
Abbildung 20: Einlaufbauwerk	34
Abbildung 21: Absinkbahn des Bemessungskorns	35
Abbildung 22: Sandfang.....	37
Abbildung 23: Übergang in die Druckrohrleitung	38
Abbildung 24: Rechen mit Rechenreinigungsanlage	40
Abbildung 25: Skizzenartige Darstellung des Beckenpasses	41
Abbildung 26: Wehranlage mit Fischaufstiegshilfe	42
Abbildung 27: Geländemodell Wehranlage	43
Abbildung 28: Einbindung der Wehranlage in den Pusterwaldbach.....	43
Abbildung 29: Längenschnitt der Druckrohrleitung	44
Abbildung 30: Längenschnitt Druckstoß.....	46

Abbildung 31: Einsatzbereich der Turbinen.....	47
Abbildung 32: Definitionsskizze und Kenngrößen der Francisturbine.....	48
Abbildung 33: Spiralenquerschnitt.....	49
Abbildung 34: Aufbau des Kugelschiebers.....	51
Abbildung 35: Schematische Darstellung des Schließmechanismus am Kugelschieber	51
Abbildung 36: Krafthaus	52
Abbildung 37: Krafthaus mit Rückgabebauwerk.....	53

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Hydrologische Daten	8
Tabelle 2: Hochwasserdaten	10
Tabelle 3: Fallhöhenverlust Variante 1	16
Tabelle 4: Fallhöhenverlust Variante 2	17
Tabelle 5: Fallhöhenverlust Variante 3	17
Tabelle 6: Synchrondrehzahlen zu einigen Polpaarzahlen	21
Tabelle 7: Jahresarbeitsvermögen	23
Tabelle 8: Überfallhöhe der dynamischen Restwassermenge	31
Tabelle 9: Tosbecken.....	33
Tabelle 10: Absetzbeckenbemessung.....	37
Tabelle 11: Mindestgröße naturnaher Beckenpässe	42
Tabelle 12: Druckstoßberechnung.....	45
Tabelle 13: Laufradabmessungen	48
Tabelle 14: Spiralenquerschnitt	50

1 Allgemeines

Eine wesentliche Herausforderung der heimischen Energie- und Klimapolitik besteht darin, die Energieversorgung auf ein zukunftsweisendes, effizientes und erneuerbares System umzustellen. Um den steigenden Bedarf an Energie, die Forderung einer flächendeckenden Versorgung sowie ein CO₂-armes Energiesystem zu bewerkstelligen, ist ein Ausbau der erneuerbaren Energieressourcen unumgänglich.

Das im Dezember 2008 verabschiedete Klima- und Energiepaket der Europäischen Union verpflichtet Österreich, den Anteil erneuerbarer Energieträger am Bruttoendenergieverbrauch bis zum Jahr 2020 um 34% zu erhöhen und zugleich die Treibhausgasemissionen zu reduzieren (Energie Strategie Österreich, 2009).

Die Stromerzeugung in Österreich ist aufgrund der gegebenen topographischen Lage, sowie der langen Tradition durch die Wasserkraft geprägt. Mit 57% der inländischen Bruttostromproduktion (66 TWh), wovon 7% auf die Kleinwasserkraft fallen, ist die Stromgewinnung durch Wasserkraft im internationalen Vergleich sehr hoch (Stand 2012). In Österreich unterscheidet man zwischen Klein- und Großkraftwerken. Kleinwasserkraftwerke dürfen die Obergrenze von 10 MW installierter, elektrischer Leistung nicht überschreiten (BMWFJ, 2013). Mit einer installierten Engpassleistung von 1.284,2 MW leisten die 2.790 Kleinwasserkraft-Anlagen in Österreich einen erheblichen Beitrag zur regenerativen Stromerzeugung. Unterteilt in Bundesländer fällt auf die Steiermark der größte Anteil mit 496 anerkannten Kleinwasserkraftwerken und einer Engpassleistung von 310,51 MW. Die steirischen Kleinwasserkraftanlagen speisen jährlich ca. 1,55 TWh Ökostrom in das öffentliche Netz ein. Dadurch wird ein CO₂ Ausstoß von 1,1 Mio. Tonnen CO₂, der bei der Produktion von Strom aus fossilen Energieträgern anfällt, vermieden. Es ist darauf hinzuweisen, dass sich die statistischen Daten jährlich ändern, da der Ausbau der Stromerzeugung durch Wasserkraft insbesondere der Kleinwasserkraft stark forciert wird (Energie- Control Austria, 2012).

Der Pusterwaldbach in der Gemeinde Pusterwald verfügt durch die natürlichen Gegebenheiten über ein großes Wasserkraftpotential, welches weitgehend noch ungenutzt ist. Mithilfe kostengünstiger und einfacher technischer Prinzipien kann am Pusterwaldbach ein Kleinwasserkraftwerk errichtet werden, welches nicht nur zu einer regionalen Unabhängigkeit, sondern auch zu einer lokalen Versorgungssicherheit beitragen kann.

2 Arten von Kleinwasserkraftanlagen

2.1 Allgemeines

Wasserkraftwerke werden durch eine willkürlich gewählte Grenze in Groß- und Kleinwasserkraftwerke unterteilt. Sowohl international, als auch zwischen den EU- Mitgliedsstaaten gibt es unterschiedliche Ansätze zur Differenzierung der beiden Arten. In Österreich werden Wasserkraftanlagen mit einer Engpassleistung bis einschließlich 10 MW als Kleinwasserkraftanlagen bezeichnet. Dies stellt keine technische Grenze dar, sondern ist als jenes Limit definiert, für das laut § 6 im Wasserrechtsgesetz das Recht besteht, an das Stromversorgungsnetz angeschlossen zu werden. Dabei sind Netzbetreiber verpflichtet, Strom aus erneuerbarer Energie abzunehmen. (Penche et al., 2004 S. 3).

2.2 Klassifizierung nach der Betriebsweise

2.2.1 Laufwasserkraftwerke

Laufwasserkraftwerke nutzen den natürlichen Zufluss von Fließgewässern und verarbeiten den im Gewässer verfügbaren Abfluss. Im Allgemeinen wird in Abhängigkeit vom aktuellen Zufluss, welcher über die Jahresganglinie gegeben ist, Grundlastenergie bereitgestellt. Hierbei sind langfristige Speichermöglichkeiten zur Abdeckung von Spitzenlasten nur in Ausnahmefällen vorhanden. Durch große Rückstauräume und Einlaufbecken kann eine kurzzeitige Speicherung gewährleistet werden (Gießbecke & Mosonyi, 2009 S. 102).

2.2.2 Speicherkraftwerke

Im Gegensatz zu den Laufwasserkraftwerken dienen Speicherkraftwerke zur Speicherung von potentieller Energie, für den Ausgleich von Lastschwankungen in Stromversorgungsnetzen. Das zufließende Wasser wird in Stauseen oder Staubecken gespeichert und bei Bedarf genutzt. Ein großer Vorteil von Speicherkraftwerken ist die Unabhängigkeit von unregelmäßiger Wasserführung und der damit einhergehenden höheren Verfügbarkeit (Gießbecke & Mosonyi, 2009 S. 113).

2.3 Klassifizierung nach Nutzfallhöhe

Durch die Höhendifferenz, welche als Fallhöhe definiert ist, kann eine Wasserkraftanlage die daraus resultierende potentielle Energie des Wassers in elektrische Energie umwandeln. Um die unterschiedlichen Bautypen und Einsatzbereiche zu unterscheiden, werden

Wasserkraftanlagen unter anderem durch ihre Nutzfalloh e charakterisiert. Die Differenzierung nach Fallh e kann nicht als starre Grenze gesehen werden, sondern als fließender  bergang zwischen den einzelnen Kraftwerkstypen und dient somit als Hilfsmittel zur Anlagenklassifizierung (Penche et al., 2004 S. 3).

Es wird zwischen Hochdruckkraftwerken, Mitteldruckkraftwerken und Niederdruckkraftwerken unterschieden. Hochdruckkraftwerke haben eine Fallh e von etwa 100 m und dar ber hinaus, Mitteldruckkraftwerke eine Fallh e zwischen 30 und 100 m und Niederdruckkraftwerke eine Fallh e von 2 bis 30 m (Penche et al., 2004).

Durch die gegebene Fallh e kann in Verbindung mit der Durchflussmenge die geeignete hydraulische Maschine aus dem in Abbildung 1 dargestellten Diagramm bestimmt werden.

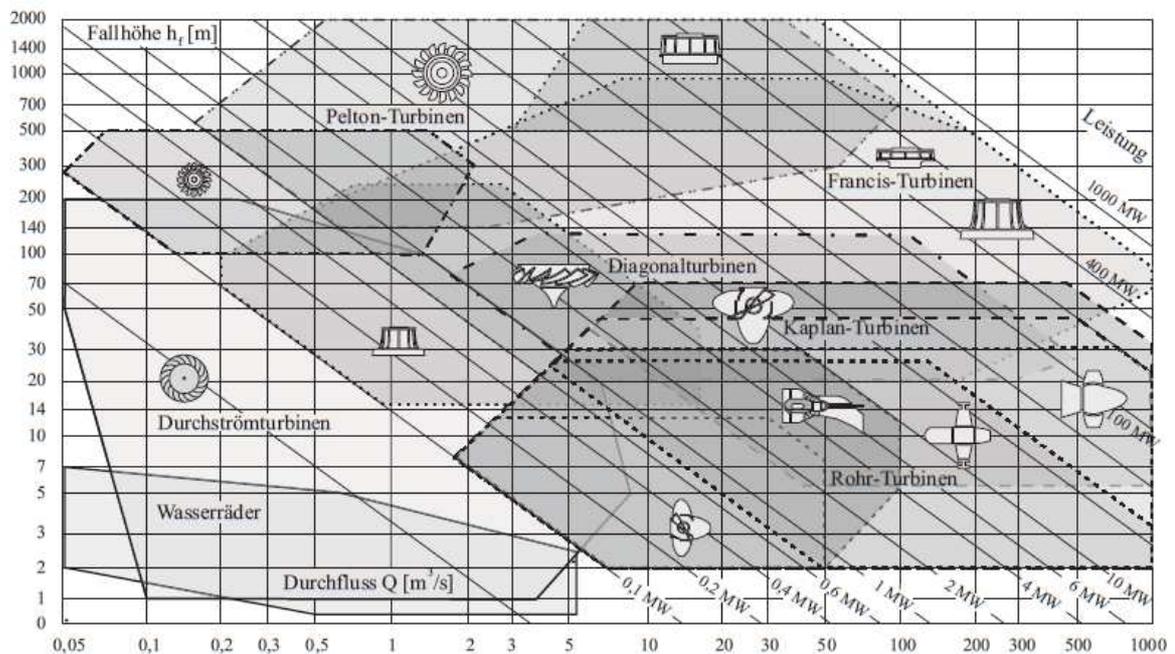


Abbildung 1: Einsatzbereich von Turbinentypen (Gieecke & Mosonyi, 2009 S. 512)

2.3.1 Hochdruckkraftwerke

Hochdruckkraftwerke haben einen relativ geringen Durchfluss bei hoher Fallh e und werden  berwiegend im Mittel- bzw. Hochgebirge eingesetzt. Wie aus Abbildung 1 ersichtlich, werden als hydraulische Maschinen fast ausschließlich Pelton- und Francis-Turbinen daf r verwendet (Gieecke & Mosonyi, 2009 S. 100).

2.3.2 Mitteldruckkraftwerke

Mittelwasserkraftwerke werden zumeist als Ausleitungskraftwerke, selten als Flusskraftwerke konzipiert. Hierbei werden Francis-, Kaplan- und Propeller- Turbinen als hydraulische Maschinen eingesetzt (Gießbecke & Mosonyi, 2009 S. 100).

2.3.3 Niederdruckkraftwerke

Niederdruckanlagen haben eine große Durchflussmenge bei geringer Fallhöhe und werden typischerweise in Flusstälern errichtet. Als Fluss- bzw. Ausleitungskraftwerke ausgelegt, werden Kaplan-, Propeller-, Rohr- und Francis- Turbinen verbaut (Gießbecke & Mosonyi, 2009 S. 100).

3 Rechtliche Rahmenbedingungen für Kleinwasserkraftwerke

3.1 Allgemeines

Zur Errichtung neuer Kleinwasserkraftanlagen sind eine wasserrechtliche, naturschutzrechtliche sowie eine elektrizitätsrechtliche Bewilligung notwendig.

Hierfür obliegt die Bewilligung für Anlagen mit einer installierten Engpassleistung bis 500 kW der Bezirksverwaltungsbehörde. Für Anlagen mit einer höheren Engpassleistung ist der Landeshauptmann bzw. das Amt der Landesregierung zuständig.

In der Praxis werden die einzelnen gesetzlich vorgeschriebenen Bewilligungsverfahren von der zuständigen Behörde als koordiniertes Verfahren abgewickelt, d.h. die zur Bewilligung nötigen Amtshandlungen werden, wenn möglich gleichzeitig durchgeführt (Zvonimir et al., 2010).

3.2 Kriterien zur Beurteilung einer nachhaltigen Wasserkraftnutzung

Als Leitfaden für die Beurteilung von Wasserkraftprojekten dient der vom Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft im Jahr 2012 erlassene Kriterienkatalog, der sich an die gesetzlichen Grundlagen des Wasserrechtes orientiert. Dieser sieht eine Berücksichtigung von energiewirtschaftlichen, ökologischen und sonstigen wasserwirtschaftlichen Gesichtspunkten hinsichtlich der Eignung von Gewässerabschnitten für die Wasserkraftnutzung vor, welche im weiteren Verlauf detailliert erläutert werden (BMLFUW, 2012).

3.2.1 Energiewirtschaft

Die energiewirtschaftlichen Kriterien beziehen sich auf die Aspekte der technischen Auslegung der Wasserkraftanlage. Dabei werden Versorgungssicherheit, die Versorgungsqualität, der Klimaschutz sowie die technische Effizienz bewertet. Als wesentlicher Punkt gilt die Versorgungssicherheit, um ausreichend verfügbare Energie sicherzustellen. Wasserkraftprojekte werden anhand des Regelarbeitsvermögens bewertet, wobei auch mögliche Einflüsse auf bereits bestehende Wasserkraftanlagen zu berücksichtigen sind. Zur sicheren

Lastdeckung und Systemstabilität wird die Versorgungsqualität bewertet. Bei Laufkraftwerken, die in der Lage sind über einen längeren Zeitraum zur Deckung der Nachfrage beizutragen, erfolgt die Beurteilung aufgrund ihres Anteils zur gesicherten Leistung in den Monaten Dezember und Jänner. In diesen Monaten fällt die Jahreshöchstlast von der Verbraucherseite an. Unter dem Kriterium des Klimaschutzes wird die Vermeidung von CO₂ anhand des Regelarbeitsvermögens evaluiert. Als substituierte Technologie wird dabei bei Wasserkraftanlagen ein Mix aus Steinkohle befeuerten Dampfkraftwerken und Erdgas-GuD- Anlagen herangezogen. Die technische Effizienz eines Kraftwerks wird dahingehend bewertet, inwieweit ein vorhandenes Wasserkraftpotential vollständig genutzt wird (BMLFUW, 2012).

3.2.2 Ökologie

Aus ökologischer Sicht ist abzuwägen, ob das Interesse der Wasserkraftnutzung jenes an der Erhaltung des natürlichen Zustands überwiegt. Dabei muss auf die Kriterien der Natürlichkeit, Seltenheit, ökologischen Schlüsselfunktion sowie auf die räumliche Ausdehnung der negativen Wirkung eingegangen werden (BMLFUW, 2012).

3.2.3 Sonstige wasserwirtschaftliche Kriterien

Zudem werden Wasserkraftprojekte nach nicht energiewirtschaftlichen und gewässerökologischen Aspekten bewertet. Dabei stellt die lokale sowie überregionale Hochwassersituation einen essentiellen Faktor dar. Zudem sind die Auswirkungen auf die Grundwasserqualität, und -quantität, Wasserversorgung, Immissionssituation, auf bereits sanierte und renaturierte Strecken, den Feststoffhaushalt und auf sonstige Nutzungsinteressen zu berücksichtigen (BMLFUW, 2012).

4 Hydrologische Daten des Kleinwasserkraftwerks Pusterwald

4.1 Allgemeines

Für einen effizienten Betrieb eines Kleinwasserkraftwerks ist neben der Fallhöhe eine genaue Erhebung des naturgegebenen, örtlichen Wasserdargebots entscheidend. Hierfür werden Untersuchungen über das langjährige Abflussverhalten herangezogen, damit neben verlässlichen Bemessungsabflüssen auch Extremwerte der Abflüsse berechnet werden können. (Gießbecke & Mosonyi, 2009 S. 51,f)

4.2 Einzugsgebiet

Das gesamte Einzugsgebiet des Pusterwaldbaches erstreckt sich über $105,29\text{km}^2$ und liegt in der Gemeinde Pusterwald im politischen Bezirk Murtal in der Obersteiermark. Das Gemeindegebiet von Pusterwald befindet sich in den Wölzer Tauern und erstreckt sich von 951,00 müA auf 2363,00 müA Seehöhe. Der Pusterwaldbach mit der Gewässernummer 3057 hat eine Gewässerlänge von 22,837 km und mündet über den Pölsfluss in die Mur.

Das für das Kleinwasserkraftwerk Pusterwaldbach relevante Einzugsgebiet des Pusterwaldbaches beginnt flussaufwärts ab der Mündung des Moosbaches in den Pusterwaldbach und erstreckt sich über eine Fläche von ca. $92,3\text{ km}^2$ (s. Abbildung 2).

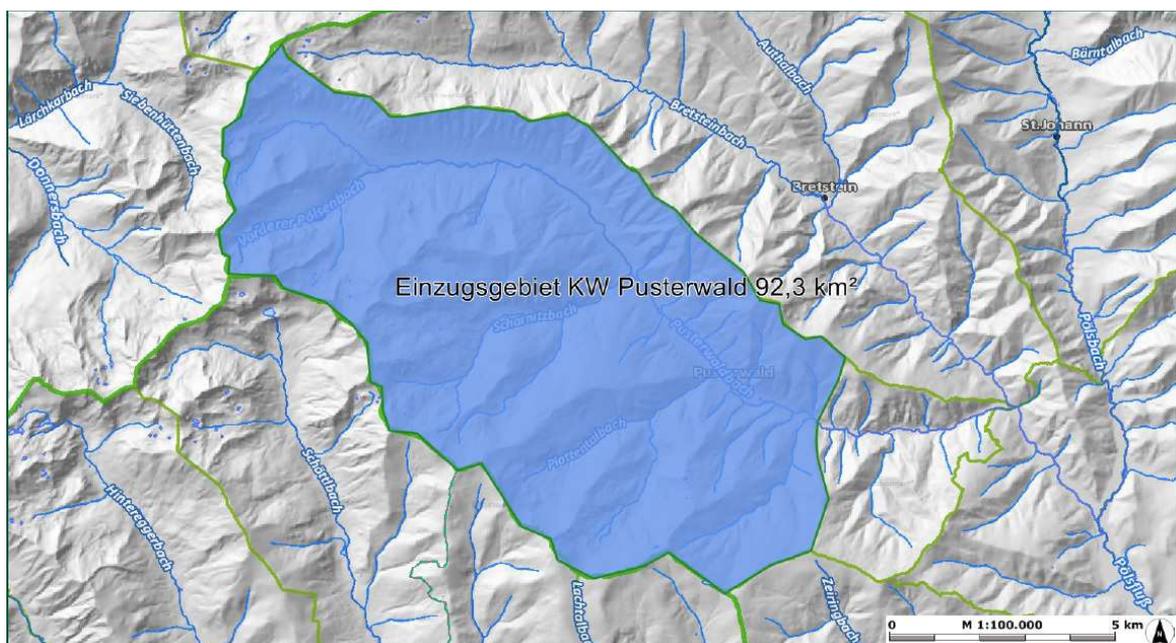


Abbildung 2: Einzugsgebiet KW Pusterwald (Geoportal GIS- Steiermark, 2013)

4.3 Hydrologische Daten

Die Abflussmenge für den Pusterwaldbach wurde aus dem hydrologischen Gutachten des Amtes der steirischen Landesregierung mit der GZ: ABT14-18Pu-2013/2 vom 04.03.2013 entnommen. Bei den vorliegenden Werten handelt es sich nicht um Messwerte im Sinne der ÖNORM B2400, sondern um Abflusswerte, welche nur im Näherungsverfahren aufgrund regionaler Gebietsmittel berechnet wurden. Da es sich bei den angegebenen Werten um Mittelwerte im langjährigen Durchschnitt handelt, kann es zu einem vom Niederschlag abhängigen erheblichen Streubereich zwischen Minimal- und Maximalwerten kommen.

Tabelle 1: Hydrologische Daten

Mittlere Dauerzahl der Abflüsse	
Dauer	Abfluss [m³/s]
an 30 Tagen	6,03
an 60 Tagen	4,63
an 90 Tagen	3,79
an 120 Tagen	3,2
an 180 Tagen	2,43
an 240 Tagen	1,88
an 270 Tagen	1,42
an 300 Tagen	1,37
Mittlere Jahresabflussdaten	
Mittelwerte	Abfluss [m³/s]
Mittlerer Abfluss (MQ)	2,94
Mittlerer Jahreskleinstabfluss (MJNQ _T)	1,1
an 347 Tagen (Q95%- Abfluss)	1,1
Kleinster Abfluss (NNQ _T)	0,6

4.3.1 Abflussdauerlinie

Aus den gegebenen Abflusswerten für den Pusterwaldbach wurde eine skalierte Abflussdauerlinie generiert, die ein wichtiges Hilfsmittel zur Bestimmung der Engpasseleistung sowie des Regelarbeitsvermögen darstellt. Hierbei ist anzumerken, dass es sich bei der Abflussdauerlinie um einen durchschnittlichen Wert handelt.

Bedingt durch die hohe mittlere Seehöhe des Einzugsgebietes von ca. 1640,00 müA. weist der Pusterwaldbach, wie in Abbildung 3 ersichtlich, eine typisch alpine Charakteristik mit geringen Winter- und großen Spitzenabflüssen zur Schneeschmelze auf.

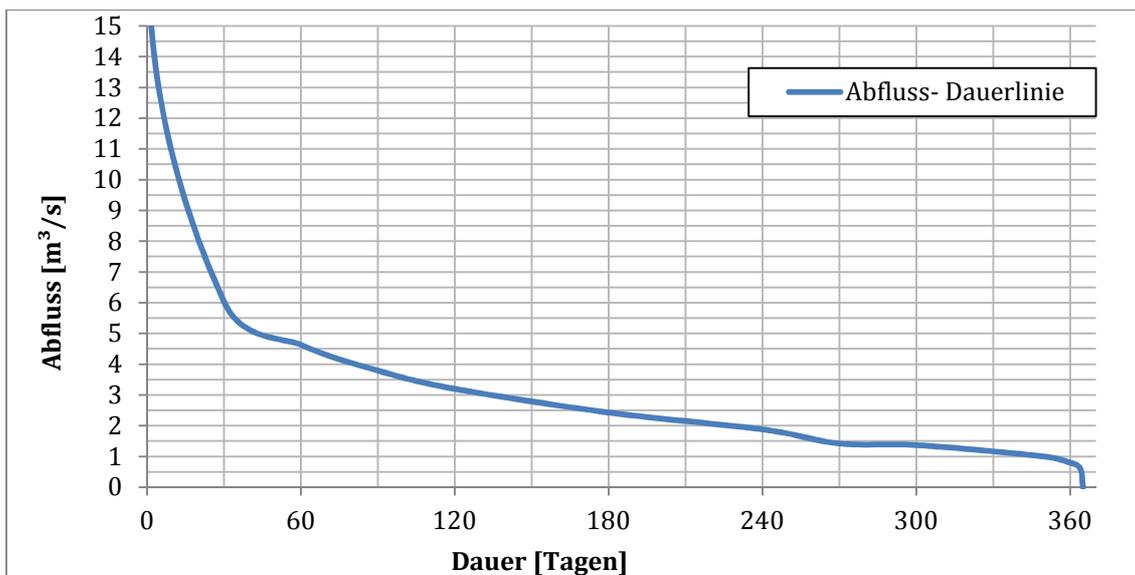


Abbildung 3: Abflussdauerlinie entsprechend dem hydrologischen Gutachten

4.4 Pflichtwasserfestlegung

Die Abgabe der Pflichtwassermenge in der Ausleitungsstrecke dient zur Sicherung eines guten ökologischen Zustandes. Die dafür notwendige Wassermenge wird in der Regel nach den Vorgaben des § 13 der Qualitätszielverordnung „Ökologie Oberflächengewässer“ ermittelt. Wenn diese Vorgaben eingehalten werden, dann ist mit Sicherheit grenzender Wahrscheinlichkeit anzunehmen, dass die Zielerreichung gewährleistet ist (QZV Ökologie OG, 2010).

Die für das KW Pusterwaldbach benötigte Pflichtwasserdotations kann mithilfe der aus dem hydrologischem Gutachten entnommenen mittleren Abflussdaten ermittelt werden. Als Basisdotations N_{QR} , welche nie unterschritten werden darf, wird der kleinste natürliche Abfluss $NN_{QT} = 0,6 \text{ m}^3/\text{s}$ herangezogen. Um eine natürliche Abflussdynamik in der Restwasserstrecke zu erhalten, erfolgt eine Dynamisierung der Pflichtwasserdotations. Die dynamische Abgabe beträgt 20% des aktuellen Zuflusses, und beginnt, wenn die Bezugswasserführung von $3 \text{ m}^3/\text{s}$ für die Basisdotations überschritten wird. Nach oben hin wird die Dynamik durch die Ausbauwassermenge begrenzt.

4.5 Ausbau und Nutzwassermenge

Aus der Abflussdauerlinie kann die aus wasserbaulichen Erfahrungswerten wirtschaftlichste Ausbauwassermenge abgelesen werden. Laut den Kriterien zur Beurteilung einer nachhaltigen Wasserkraftnutzung liegt die für Laufkraftwerke mit Ausleitung untere Grenze der

Überschreitungsdauer der Ausbauwassermenge für eine wirtschaftliche Bemessung bei 75 Tagen (BMLFUW, 2012). An diesen Tagen erreicht bzw. überschreitet das tatsächliche Wasserangebot bei Abzug der Pflichtwasserdotations die Ausbauwassermenge.

Für das KW Pusterwald wird eine Ausbauwassermenge von 3,4 m³/s festgelegt. Dabei kommt es zu einer Überschreitungsdauer von 76 Tagen (s. Abbildung 4).

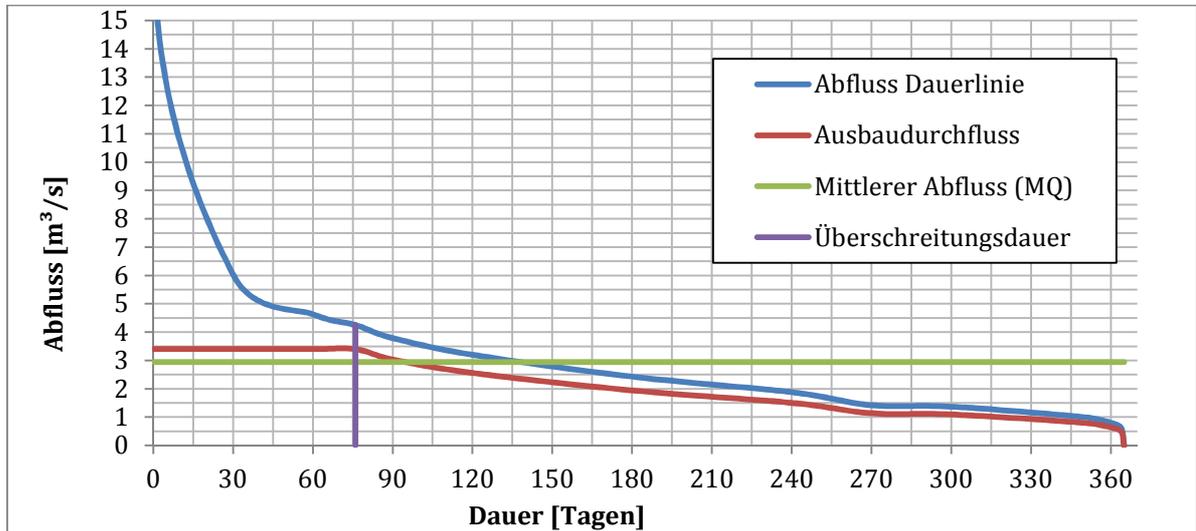


Abbildung 4: Ausbaugrad mit dynamischer Pflichtwasserabgabe

4.6 Hochwassermenge

Für die Errichtung von wasserbaulichen Anlagen ist das Ausmaß von möglichen Hochwasserabflüssen entscheidend. Bei der Planung von Wehranlagen wird das hundertjährige Hochwasser HQ₁₀₀ herangezogen. Die Jährlichkeit besagt, mit welcher Wahrscheinlichkeit ein Hochwasser einer bestimmten Größe in einem beliebigen Jahr auftritt (Strobel & Zunic, 2006 S. 67). Für das KW Pusterwald wurden die Hochwasserdaten HQ₁₀₀, HQ₅₀, HQ₃₀, HQ₁₀, HQ₅ und HQ₁ dem hydrologischen Gutachten des Landes Steiermark entnommen.

Tabelle 2: Hochwasserdaten

Hochwasserdaten	
Häufigkeit	Abfluss [m ³ /s]
100 jährlich HQ ₁₀₀	61,5
50 jährlich HQ ₅₀	54,5
30 jährlich HQ ₃₀	48,5
10 jährlich HQ ₁₀	37,5
5 jährlich HQ ₅	30,7
1 jährlich HQ ₁	15,7

4.7 Resteinzugsgebiet

Die erforderliche Pflichtwassermenge wird an der Wehranlage abgegeben. Im weiteren Verlauf des Pusterwaldbaches bis hin zum Krafthausstandort erhöht sich die Restwassermenge infolge des Zwischeneinzugsgebietes. Das Einzugsgebiet, das zur hydroelektrischen Nutzung herangezogen wird, beträgt in Summe 92,3 km². Mit einem Resteinzugsgebiet zwischen der Wasserfassung und dem Krafthaus von 12,99 km² ergibt sich ein Gesamteinzugsgebiet im Ausmaß von 105,29 km² bis zum Krafthaus.

5 Energiewirtschaftliche Auslegung des Kleinwasserkraftwerks Pusterwald

5.1 Allgemeines

Die Menge an elektrischer Energie, die sich aus einem vorhandenen Wasserdargebot gewinnen lässt, hängt primär von Wassermenge und Fallhöhe ab. Dieses theoretische hydraulische Potential lässt sich über die Bruttofallhöhe sowie der Ausbauwassermenge berechnen. Die Ausbauwassermenge beträgt $Q_A = 3,4 \text{ m}^3/\text{s}$, während sich für die Bruttofallhöhe ein Wert von $H_0 = 85 \text{ m}$ aus den topographischen Gegebenheiten ergibt.

$$P_{hydr,theo} = \rho \cdot g \cdot H_0 \cdot Q_A = 999,96 \cdot 9,81 \cdot 85 \cdot 3,4 \cong 2,835 \text{ MW}$$

mit: ρDichte (999,96 kg/m³ bei 5° C)

gErdbeschleunigung

Dieses theoretische hydraulische Potential stellt einen Bruttowert dar, der noch durch verschiedene Verluste vermindert wird. Die Verluste von Wasserkraftanlagen werden, in Verluste des Triebwasserweges und in Verluste der Maschinensätze unterteilt. In der folgenden Formel wird der Wirkungsgrad beschrieben der das Verhältnis der erbrachten elektrischen Leistung P_e zur theoretisch möglichen hydraulischen Leistung $P_{hydr,theo}$ darstellt.

$$\eta = \frac{P_e}{P_{hydr,theo}} = 1 - \frac{\sum h_v}{h_f}$$

mit: ηWirkungsgrad

P_eelektrische Leistung

$P_{hydr,theo}$theoretisch mögliche hydraulische Leistung

$h_f = H_0$Bruttofallhöhe (geodätische Fallhöhe)

h_vVerlusthöhe

5.2 Verluste im Triebwasserweg

Für die Auslegung von Turbine und Generator ist die tatsächlich zur Verfügung stehende Fallhöhe erforderlich.

Die einzelnen Verlusthöhen entlang des Triebwasserweges setzen sich aus kontinuierlichen Verlusten, sowie aus den örtlichen Verlusten zusammen. Kontinuierliche Verlusthöhen sind Reibungsverluste. Bei örtlichen Verlusthöhen handelt es sich um Verluste im Einlauf, sowie um Verluste infolge Querschnittsveränderungen, Richtungsänderungen, Abzweigern und Verschlussorgane (Zanke, 2013 S. 96).

5.2.1 Örtliche Verlusthöhen

Vereinzelte Störungen auf äußerst kurzen Strecken im Triebwasserweg können zu erheblichen Energiehöhenverlusten führen. Die absoluten Werte der örtlichen Verluste hängen abgesehen von der Geometrie, in erster Linie von der Fließgeschwindigkeit ab. Dabei besteht meist eine Proportionalität zwischen der Verlusthöhe und dem Quadrat der Geschwindigkeit.

Die örtlichen Verlusthöhen $h_{v\ddot{o}}$ werden mit dem allgemeinen Verlustansatz ermittelt (Zanke, 2013 S. 36)

$$h_{v\ddot{o}} = \zeta \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

mit: ζverursacherabhängiger Verlustbeiwert
 vFließgeschwindigkeit

5.2.1.1 Verluste im Einlaufbereich

Als Bemessungsgrundlage für Einlaufbauwerke ist eine geringe Eintrittsgeschwindigkeit notwendig, damit von vorneherein nur geringe Geschiebemengen in das Einlaufbauwerk eingetragen werden und die Verluste möglichst gering sind. Hierfür ist eine Geschwindigkeit im Intervall von 0,8 – 1,2 m/s anzunehmen (Gießbecke & Mosonyi, 2009 S. 156). Der Verlustbeiwert ζ ist von der Geometrie des Einlaufs abhängig und bewegt sich für hydraulisch günstig ausgeformte Geometrien im Bereich von 0,06 – 1,2 m/s. Üblicherweise wird bei ausgerundeten Rohreinläufen ein ζ - Wert von 0,2 verwendet (Gießbecke & Mosonyi, 2009 S. 156f).

5.2.1.2 Verluste am Rechen

Für die Berechnung von Verlusten am Rechen ist eine genaue konstruktive Ausbildung der Rechenanlage erforderlich.

Rechenverluste sind in primär von der Anströmrichtung und der Form der Rechenstäbe abhängig. Über die empirisch ermittelte Kirschmer- Formel lässt sich die Verlusthöhe am Rechen unter Berücksichtigung der Rechenverlegung bestimmen (Zanke, 2013 S. 104).

$$\zeta_{re} = \beta \cdot \left(\frac{d_a}{a}\right)^{4/3} \cdot \left(\frac{A}{\delta \cdot A_0}\right)^2 \cdot \sin \alpha$$

mit: βFormbeiwert der Rechenstäbe
 δVerlegungsgrad des Rechens
 dRechenstabdicke
 αNeigung des Rechens
 alichte Weite zwischen den Rechenstäben

A_0Projektionsfläche des Rechens

Aanschließender Rohrquerschnitt

Der Formbeiwert β beschreibt die Form der Rechenstäbe und liegt bei abgerundeten Stäben im Bereich von 1,79 - 1,83; bei rechteckigen Rechenstäben ist ein Faktor von 2,41 anzunehmen. Typische Verhältnisse von Rechenstabdicke zur lichten Weite betragen 0,2 - 0,8 (Zanke, 2013 S. 104).

5.2.1.3 Verluste durch Querschnittwechsel

Verlustbeiwerte für Querschnittänderungen in Druckrohrleitungen können über die Bernoullischen Gleichung in Verbindung mit dem Impulssatz bestimmt werden. Der Bordascher Stoßverlust ζ_q , ist über den allgemeinen Verlustansatz (s. Kapitel 5.2.1) und der Kontinuitätsbedingung $v_1 A_1 = v_2 A_2$ gegeben (Zanke, 2013 S. 106).

$$\zeta_q = c \cdot \left(\frac{v_1}{v_2} - 1 \right)^2 = c \cdot \left(\frac{A_2}{A_1} - 1 \right)^2 = c \cdot \left(\left(\frac{D_2}{D_1} \right)^2 - 1 \right)^2$$

mit: v_1, A_1, D_1Geschwindigkeit, Fläche, Durchmesser am Eintritt

v_2, A_2, D_2Geschwindigkeit, Fläche, Durchmesser am Austritt

c_qKorrekturwert

Über den Korrekturwert werden geometrische Verhältnisse beschrieben, welche in der Herleitung vernachlässigt wurden. Für konische Erweiterungen können dabei abhängig vom Spreizungswinkel Faktoren von 0,15 – 1,2 eingesetzt werden (Zanke, 2013 S. 106f).

5.2.1.4 Verluste in Krümmern

Durch Sekundärströmungen werden bei Richtungsänderungen Umlenkverluste erzeugt. Die Verlustbeiwerte ζ_k sind dabei von den Umlenkwinkel- und Krümmungsradien abhängig. In Wasserkraftanlagen sind normalerweise große Krümmungsradien vorzufinden (größer als der fünffache Leitungsdurchmesser). Folglich kann beispielweise ein Verlustbeiwert für 30° Umlenkwinkel von $\zeta_k = 0,05$ angenommen werden (Gießbecke & Mosonyi, 2009 S. 236f).

5.2.1.5 Verluste an Abzweigern

Die Verlustbeiwerte ζ an Abzweigern sind sowohl von den Abzweigungswinkeln, dem Verhältnis der Durchmesser als auch deren Geometrie abhängig. Aus einer Vielzahl von Möglichkeiten ist das gerade Hauptrohr (Verlustbeiwert ζ_d) mit seitlich abzweigendem Nebenrohr (Verlustbeiwert ζ_a) für das KW Pusterwald von Bedeutung. Dabei beziehen sich beide Verlustbeiwerte auf die Geschwindigkeit des Gesamtstromes (Zanke, 2013 S. 108f).

5.2.1.6 Verluste an Absperrorganen

Verluste von vollständig geöffneten Kugelschiebern welche den gleichen Querschnitt wie die Leitung aufweisen, sind nahezu gleich groß und können somit vernachlässigt werden (Zanke, 2013 S. 209f).

5.2.2 Kontinuierliche Verlusthöhen

Die Reibungsverluste im Triebwasserweg lassen sich unter der Annahme einer stationären gleichförmigen Strömung mit dem Verlustansatz von Darcy- Weisbach in ausreichender Näherung berechnen (Gießbecke & Mosonyi, 2009 S. 234).

$$h_{vr} = \lambda \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} = \lambda \cdot \frac{L}{D^5} \cdot \frac{8 \cdot Q^2}{\pi^2 \cdot g}$$

mit: λVerlustbeiwert
 vFließgeschwindigkeit
 QDurchfluss
 DDurchmesser der Rohrleitung
 LLänge der Rohrleitung

Der Verlustbeiwert λ lässt sich mit Hilfe der Prandtl- Colebrook Gleichung ermitteln.

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{2,51}{Re \cdot \sqrt{\lambda}} + \frac{k/D}{3,71} \right]$$

Diese Formel ist nur iterativ lösbar, und somit sehr aufwändig zu lösen. Mit sehr guter Genauigkeit kann nach Zanke (1993, S. 120) die nur iterativ lösbare Gleichung durch eine explizite Gleichung ersetzt werden.

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{2,7 \cdot (\log Re)^{1,2}}{Re} + \frac{k/D}{3,71} \right]$$

mit: käquivalente Sandrauigkeit
 ReReynoldszahl

Die äquivalente Sandrauigkeit k nach Colebrook White,- ein Maß für die Oberflächenbeschaffenheit der Druckrohrleitung liegt für GFK- Rohre im Bereich von 0.01 – 0.016 mm (Hobas, 2013). Für Stahlrohre kann ein Wert im Intervall von 0,02 – 0,10 mm herangezogen werden(Zanke H., 1993 S. 120).

5.3 Berechnung der dynamischen Druckhöhe

Für die Berechnung der dynamischen Verlusthöhen werden die einzelnen örtlichen Verluste und die Reibungsverluste in der Triebwasserleitung kombiniert. Die dynamische Druckhöhe H_d ergibt sich aus der Bruttofallhöhe H_0 nach Abzug der Fallhöhenverluste $\sum h_v$.

In verschiedenen Varianten wird der Einfluss des Rohrleitungsdurchmessers auf den Fallhöhenverlust in Abhängigkeit des auftretenden Durchfluss Q dargestellt. Dabei ist die Triebwasserstrecke in zwei gleich lange Teilabschnitte unterteilt. Die Unterteilung erfolgt in erster Linie aus einem wirtschaftlichen Gesichtspunkt. Druckrohrleitungssegmente unterschiedlicher Durchmesser können ineinander gesteckt werden, und dadurch Transportkosten vom Rohrleitungswerk zur Baustelle eingespart werden.

In Variante 1 haben die zwei Teilstrecken mit einer Länge von jeweils $L = 2400$ m denselben Innendurchmesser. Dabei wird zur Berechnung der dynamischen Druckhöhe aufgrund von Verlusten in der Druckrohrleitung ein Innendurchmesser von $DN_1 = DN_2 = 1,6$ m angenommen. Die Ergebnisse der Berechnung sind in Tabelle 3 dargestellt.

Tabelle 3: Fallhöhenverlust Variante 1

Variante 1	Teilstrecke 1, $L=2400$ m, $D_1=1,6$ m			Teilstrecke 2, $L=2400$ m, $D_2=1,6$ m			Fallhöhe	
	Q_a [m^3/s]	v_1 [m/s]	λ_1	h_{v1} [m]	v_2 [m/s]	λ_2	h_{v2} [m]	Σh_v [m]
0,48	0,239	0,015137	0,078	0,239	0,015137	0,078	0,156	84,84
0,64	0,318	0,014380	0,132	0,318	0,014380	0,132	0,265	84,74
0,8	0,398	0,013840	0,200	0,398	0,013840	0,200	0,401	84,60
1,096	0,545	0,013142	0,360	0,545	0,013142	0,360	0,721	84,28
1,136	0,565	0,013067	0,385	0,565	0,013067	0,385	0,771	84,23
1,504	0,748	0,012511	0,652	0,748	0,012511	0,652	1,303	83,70
1,944	0,967	0,012049	1,055	0,967	0,012049	1,055	2,111	82,89
2,56	1,273	0,011600	1,775	1,273	0,011600	1,775	3,549	81,45
3,032	1,508	0,011347	2,446	1,508	0,011347	2,446	4,891	80,11
3,4	1,691	0,011186	3,040	1,691	0,011186	3,040	6,080	78,92

Die Berechnung der dynamischen Druckhöhe in Variante 2 basiert auf zwei unterschiedlichen Innendurchmessern $DN_1 \neq DN_2$ der zwei gleich langen Teilabschnitte, mit einer Länge von jeweils $L = 2400$ m. Der erste Teilabschnitt der Druckrohrleitung ausgehend von der Wehranlage hat einen Innendurchmesser von $DN_1 = 1,8$ m, während der zweite Teilabschnitt einen Innendurchmesser von $DN_2 = 1,6$ m aufweist. Diese Anordnung ermöglicht es, im Vergleich zu Variante 1, einerseits die Transportkosten zu reduzieren, andererseits Fallhöhenverluste zu senken.

In Tabelle 4 sind die einzelnen Ergebnisse der Fallhöhenverlustberechnung der Variante 2 dargestellt.

Tabelle 4: Fallhöhenverlust Variante 2

Variante 2	Teilstrecke 1, L=2400 m, D=1,8 m			Teilstrecke 2, L=2400 m, D=1,6 m			Fallhöhe	
	Q_a [m ³ /s]	v_1 [m/s]	λ_1	h_{v1} [m]	v_2 [m/s]	λ_2	h_{v2} [m]	Σh_v [m]
0,48	0,189	0,015447	0,045	0,239	0,0151369	0,078	0,123	84,88
0,64	0,252	0,014658	0,076	0,318	0,0143804	0,132	0,209	84,79
0,8	0,314	0,014094	0,115	0,398	0,0138399	0,200	0,316	84,68
1,096	0,431	0,013363	0,207	0,545	0,0131415	0,360	0,567	84,43
1,136	0,446	0,013284	0,221	0,565	0,0130666	0,385	0,607	84,39
1,504	0,591	0,012699	0,374	0,748	0,0125107	0,652	1,026	83,97
1,944	0,764	0,012212	0,606	0,967	0,0120486	1,055	1,661	83,34
2,56	1,006	0,011735	1,018	1,273	0,0115997	1,775	2,792	82,21
3,032	1,192	0,011466	1,401	1,508	0,0113470	2,446	3,847	81,15
3,4	1,336	0,011293	1,741	1,691	0,0111856	3,040	4,781	80,22

In der dritten und letzten Variante wird wie in Variante 1 eine Druckrohrleitung mit einem einheitlichen Innendurchmesser eingesetzt. Diesmal wird ein Innendurchmesser von $DN_1 = DN_2 = 1,8$ m angenommen. Die Ergebnisse dieser Variante sind Tabelle 5 zu entnehmen.

Tabelle 5: Fallhöhenverlust Variante 3

Variante 3	Teilstrecke 1, L=2400 m, D=1,8 m			Teilstrecke 2, L=2400 m, D=1,8 m			Fallhöhe	
	Q_a [m ³ /s]	v_1 [m/s]	λ_1	h_{v1} [m]	v_2 [m/s]	λ_2	h_{v2} [m]	Σh_v [m]
0,48	0,189	0,015447	0,045	0,189	0,0154474	0,045	0,089	84,91
0,64	0,252	0,014658	0,076	0,252	0,0146585	0,076	0,152	84,85
0,8	0,314	0,014094	0,115	0,314	0,0140938	0,115	0,230	84,77
1,096	0,431	0,013363	0,207	0,431	0,0133626	0,207	0,414	84,59
1,136	0,446	0,013284	0,221	0,446	0,0132839	0,221	0,443	84,56
1,504	0,591	0,012699	0,374	0,591	0,0126995	0,374	0,748	84,25
1,944	0,764	0,012212	0,606	0,764	0,0122116	0,606	1,211	83,79
2,56	1,006	0,011735	1,018	1,006	0,0117353	1,018	2,035	82,96
3,032	1,192	0,011466	1,401	1,192	0,0114657	1,401	2,803	82,20
3,4	1,336	0,011293	1,741	1,336	0,0112929	1,741	3,482	81,52

Die Ergebnisse der einzelnen Durchmesser- und Längenvarianten zur Berechnung der dynamischen Druckhöhe H_d in Abhängigkeit des Durchflusses Q werden in Abbildung 5 zusammengefasst.

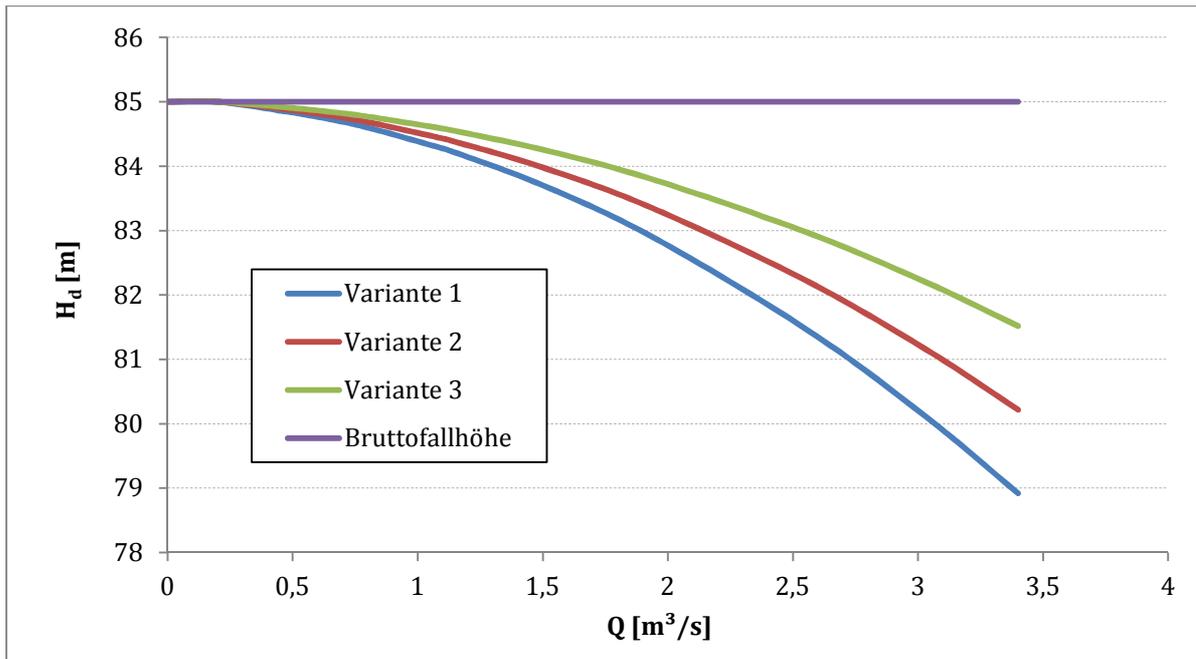


Abbildung 5: Fallhöhen einfluss bei unterschiedlichem Durchflussmengen aufgrund von Durchmesser- und Längenvariationen

Aus Abbildung 5 wird ersichtlich, dass die dynamische Druckhöhe H_d stark von der Durchflussmenge abhängt. Mit der in Variante 2 dargestellten Kombination kann ein guter Konsens aus energiewirtschaftlicher, sowie bautechnischer Sicht gefunden werden. Für die hydraulische zur Verfügung stehende Leistung bedeutet dies:

$$P_{hydr,theo} = \rho \cdot g \cdot H_d \cdot Q_A = 999,96 \cdot 9,81 \cdot 80,22 \cdot 3,4 \cong 2,676 \text{ MW}$$

Diese hydraulische Leistung wird zudem durch die einzelnen Verluste in den Strömungsmaschinen und sonstigen Bauteilen verringert.

5.4 Wirkungsgrade der Maschinensätze

Die Verluste in den Maschinensätzen setzen sich im Wesentlichen aus den Wirkungsgraden der Turbine, des Generators und des Transformators zusammen. Somit ergibt sich folgender Wirkungsgrad des Maschinensatzes:

$$\eta_M = \eta_T \cdot \eta_G \cdot \eta_{TR}$$

mit: η_TWirkungsgrad Turbine

η_GWirkungsgrad Generator

η_{TR}Wirkungsgrad Transformator

5.4.1 Turbine

Der Einsatzbereich der einzelnen Turbinentypen setzt sich aus der Fallhöhe H_d und dem zur Verfügung stehenden Durchfluss Q , wie in Abbildung 1 (Kapitel 2.3) ersichtlich, zusammen. Daraus lässt sich der Einsatz einer Francis-Turbine für die gegebene dynamischen Druckhöhe von $H_d = 80,22$ m bei einer Ausbauwassermenge von $Q_a = 3,4$ m³/s ableiten.

Francis-Turbinen sind Überdruckturbinen mit beweglichen Leitschaufel und festen Laufradschaufeln. Die Anströmung erfolgt radial von außen nach innen, während die Ausströmung axial erfolgt. Da Francis-Turbinen nur durch den Leitapparat reguliert werden können, reagieren sie verhältnismäßig empfindlich auf eine Teilbeaufschlagung. Aus dem Verlauf des Wirkungsgrad η_T über die Beaufschlagung ist dies in Abbildung 6 ersichtlich (Gießbecke & Mosonyi, 2009 S. 585).

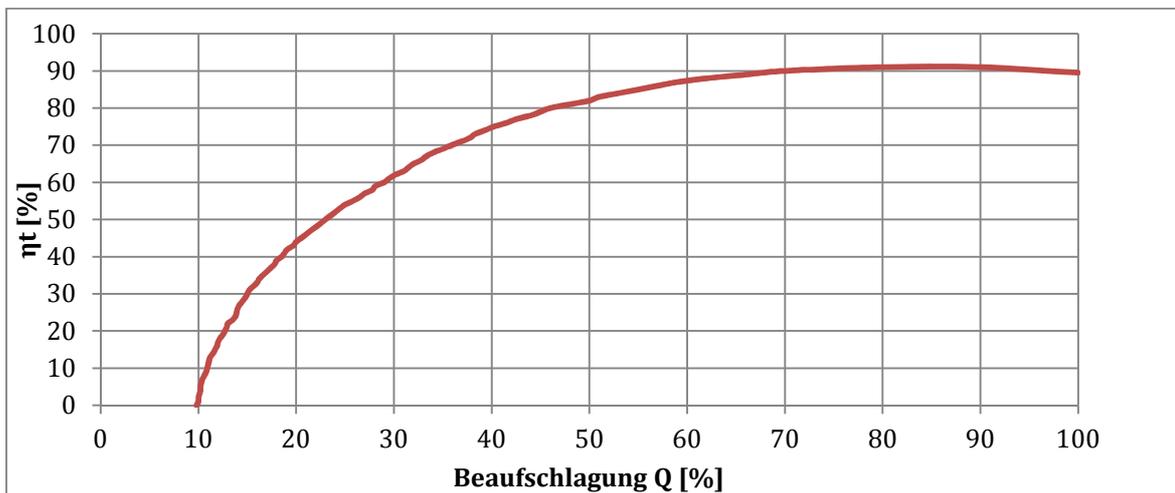


Abbildung 6: Wirkungsgradkennlinie Turbine (Gießbecke & Mosonyi, 2009 S. 524)

Eine wichtige Kennzahl der Strömungsmaschine ist die spezifische Drehzahl n_q , mit welcher Ergebnisse aus Modellversuchen über die geometrischen und hydraulischen Ähnlichkeitsgesetze auf die Naturausführung übertragen werden. Dabei ist die spezifische Drehzahl n_q die Drehzahl einer geometrisch ähnlichen Strömungsmaschine mit der Fallhöhe $h_f = 1$ m und dem Durchfluss $Q = 1$ m³/s (Gießbecke & Mosonyi, 2009 S. 516).

$$n_q = n \cdot \frac{\sqrt{Q}}{h_f^{0,75}}$$

mit: n_qspezifische Drehzahl
 nTurbinendrehzahl
 h_fNettofallhöhe

Durch die Bestimmung der spezifischen Drehzahl n_q lassen sich die optimalen Wirkungsgradkennlinien für die Auslegungsparameter bestimmen (Gießbecke & Mosonyi, 2009 S. 516ff).

Der starke Wirkungsgradabfall unter einer Beaufschlagung von 50% und die gegebene Abflussdauerlinie des Pusterwaldbaches (s. Abbildung 7) machen es notwendig zwei Francis- Turbinen zu installieren, damit auch bei kleinen Durchflussmengen ein akzeptabler Wirkungsgrad erreicht wird.

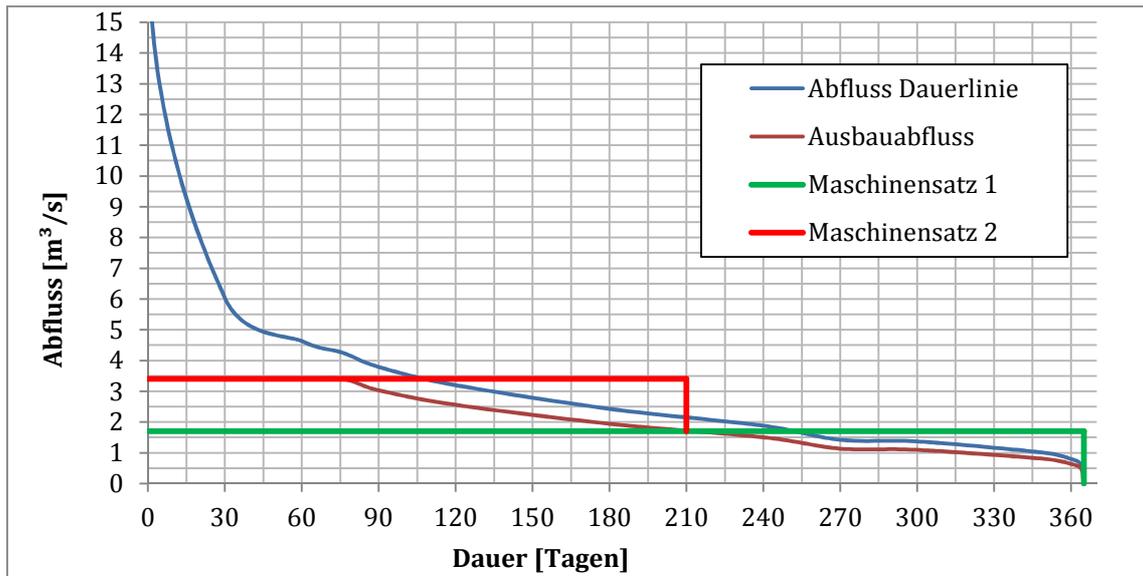


Abbildung 7: Maschineneinsatz Turbine 1, Turbine 2

Ein optimaler Gesamtwirkungsgrad der Anlage ist durch ein optimiertes Hinzu- bzw. Abschalten der zweiten Turbine erreichbar. Dabei muss der zweite Maschinensatz hinzugeschaltet werden sofern der Wirkungsgrad der sich in Betrieb befindlichen Anlage geringer ist als der Wirkungsgrad beider Maschinen. Beim Abschalten der zweiten Maschine wird analog verfahren (Gießbecke & Mosonyi, 2009 S. 526).

5.4.1 Generator

Generatoren wandeln mechanische Energie in elektrische Energie um. Dabei werden bei Wasserkraftanlagen vorzugsweise Synchrongeneratoren verwendet (Spring, 2009 S. 332). Damit der Synchrongenerator in ein Netz mit der Frequenz von 50 Hz elektrischen Strom einspeisen kann, ist die Drehzahl von der Polpaarzahl und Frequenz abhängig. (Spring, 2009 S. 332ff)

$$n_{syn} = \frac{f}{p}$$

mit: fNetzfrequenz
 pPolpaarzahl ($2p$ ist die Polzahl)
 n_{syn}Synchrondrehzahl

In Tabelle 6 sind einige für Wasserkraftanlagen relevante Synchrondrehzahlen dargestellt.

Tabelle 6: Synchrondrehzahlen zu einigen Polpaarzahlen

Polpaarzahl p	2	3	4	5	12	24
n_{syn} [min^{-1}] für 50 Hz	1500	1000	750	600	250	125

Die Bezugsgröße bei der Synchronmaschine stellt die Scheinleistung P_s dar, die aus dem Produkt von Strom und Spannung besteht (Gießbecke & Mosonyi, 2009 S. 623).

$$P_s = U \cdot I \text{ [VA]}$$

Mit: Uelektrische Spannung
 Ielektrischer Strom

Über den Winkel der Phasenverschiebung zwischen den sinusförmigen Verläufen von Spannung und Strom im Synchrongenerator kann der Leistungsfaktor $\cos \varphi$ bestimmt werden. Dieser gibt an wieviel Scheinleistung in Wirkleistung umgesetzt wird.

$$P_w = U \cdot I \cdot \cos \varphi \text{ [W]}$$

mit: P_wWirkleistung
 $\cos \varphi$...Leistungsfaktor

Die Blindleistung P_B , welche zur Magnetisierung bei elektrischen Maschinen und Transformatoren benötigt wird, lässt sich ebenfalls über die Phasenverschiebung φ berechnen (Gießbecke & Mosonyi, 2009 S. 623).

$$P_B = U \cdot I \cdot \sin \varphi \text{ [var]}$$

mit: P_BBlindleistung

Der Wirkungsgrad von Synchrongeneratoren abhängig von Größe und Bauart, erreicht einen Wert bis zu $\eta_G = 99\%$. Dabei ist die Höhe des Wirkungsgrades von der jeweilig momentanen Leistung weitgehend unabhängig. In Abbildung 8 sind die Wirkungsgradkennlinien mit unterschiedlichen Leistungsfaktoren $\cos \varphi$ eines Synchrongenerators in Abhängigkeit von der Beaufschlagung dargestellt. Mit der Scheinleistung von $P_s = 1300 \text{ kVA}$ bei einer Spannung von $U = 400 \text{ V}$ und einer Synchrondrehzahl von $n_{\text{syn}} = 1000 \text{ min}^{-1}$ kommt ein sechspoliger Generator zum Einsatz.

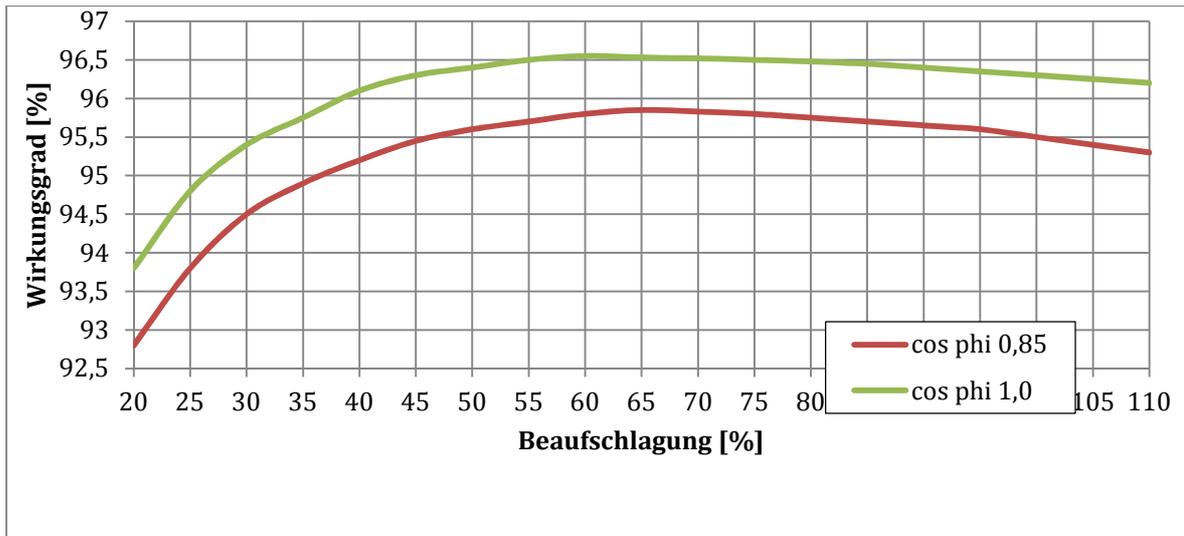


Abbildung 8: Wirkungsgradkennlinie Generator (Hitzinger, 2013)

5.4.1 Transformator

Die vom Generator erzeugte Spannung von $U = 400 \text{ V}$ ist für eine energiewirtschaftliche Energieübertragung ungeeignet. Um in das Mittelspannungsnetz elektrischen Strom einspeisen zu können, muss die Spannung auf $U = 30 \text{ kV}$ heraufgesetzt werden. Hierfür werden Drehstromtransformatoren verwendet (Flegel et al., 2009 S. 150).

Der Wirkungsgrad von Transformatoren liegt in einem Bereich von $\eta_{\text{TR}} \approx 96 - 99\%$ und ist weitgehend unabhängig von jeweiligen Betriebszuständen. Abbildung 9 veranschaulicht die flach abfallende Wirkungsgradkennlinie.

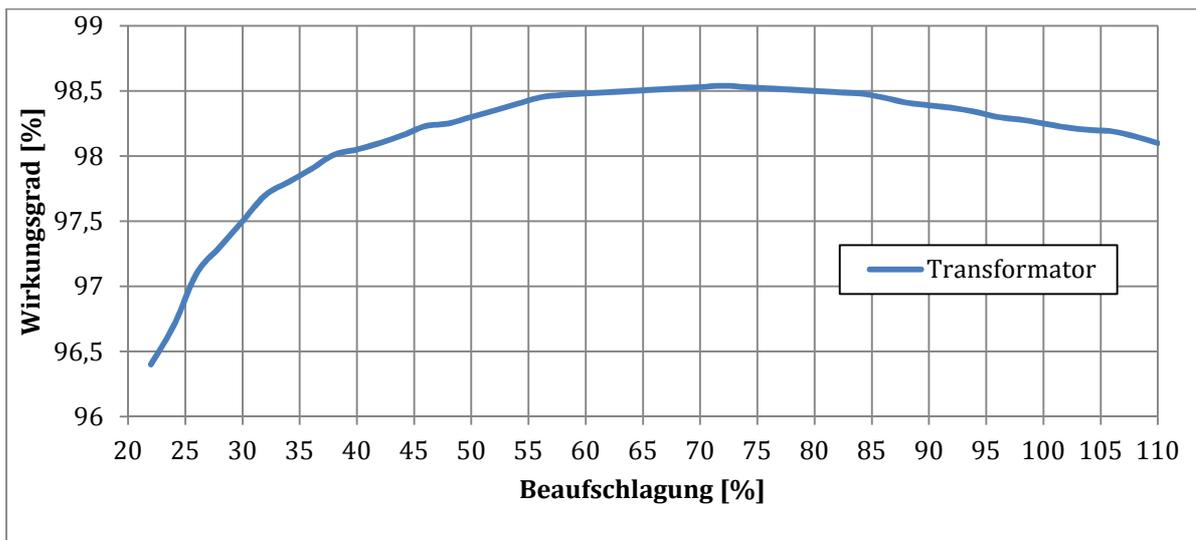


Abbildung 9: Wirkungsgradkennlinie Transformator (Busch, 2011 S. 267)

5.5 Engpassleistung

Die Engpassleistung $P_{e,eng}$ beschreibt die maximale Leistung einer Wasserkraftanlage, die unter Berücksichtigung aller Verluste erreicht werden kann. Dabei wird die zur Verfügung stehende hydraulische Leistung mit den einzelnen Wirkungsgraden multipliziert (Gießbecke & Mosonyi, 2009 S. 32).

$$P_{e,eng} = P_{hydr} \cdot \eta_T \cdot \eta_G \cdot \eta_{Tr} = 0,895 \cdot 0,955 \cdot 0,9825 \cong 2,247 \text{ MW}$$

5.6 Jahresarbeitsvermögen

Das Jahresarbeitsvermögen E_a ist die über ein Jahr durchschnittlich erzeugte Energiemenge einer Wasserkraftanlage. Diese kann aus den mittleren Dauerzahlen der Abflüsse berechnet werden. Dabei definiert sich die Fallhöhe H_d sowie die einzelnen Wirkungsgrade als eine Funktion der Beaufschlagung (Penche et al., 2004 S. 67).

Tabelle 7: Jahresarbeitsvermögen

Dauer	Abfluss	Fallhöhe	Beaufschlagung [%]		Wirkungsgrad [%]			Leistung	Arbeitsvermögen
Tage	Q	H _d [m]	BA _{Turbine1}	BA _{Turbine2}	η _T	η _G	η _{TR}	P _{el} [kW]	AV [kWh]
4	0,48	84,88	28,2	0,0	0,59	0,95	0,96	215	20.621
10	0,64	84,79	37,6	0,0	0,72	0,95	0,96	352	84.419
50	0,8	84,68	47,1	0,0	0,81	0,96	0,97	498	597.167
30	1,096	84,43	64,5	0,0	0,88	0,96	0,98	748	538.610
30	1,136	84,39	66,8	0,0	0,89	0,96	0,98	784	564.808
60	1,504	83,97	88,5	0,0	0,91	0,96	0,98	1.058	1.523.365
60	1,944	83,34	57,2	57,2	0,86	0,96	0,98	1.289	1.856.632
30	2,56	82,21	75,3	75,3	0,91	0,96	0,99	1.763	1.269.624
14	3,032	81,15	89,2	89,2	0,91	0,96	0,98	2.067	694.548
76	3,4	80,22	100,0	100,0	0,90	0,96	0,98	2.247	4.098.177
								Jahresarbeitsvermögen	<u>11.247.972</u>

6 Konstruktive Auslegung des Kleinwasserkraftwerks Pusterwaldbach

6.1 Allgemeines

Kleinwasserkraftanlagen bestehen aus einer Vielzahl von Bauwerken, bei welchen die vorhandenen topographischen sowie hydrologischen Gegebenheiten zu berücksichtigen sind. Dabei gilt der Grundsatz das vorhandene Wasserdargebot und die Fallhöhe unter Einhaltung des Standes der Technik und der ökologischen Randbedingungen optimal zu nutzen (BMLFUW, 2012).

6.2 Ortsangabe

Das Kleinwasserkraftwerkprojekt Pusterwaldbach erstreckt sich über zwei Gemeindegebiete im Politischen Bezirk Murtal in der Obersteiermark.

Die Wehranlage am Pusterwaldbach liegt im Gemeindegebiet von Pusterwald, während das Krafthaus sich im Gemeindegebiet von Sankt Oswald- Möderbrugg befindet. In Abbildung 10 ist ebenfalls der Verlauf der Druckrohrleitung gekennzeichnet, welche sich auf beiden Gemeindegebieten befindet.

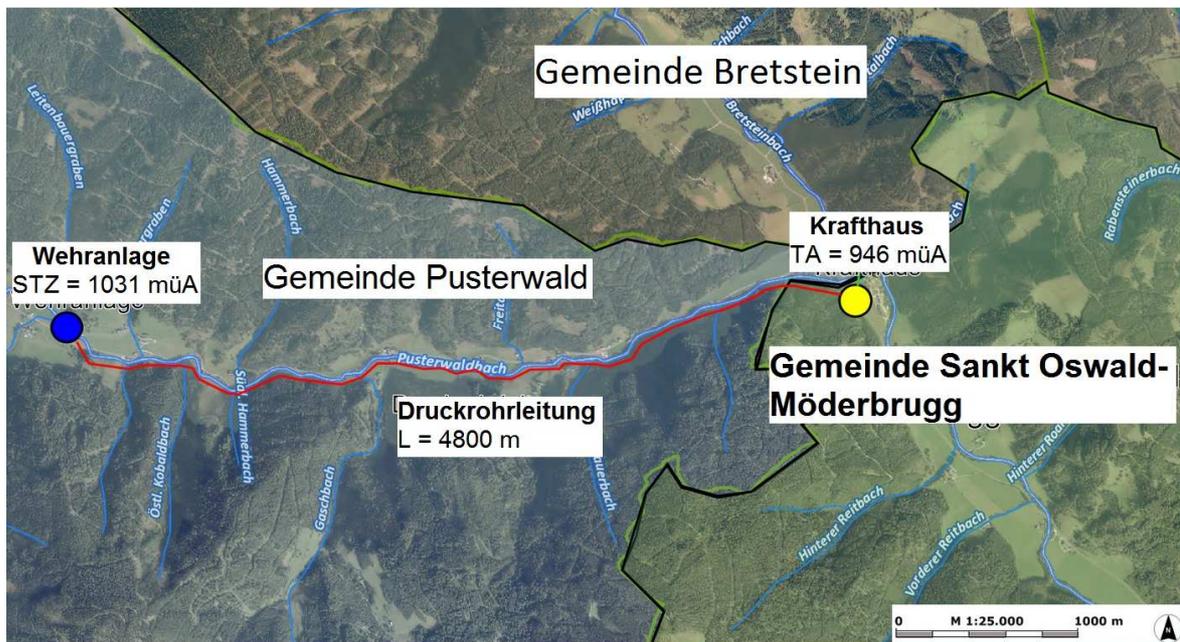


Abbildung 10: Geographischer Übersichtsplan (Geoportal GIS- Steiermark, 2013)

6.2.1 Standort der Wehranlage

Die Wehranlage bzw. das Entsander- und Schützenkammerbauwerk mit dem Stauziel von $STZ = 1031,00 \text{ müA}$ befindet sich an der Einmündung des Moosbaches in den Pusterwaldbach (s. Abbildung 11).

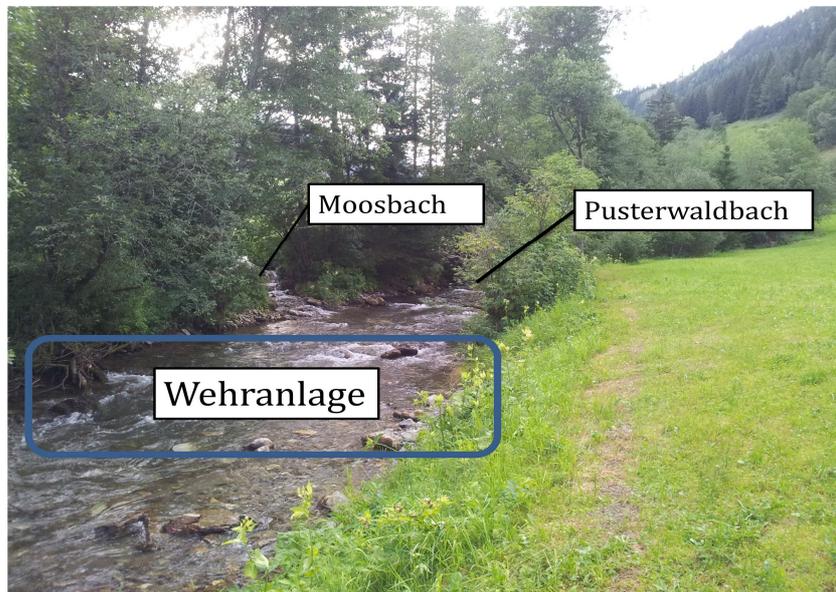


Abbildung 11: Standort Wehranlage

Auf der orografisch linken Uferseite erfolgt die Wasserentnahme mit direkt angeschlossenen Sandfang. Die Fischaufstiegshilfe befindet sich auf der orthografisch rechten Seite. Dafür werden die Grundstücke mit der Nr.: 132/3 und 386/3 in Anspruch genommen.

6.2.2 Standortverlauf der Druckrohrleitung

Die 4800 m lange erdbettete Druckrohrleitung verläuft auf der orographisch linken Uferseite des Pusterwaldbaches bis zum Krafthaus. Entlang dieser Druckrohrleitung kommt es zu sechs Bachquerungen kleinerer Seitengräben sowie zu zwei Querungen der Pusterwaldstraße L 528. Ansonsten wird die Rohrleitungstrasse in Wald und Wiesengrund geführt.

Für die Rohrleitungstrasse werden folgende Grundstücke mit den Nummern 132/3, 1337/2, 130, 138, 143, 206, 148, 152, 151, 154, 157, 1346, 158, 1341/1, 241/1, 248, 1340/2, 257, 265, 262, 271, 273/1, 259/1, 361/1, 1361, 361/5 beansprucht.

6.2.3 Standort des Krafthauses

Das Krafthaus mit zwei Francis- Maschinensätzen befindet sich an der orografisch linken Seite des Pusterwaldbaches auf dem Grundstück Nr.: 361/5.

Der Unterwasserkanal mit einer Spiegelhöhe von UWS = 946,00 müA mündet an Gewässerkilometer 3,59 km in den Pusterwaldbach. Abbildung 12 gibt einen kleinen Überblick über den Standort.

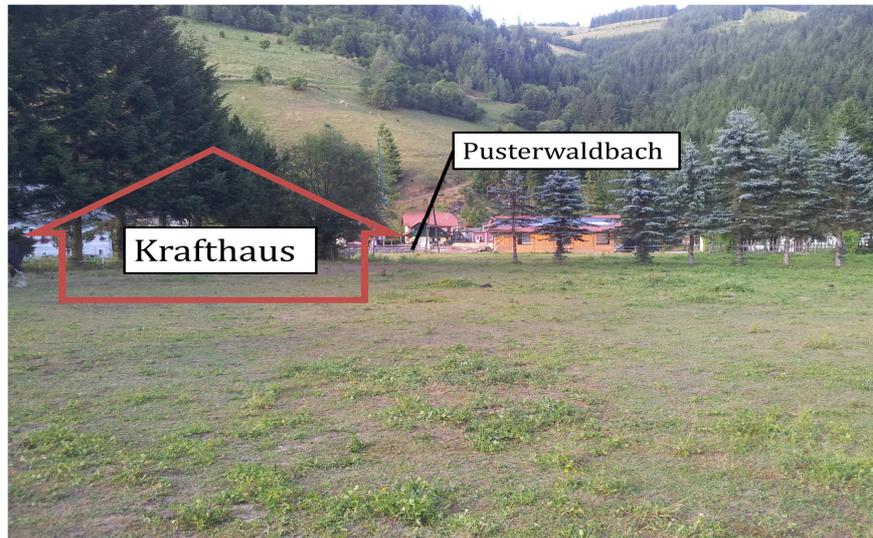


Abbildung 12: Standort Krafthaus

6.3 Bemessung der Wehranlage

6.3.1 Wehranlage

Die Entnahme und Reinigung des Triebwassers ist die wesentliche Aufgabe der Wehranlage. Dabei sind Wehr, Spülschütze, Einlaufbauwerk, Sandfang, Rechen und Fischaufstiegs-
hilfe die essentiellen Komponenten (Penche et al., 2004 S. 103). In Abbildung 13 sind die einzelnen Komponenten schematisch dargestellt.

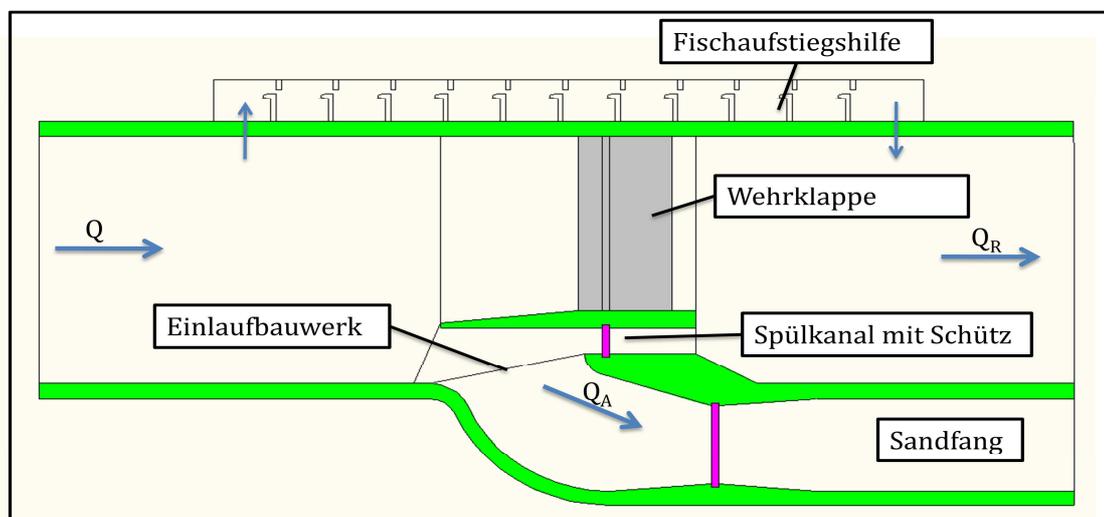


Abbildung 13: Schematischer Aufbau der Wehranlage

6.3.1.1 Wehr

Das Wehr hat die Aufgabe den Bach aufzustauen und den Fließquerschnitt bei Hochwasser wieder frei zu geben (Strobel & Zunic, 2006 S. 139).

Die Regulierung des Stauzieles erfolgt über eine einfeldrige Klappenwehr. Im Hochwasserfall ist die Funktionstüchtigkeit auch bei Störung der Antriebsorgane gewährleistet, da das Öffnen durch den Wasserdruck unterstützt wird (Strobel & Zunic, 2006 S. 153).

Die Klappe wird mittels seitlich angebrachter Hydraulikzylinder in Position gehalten. Mit einer Neigung von 60° kann die effektivste Abflusscharakteristik erreicht werden, was auch in Abbildung 14 verdeutlicht wird. Darin wird der Abfluss Q in Abhängigkeit über die Klappenstellung α und vom Stauziel STZ dargestellt (Strobel & Zunic, 2006 S. 153).

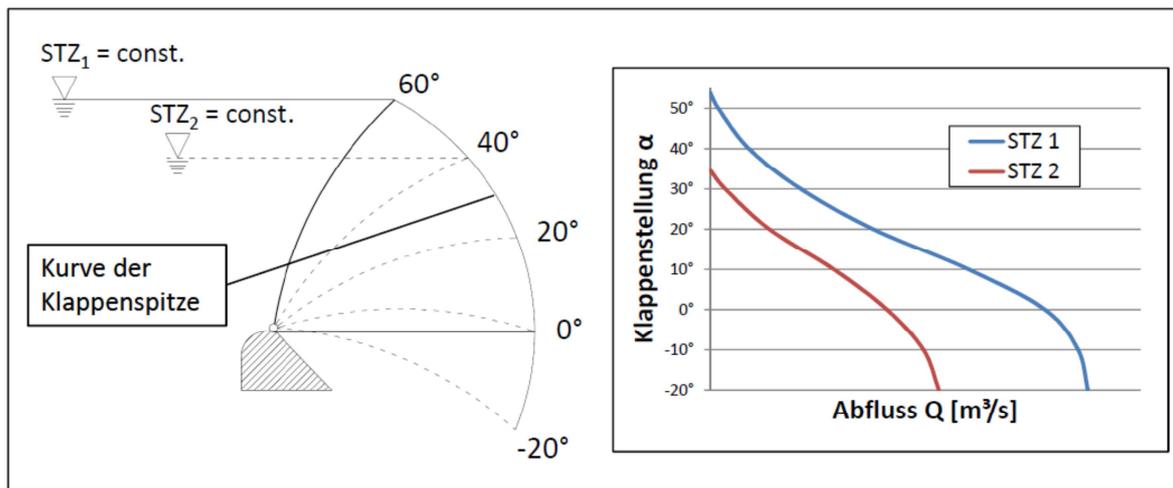


Abbildung 14: Abflusscharakteristik der Klappe (Strobel & Zunic, 2006 S. 154)

Die Auslegung der Wehrklappe erfolgt nach dem abzuleitenden Bemessungshochwasser BHQ. Dieses kann mittels der empirischen Formel der Wildbach und Lawinenverbauung aus dem Hundertjährigen Hochwasser HQ_{100} berechnet werden.

$$BHQ(HQ_{150}) = HQ_{100} \cdot \left(\frac{150}{100}\right)^{0,33} = 61,5 \cdot \left(\frac{150}{100}\right)^{0,33} \cong 70,3 \frac{m^3}{s}$$

Durch die Wehrklappe soll das Stauziel von $STZ = 1031,00$ müA gehalten werden.

Bei Hochwasser wird die Klappe vollständig umgelegt und das daraus resultierende rechteckige Querschnittprofil zur Abflussberechnung herangezogen.

Über die empirische ermittelte Fließformel nach Manning- Strickler kann mit ausreichender Genauigkeit die Strömungsgeschwindigkeit v bei Bemessungshochwasser BHQ berechnet werden. (Jirka & Lang, 2009 S. 23)

$$v = k_{st} \cdot R_h^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

mit: vGeschwindigkeit
 k_{st}Strickler- Beiwert
 R_hhydraulischer Radius
 IGefälle des Bachbetts

Der hydraulische Radius R_h ergibt sich aus:

$$R_h = \frac{A}{U}$$

mit: AQuerschnittfläche
 Ubenetzter Umfang

Um das Stauziel von $STZ = 1031,00$ müA zu erreichen ist eine Wehrklappenhöhe von 2 m erforderlich. Anhand der empirischen Fließformel von Manning- Strickler und des Bemessungshochwassers kann iterativ die Wehrklappenbreite berechnet werden. Dabei wird für den Strickler- Beiwert nach Naudascher (1992) ein Wert (für Wildbäche mit grobem Geröll bei in Bewegung befindlichem Geschiebe) von $k_{st} = 20 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ angenommen (Jirka & Lang, 2009 S. 24), während das Gefälle des Bachbettes im Bereich der Wehranlage $I = 0,038$ beträgt. Das Querschnittprofil hat somit eine Breite von $B = 7,5$ m bei einer Höhe von $H = 2$ m, um das Bemessungshochwasser BHQ mit einer Geschwindigkeit von $v = 4,66$ m/s abzuführen.

Die Abflussleistung Q des Wehres kann über die Formel nach Poleni überprüft werden. Dabei wird von einem vollständig abgerundeten Überfall bei gänzlich umgelegter Wehrklappe ausgegangen. Der dimensionslose Überfallsbeiwert liegt hierfür in einem Bereich zwischen $\mu = 0,65- 0,73$ und ist von der Form der Wehrkrone abhängig (Strobel & Zunic, 2006 S. 135). In Abbildung 15 ist die Überfallshöhe am Wehr dargestellt.

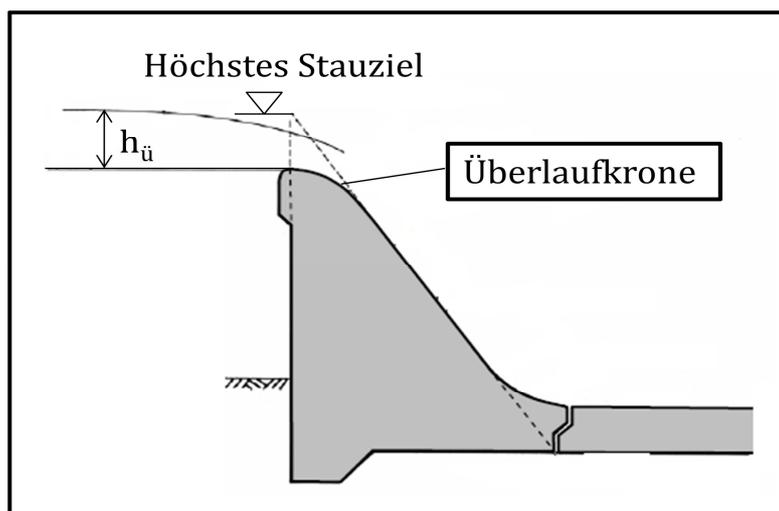


Abbildung 15: Überfallshöhe am Wehr (Strobel & Zunic, 2006 S. 135)

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot \left(h_{\text{ü}} + \frac{v^2}{2g} \right)^{\frac{3}{2}} =$$

$$= \frac{2}{3} \cdot 0,65 \cdot 7,5 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81} \cdot \left(2 + \frac{4,66^2}{2 \cdot 9,81} \right)^{\frac{3}{2}} = 78,83 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

mit: μÜberfallsbeiwert
 bWehrbreite
 $h_{\text{ü}}$Überfallshöhe
 vFließgeschwindigkeit

Strahlablösungen und große Unterdrücke sind beim Überfall zu vermeiden, da dadurch der Überfallstrahl zu Schwingungen angeregt wird und die Bauteile unnötig belastet werden.

Hierfür eignet sich ein Klappenrückenradius der das 1,7 -2,8 fache der Klappenhöhe beträgt. Ebenso ist eine ausreichende Belüftung des Zwischenraums von Klappe und Überfallstrahl, sowie die Anbringung von Strahlaufreißern notwendig (Strobel & Zunic, 2006 S. 155f).

In Abbildung 16 ist die Wehrklappe zum einen in geöffnetem und zum anderen im geschlossenen Zustand dargestellt.

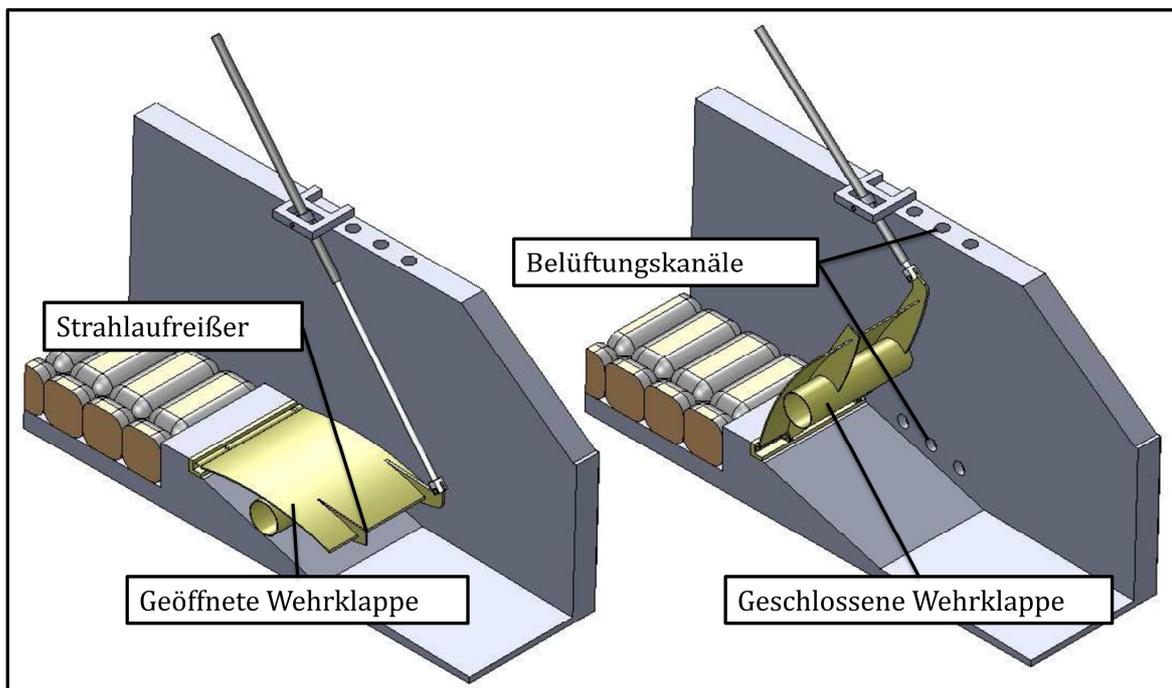


Abbildung 16: Wehranlage bei geöffneter und geschlossener Wehrklappe

Das Schützenwehr ist als Hubschütz ausgeführt. Über zwei Hydraulikzylinder wird die in zwei Nuten gleitende Dammtafel bewegt. Diese Anordnung ermöglicht es einerseits durch das öffnen des Schützes die Ablagerungen vor dem Einlaufbauwerk hinauszuspülen, and-

rerseits die dynamische Restwassermenge zu dosieren. Beim Spülvorgang wird die Dammtafel ganz nach oben gezogen. Für die Dosierung der Restwassermenge liegt die Dammtafeloberkante unter dem Stauziel und kann nach Bedarf angehoben oder abgesenkt werden. In Abbildung 17 ist die Anordnung des Hubschützes als Teil der Wehranlage dargestellt.

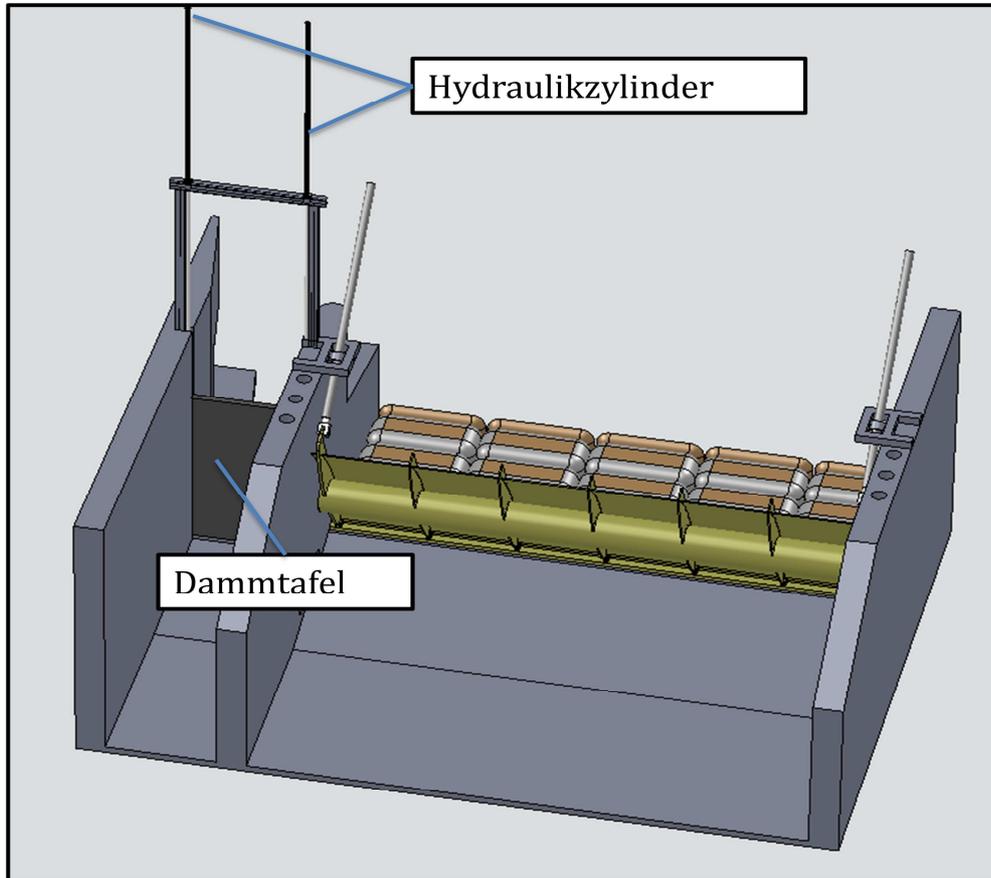


Abbildung 17: Anordnung des Hubschützes

Die Position der Dammtafeloberkante zur Restwasserdotation kann über die Formel von Poleni berechnet werden.

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot h_{\text{ü}}^{2/3}$$

mit: μÜberfallsbeiwert

bBreite

$h_{\text{ü}}$Überfallshöhe

Der Überfallsbeiwert ist von der Überfallform abhängig. Hier gilt für scharfkantige Wehre mit senkrechter Wand (Patt, 2001 S. 110f):

$$\mu = 0,61 + 0,08 \cdot \frac{h_{\text{ü}}}{w}$$

mit: wWehrhöhe

Durch die gegebene Höhe von $w \sim 2$ m des Schützes und der im Vergleich geringen Überfallshöhe $h_{\ddot{u}}$, von wenigen Zentimetern kann mit einem konstanten Überfallsbeiwert von $\mu = 0,61$ gerechnet werden.

Für die Überfallhöhenberechnung ist lediglich die Wasserfracht unter normalen Bedingungen von Relevanz, da im Hochwasserfall der Abfluss über die Wehrklappe erfolgt. Als relevante Restwassermenge für den Schütz werden 20% der Abflussmenge minus $0,1 \text{ m}^3/\text{s}$, die über die Fischaufstiegshilfe abfließen (s. Kapitel 6.3.1.6), in Betracht gezogen. Aus den Berechnungsergebnissen in Tabelle 8 ist zu erkennen, dass die Überfallhöhe $h_{\ddot{u}}$ im Vergleich zur Höhe der Wehr sehr gering ist.

Tabelle 8: Überfallhöhe der dynamischen Restwassermenge

Abflussmenge [m^3/s]	Relevante Restwassermenge [m^3/s]	Überfallhöhe $h_{\ddot{u}}$ [cm]
6,03	1,106	12,5
4,63	0,826	8,1
4,25	0,75	7,0
3,79	0,658	5,7
3,2	0,54	4,3

6.3.1.2 Tosbecken

Das abfließende Wasser eines Wehrs muss bei Erreichen eines schießenden Strömungszustands kontrolliert gebremst werden, um Erosionsschäden an der Gerinnesohle zu vermeiden. Zur Beschreibung des Abflussverhaltens wird die Froudezahl Fr verwendet. Der Abflussvorgang ist strömend, wenn $Fr < 1$, bzw. schießend $Fr > 1$ ist (Strobel & Zunic, 2006 S. 162f).

$$Fr_0 = \frac{v}{\sqrt{g \cdot h}} = \frac{4,66}{\sqrt{9,81 \cdot 2}} = 1,052 > 1$$

mit: vGeschwindigkeit bei BHQ

hHöhe bei BHQ

Für das Bemessungshochwasser BHQ ist der Abfluss im Wehrquerschnitt schießend und muss in einen strömenden Abfluss übergeführt werden. Die Energieumwandlung erfolgt über ein Tosbecken. Dabei wird die potenzielle- und kinetische Energie des überfallenden Wassers über hochgradige Verwirbelungen abgebaut. Diese findet im sogenannten Wechselsprung statt, in dem überschüssige Energie in Wärme- und Schallenergie dissipiert (Zanke, 2013 S. 180).

Um eine ausreichende Energieumwandlung zu gewährleisten, erfolgt die hydraulische Bemessung des Tosbeckens auf Eintiefung und Länge. Über den Vergleich der Energiehöhen vor dem Wehr und im Tosbecken ergibt sich die Tiefe des Eingangsschussstrahles h_1 .

$$H_0 = w + e + h_0 = h_1 + (1 + \lambda) \frac{v_1^2}{2g}$$

mit: wAbsturzhöhe
 h_0Überfallshöhe
 eTosbeckeneintiefung
 h_1Fließtiefe Eingang Tosbecken
 v_1Fließgeschwindigkeit Eingang Tosbecken
 λFaktor für Energieverluste

Die Eingangsfroudezahl Fr_1 lässt sich iterativ in Abhängigkeit von der gewählten Tosbeckeneintiefung e berechnen:

$$Fr_1 = \frac{v_1}{\sqrt{g \cdot h_1}}$$

Zur Erzeugung eines hydrodynamischen Gleichgewichts wird die konjugierte Fließtiefe h_2 ermittelt.

$$h_2 = \frac{h_1}{2} \left[\sqrt{8 \cdot Fr_1^2 + 1} + 1 \right]$$

Daraus kann die Ausgangsfroudezahl Fr_2 bestimmt werden:

$$Fr_2 = \frac{v_2}{\sqrt{g \cdot h_2}}$$

Die Tosbeckenlänge ist über folgende empirische Formel definiert (Zanke, 2013 S. 182):

$$L = 6(h_2 - h_1)$$

In Abbildung 18 sind die Angaben zur Tosbeckenbemessung dargestellt.

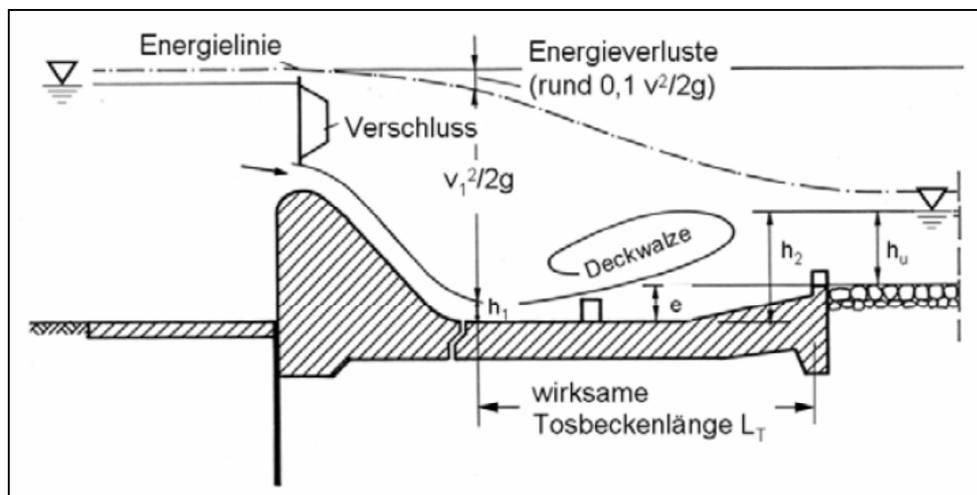


Abbildung 18: Tosbeckenbemessung (Strobel & Zunic, 2006 S. 164)

Bei der Einhaltung der Kriterien für die Froudezahl von $Fr_1 > 1,7$ und ausreichender Länge kann eine hinreichende Energieumwandlung angenommen werden (Zanke, 2013 S. 182).

In Tabelle 9 sind die einzelnen Kennwerte zur Bemessung des Tosbeckens dargestellt. Dabei können für eine Tosbeckeneintiefung von $e = 1$ m die oben angegebenen Kriterien eingehalten werden.

Tabelle 9: Tosbecken

		h1 [m]	v1 [m/s]	Fr1	h2 [m]	v2 [m/s]	Fr2	L [m]
Breite b [m]	7,5	1,45	6,48	1,72	2,87	3,27	0,62	8,54
Abfluss BHQ [m ³ /s]	70,3	mit: h ₁Fließtiefe Eingang Tosbecken v ₁Fließgeschwindigkeit Eingang Tosbecken FR ₁Eingangsfroudezahl L.....Tosbeckenlänge						
Absturzhöhe w [m]	0,8							
Überfallhöhe h ₀ [m]	2							
Tosbeckeneintiefung e [m]	1							
Energieverlustfaktor λ	0,1							

Über eine schräge Rampe geht das Tosbecken zur unterstromigen Flusssohle über. Die auf der Endschwelle aufgebrachten Zahnschwellen, verringern die Strömungsangriffe auf den anschließenden Kolkenschutz. In Abbildung 19 ist die Anordnung von Tosbecken und Kolkenschutz dargestellt.

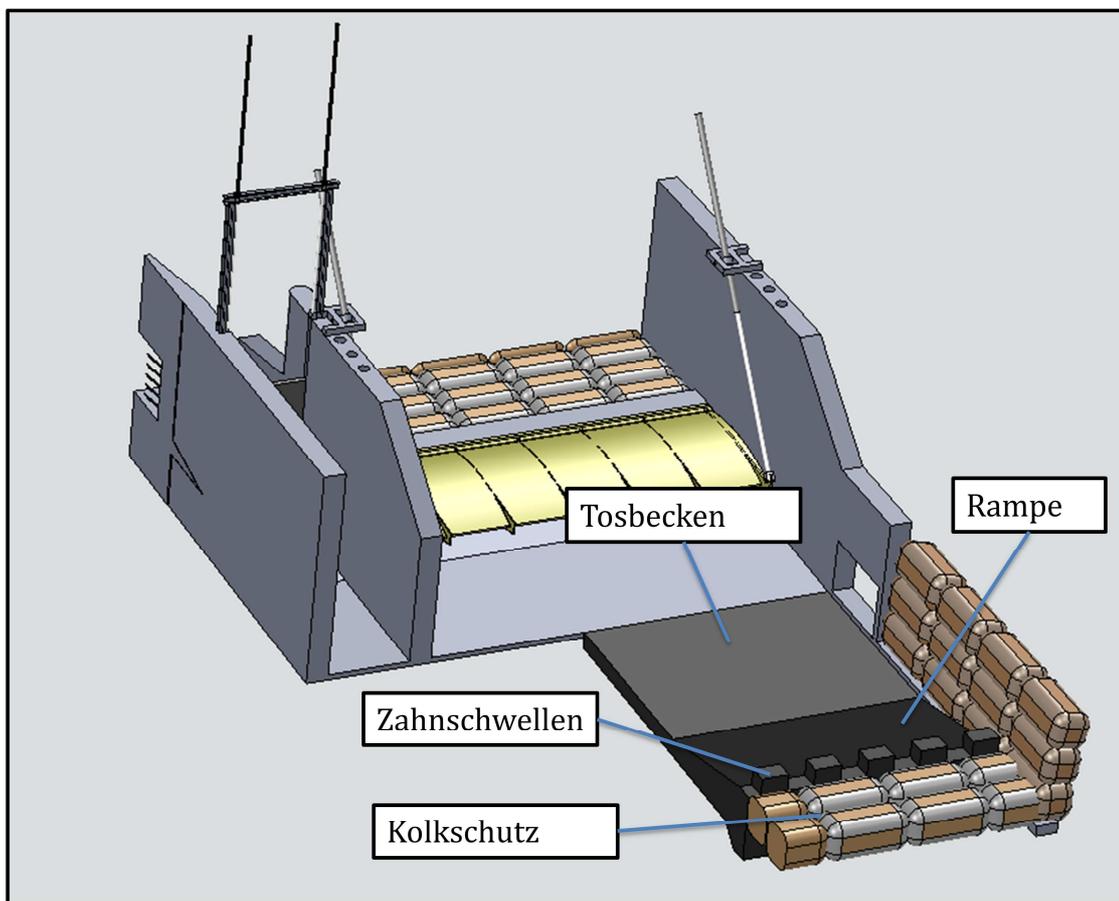


Abbildung 19: Tosbecken

6.3.1.3 Einlaufbauwerk

Die Entnahme des Triebwassers erfolgt über eine Seitenentnahme. An der Oberfläche schwimmendes Treibzeug wird mittels einer Tauchwand und einem Grobrechen ferngehalten. Das Geschiebe wird durch eine Grazer Kragsschwelle nach Simmler (1979) abgewehrt. Als Bemessungsgrundlage für den Einlaufquerschnitt wird eine Geschwindigkeit von $v = 0,8 - 1,2$ m/s herangezogen. Diese geringe Einlaufgeschwindigkeit ermöglicht es Fischen, sich der Sogwirkung zu entziehen. Des Weiteren wird von vornherein nur eine geringe Geschiebemenge eingezogen (Gießbecke & Mosonyi, 2009 S. 156). Aus der Kontinuitätsgleichung ergibt sich folgender Querschnitt:

$$A_e = \frac{Q}{v} = \frac{3,4}{1} = 3,4 \text{ m}^2$$

Der Grobrechen mit einer lichten Weite von $a = 150$ mm und kreisrunder Rechenstäbe mit einem Durchmesser von $d_{GR} = 50$ mm vermindert den Eintrittsquerschnitt. Um die vorgegebene Geschwindigkeit von $v = 1$ m/s einzuhalten, muss der Eintrittsquerschnitt A_e um die versperrte Fläche erweitert werden. Mit einer Einlaufhöhe von $h_e = 1,2$ m ergibt sich demnach ein Fläche von:

$$A_{e,neu} = A_e + n \cdot d_{gr} \cdot \frac{A_e}{h_e} = 3,4 + 5 \cdot 0,05 \cdot \frac{3,4}{1,2} \cong 4,1 \text{ m}^2$$

mit: n Anzahl der Rechenstäbe

Daraus resultiert eine Breite von $b_e = 3,4$ m bei einer Höhe von $h_e = 1,2$ m.

In Abbildung 20 sind die einzelnen Elemente des Einlaufbauwerks dargestellt.

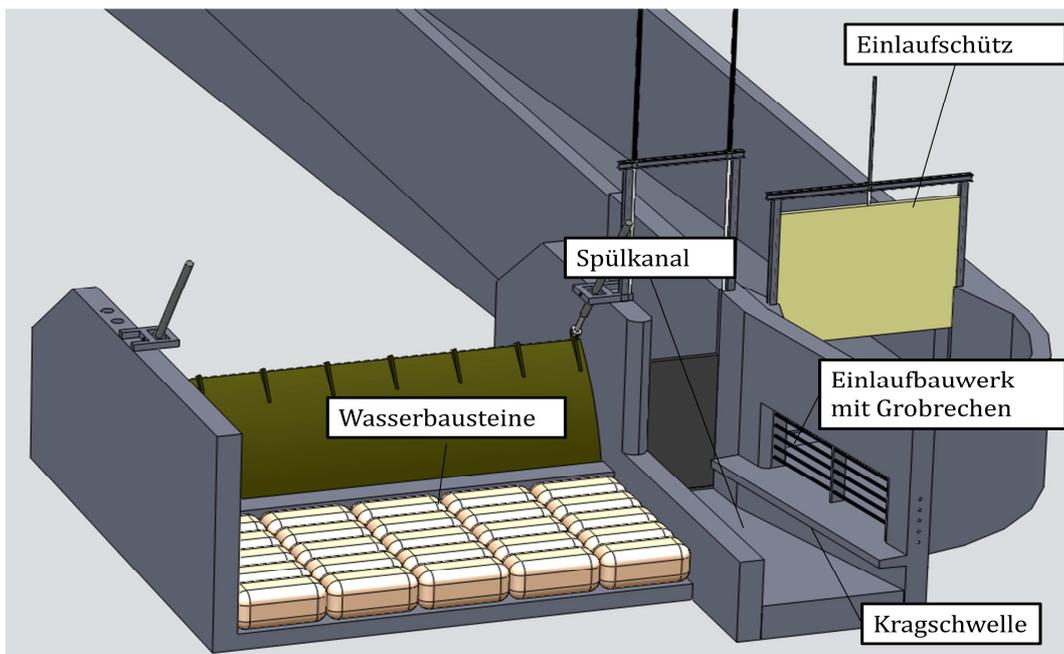


Abbildung 20: Einlaufbauwerk

Der Geschiebeabzug vor dem Einlaufbauwerk erfolgt durch Anheben des Spülschützes. Über ein Gefälle von $I = 6\%$ nach Gießbecke & Mosonyi (2009) wird der Spülvorgang erleichtert.

Der Grobrechen ist horizontal in Strömungsrichtung ausgerichtet, damit dieser bei Spülvorgängen ebenfalls freigelegt wird.

6.3.1.4 Sandfang

Über einen Sandfang werden die restliche Geschiebe- und Schwebstofffracht des entnommenen Triebwassers minimiert. Die Reduzierung von Turbulenzen und der Fließgeschwindigkeit bewirken ein Absetzen der Feststoffe im Sandfang. Als Bemessungsgrundlage für den Langsandfang wird die maximal für den Turbinenbetrieb zulässige Korngröße des Feststoffmaterials herangezogen. Für die charakteristische Korngröße, welche abhängig von der Fallhöhe ist, kann für das Fallhöhenintervall von $h_f = 50 - 100$ m ein Durchmesser von $d_{ch} = 0,25$ mm angesetzt werden (Gießbecke & Mosonyi, 2009 S. 216).

Die Länge L des horizontal durchströmten Absetzbeckens ergibt sich aus dem gegebenen Bemessungsdurchfluss Q , der Sinkgeschwindigkeit w des abzutrennenden charakteristischen Korns und der Beckenbreite B (Ortmanns, 2006 S. 8).

Abbildung 21 zeigt die idealisierte lineare Absinkbahn des charakteristischen Korn.

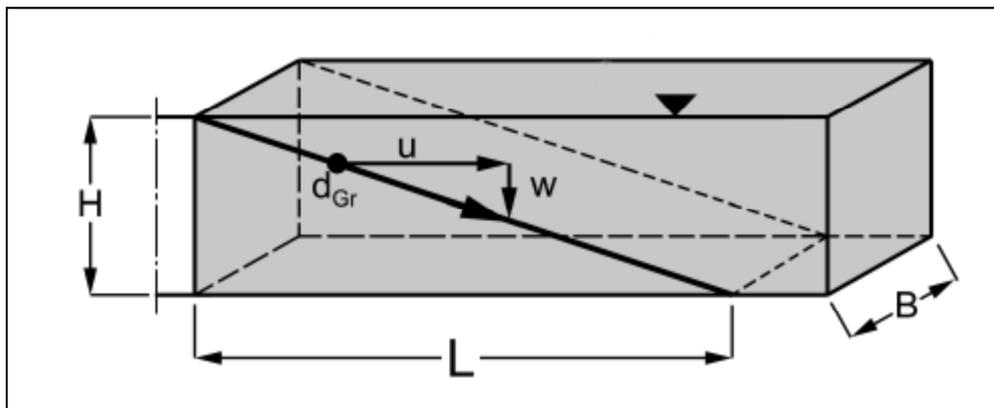


Abbildung 21: Absinkbahn des Bemessungskorns (Ortmanns, 2006 S. 7)

$$L = \frac{Q}{w \cdot B}$$

mit: QDurchfluss
 wSinkgeschwindigkeit
 BBreite

Die Sinkgeschwindigkeit berechnet sich nach Gießbecke & Mosonyi (2009)

$$w = w_0 - \frac{0,123}{\sqrt{H}} \cdot u$$

mit: w_0Sinkgeschwindigkeit im ruhenden Wasser
 uStrömungsgeschwindigkeit
 HHöhe

Dabei kann für den charakteristischen Korndurchmesser $d_{ch} = 0,25$ mm die Sinkgeschwindigkeit im ruhenden Wasser über die empirische Formel von Zanke berechnet werden (Vischer & Huber, 2002 S. 83).

$$w_0 = \frac{100}{9d_{ch}} \cdot [(1 + 1,57 \cdot 10^2 \cdot d_{ch}^3)^{1/2} - 1]$$

mit: w_0Sinkgeschwindigkeit in mm/s
 d_{ch}charakteristischer Korndurchmesser in mm

Zur Einhaltung einer gleichmäßigen Durchströmung des Beckens muss laut Gießbecke & Mosonyi (2009) folgende Bedingung eingehalten werden:

$$B \leq \frac{L}{8}$$

Ebenso ein Höhen- Breiten- Verhältnis von:

$$\frac{H}{B} \cong 1,25$$

Bei größeren Abweichungen besteht die Gefahr von sogenannten hydraulischen Kurzschlüssen. Das bedeutet, dass gewisse Bereiche des Absetzbeckens schneller durchströmt werden als andere (Gießbecke & Mosonyi, 2009 S. 219).

Um jeglichen Weitertransport der Partikel $d \geq d_{ch}$ an der Sohle zu verhindern, muss die Grenzggeschwindigkeit $u_{Gr} \geq u$ im Sandfang eingehalten werden. Aus der Theorie von Shields und dem Ansatz der Strickler- Gleichung kann die Grenzggeschwindigkeit u_{Gr} berechnet werden (Ortmanns, 2006 S. 9)

$$u_{Gr} = k_{st} \cdot R_h^{1/6} \cdot \sqrt{0,03 \cdot \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right) \cdot d_{ch}}$$

mit: u_{Gr} Grenzgeschwindigkeit
 k_{st}Strickler- Beiwert
 R_hhydraulischer Radius
 ρ_sDichte Sediment
 ρDichte Wasser
 d_{ch}charakteristischer Korndurchmesser

Der Strickler- Beiwert ist für Betonkanäle nach Naudascher (1992) mit $k_{st} = 70$ m^{1/3}/s angegeben. Durch die Ablagerung von Sediment kommt es zu einer Verschlechterung der

Strömungsbedingungen. Deshalb wird ein Wert von $k_{st} = 60 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ verwendet (Jirka & Lang, 2009 S. 214). Als Sediment wird Quarz mit einer Dichte von $\rho_s = 2650 \text{ kg/m}^3$ angenommen (Gießbecke & Mosonyi, 2009 S. 221).

Die in Tabelle 10 berechneten Werte erfüllen die vorgegebenen Kriterien. Die Sandfanglänge mit $L = 32,5 \text{ m}$ ist um den Faktor 8 größer als die Sandfangbreite B . Ebenfalls ist die Grenzgeschwindigkeit u_{Gr} größer als die Strömungsgeschwindigkeit u .

Tabelle 10: Absetzbeckenbemessung

Durchfluss	Höhe	Breite	Länge	Sinkgeschw.	Grenzgeschw.	Strömungsgeschw.
$Q \text{ [m}^3/\text{s]}$	$H \text{ [m]}$	$B \text{ [m]}$	$L \text{ [m]}$	$w \text{ [m/s]}$	$u_{Gr} \text{ [m/s]}$	$u \text{ [m/s]}$
3,4	4,75	3,8	32,5	0,028	0,448	0,188

Das eingezogene Geschiebe wird durch eine Kragchwelle am Weitertransport gehindert. Bei Erreichen einer bestimmten per Ultraschall gemessenen Ablagerungshöhe wird das Geschiebe über einen Spülschütz abgelassen. Dabei wird der Zufluss zum Sandfang über den Einlaufschütz gedrosselt. Durch die Neigung von $I = 6\%$ der Sohle stellt sich ein schießender Spülstrom ein, der durch die Kraft seiner Turbulenz die Ablagerungen ins Unterwasser transportiert (Ortmanns, 2006 S. 24).

Die einzelnen Komponenten des Sandfangs sind in Abbildung 22 dargestellt.

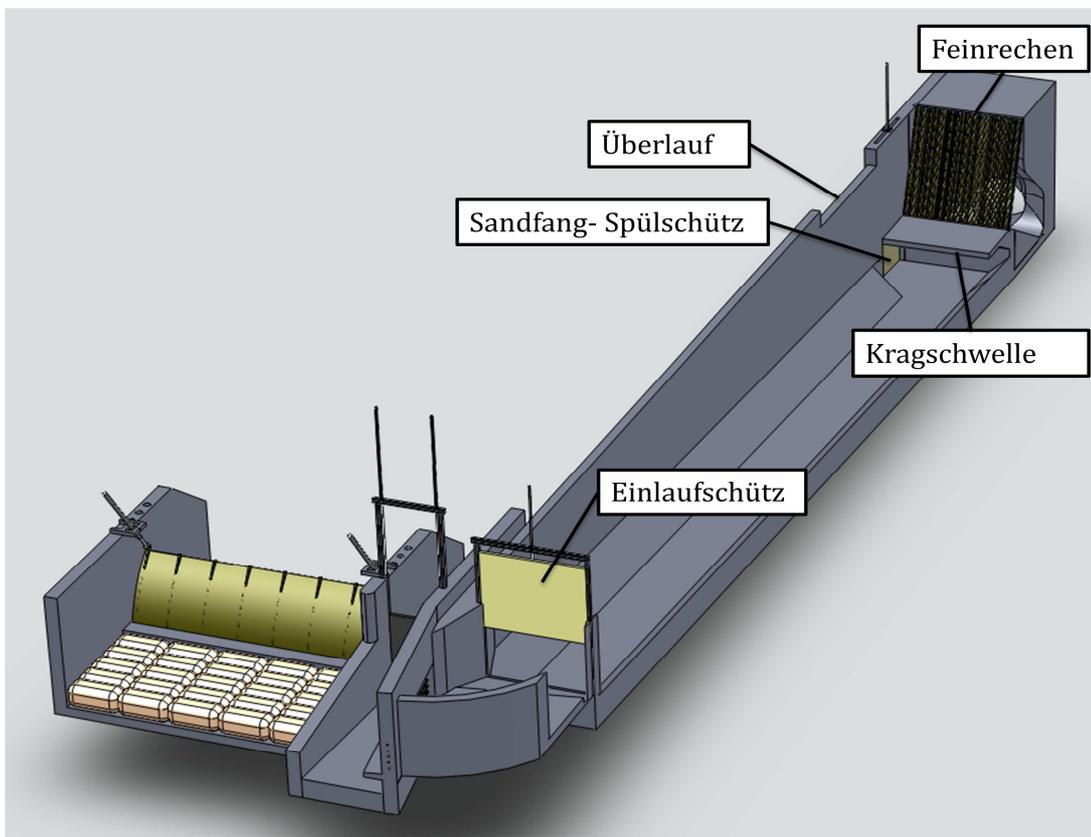


Abbildung 22 Sandfang

Die Dämpfung von Durchflussschwankungen bei kurzfristigen Lastwechseln der Turbine erfolgt ebenfalls über den Sandfang, der die Aufgabe eines Wasserschlosses übernimmt (Gießbecke & Mosonyi, 2009 S. 208).

Um Wirbelbildung bzw. einen unkontrollierten Lufteintrag am Übergang in die Druckrohrleitung zu verhindern, ist eine ausreichende Einlaufüberdeckungshöhe $h_{e,\ddot{u}}$ zu berücksichtigen (Knauss, 1983 S. 19f). Für horizontale Einläufe kann die empirische Formel nach Gordon (1983) verwendet werden:

$$h_{e,\ddot{u}} = C \cdot v \cdot \sqrt{\frac{d}{g}} = 2,3 \cdot 1,336 \cdot \sqrt{\frac{1,8}{9,81}} = 1,58 \text{ m}$$

mit: $h_{e,\ddot{u}}$Einlaufüberdeckungshöhe
 CKonstante (für asymmetrische Anströmung $C = 2,3$)
 dRohrleitungsdurchmesser

In Abbildung 23 ist der Übergang in die Druckrohrleitung eingezeichnet. Mit einer Einlaufüberdeckungshöhe von $h_{e,\ddot{u}} = 2,95 \text{ m}$ kann eine Wirbelbildung bzw. ein unkontrollierter Lufteintrag hinreichend unterbunden werden.

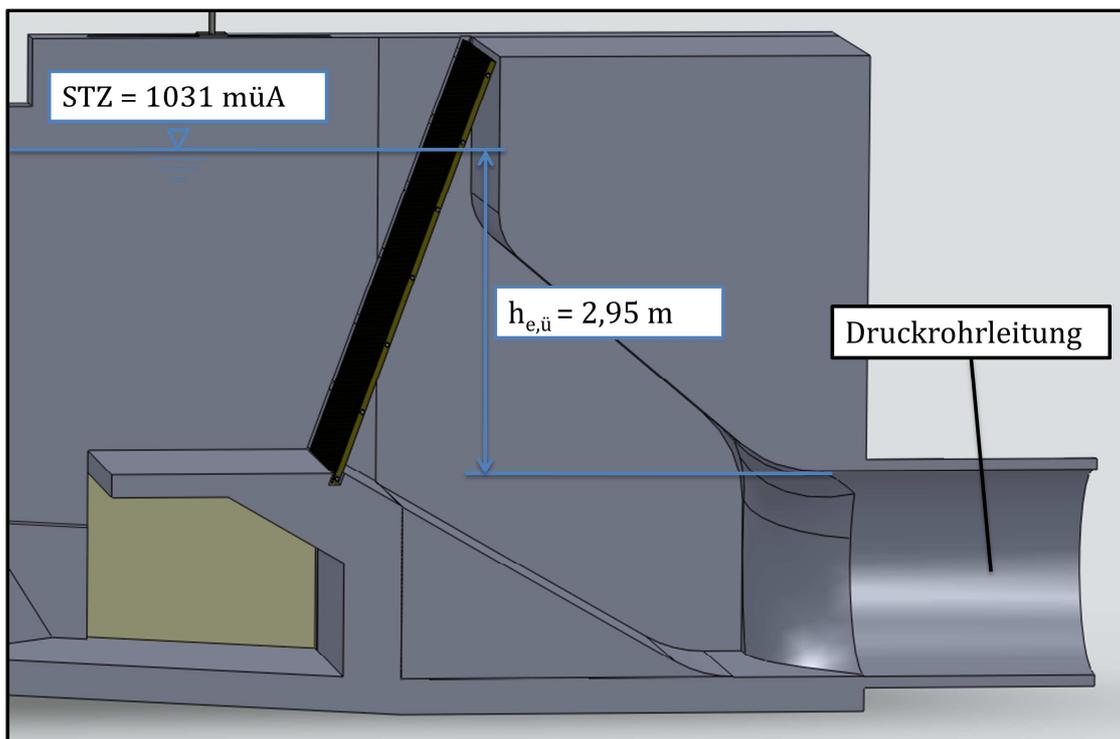


Abbildung 23: Übergang in die Druckrohrleitung

6.3.1.5 Rechen und Rechenreinigung

Für die Abhaltung von Treibgut, das am Ende des Sandfangs noch vorhandene ist, wird ein Feinrechen verwendet. Aus dem maximal möglichen Maß des Treibgutes im Triebwasser, das die Turbine ohne Schaden zu nehmen, verarbeiten kann, ergibt sich der Stababstand des Rechens. In der Regel werden für Feinrechen Durchgänge von $a = 20 - 30$ mm angenommen (Gießbecke & Mosonyi, 2009 S. 170). Die Rechenstäbe bestehen aus $d = 6$ mm breiten und $t_s = 50$ mm langen an den Ecken abgerundeten Flachstahlstäben. Diese werden mit Distanzringen in gleichmäßigen Abständen auf horizontale Rundstähle aufgezogen (Meusburger, 2002 S. 7)

Die Berechnung der notwendigen Stabanzahl n erfolgt nach Gießbecke & Mosonyi (2009, S.171) über die Breite des Rechenquerschnittes b_{re} :

$$n = \frac{b_{re} - a}{a + d} = \frac{3800 - 25}{25 + 6} = 121,77 \cong 122$$

mit: b_{re}Breite des Rechenquerschnitts = Sandfangbreite
 alichter Weite der Rechenstäbe
 dRechenstabdicke

Die Entnahme des Rechengutes erfolgt automatisiert durch einen Teleskoprechenreiniger. Die Steuerung wird über die Höhendifferenz des Wasserstandes, welche durch das angeschwemmte Treibgut vor und hinter dem Rechen entsteht, ausgelöst. Zusätzlich wird über ein Zeitschaltwerk, unabhängig von der Treibgutmenge, ein Mal pro Tag eine Reinigung durchgeführt. Das Rechengut wird mittels Spül- und Schwemmeinrichtung dem natürlichen Bachverlauf direkt weitergegeben, dies spielt für das natürliche Gleichgewicht von Flora und Fauna eine wichtige Rolle (Gießbecke & Mosonyi, 2009 S. 179).

In Abbildung 24 ist der Feinrechen mit der dazugehörigen Rechenreinigung dargestellt.

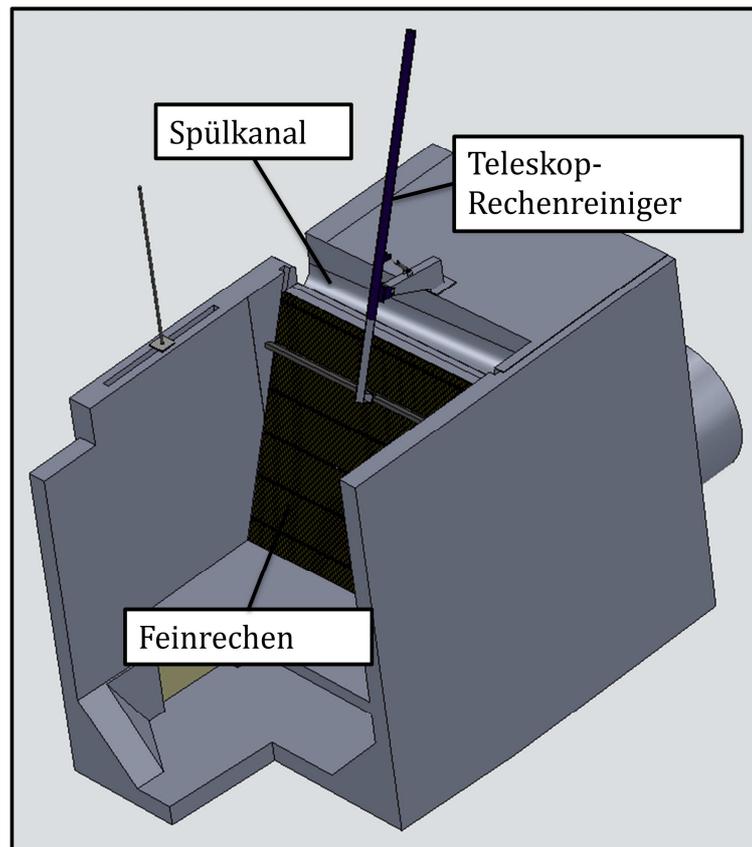


Abbildung 24: Rechen mit Rechenreinigungsanlage

6.3.1.6 Fischaufstiegshilfe

Fischaufstiegshilfen (FAH) sind bauliche Einrichtungen die dem vorhandenen Fischbestand die Überwindung künstlich geschaffener Hindernisse ermöglicht (Jungwirth & Pelikan , 1989 S. 81-89).

Aus Platzgründen wird die Fischaufstiegshilfe als naturnaher Beckenpass ausgelegt. Der Vorteil dieses Bauwerkstyps besteht darin, dass unter Einhaltung der oben angegebenen Faktoren eine gute Durchgängigkeit der Fische erreicht werden kann. Gegebenenfalls kann auch zusätzlicher Lebensraum geschaffen werden (Zitek et al., 2007 S. 80).

Der Beckenpass setzt sich aus mehreren Einzelschwellen mit dazwischenliegenden Kolken zusammen (s. Abbildung 25).

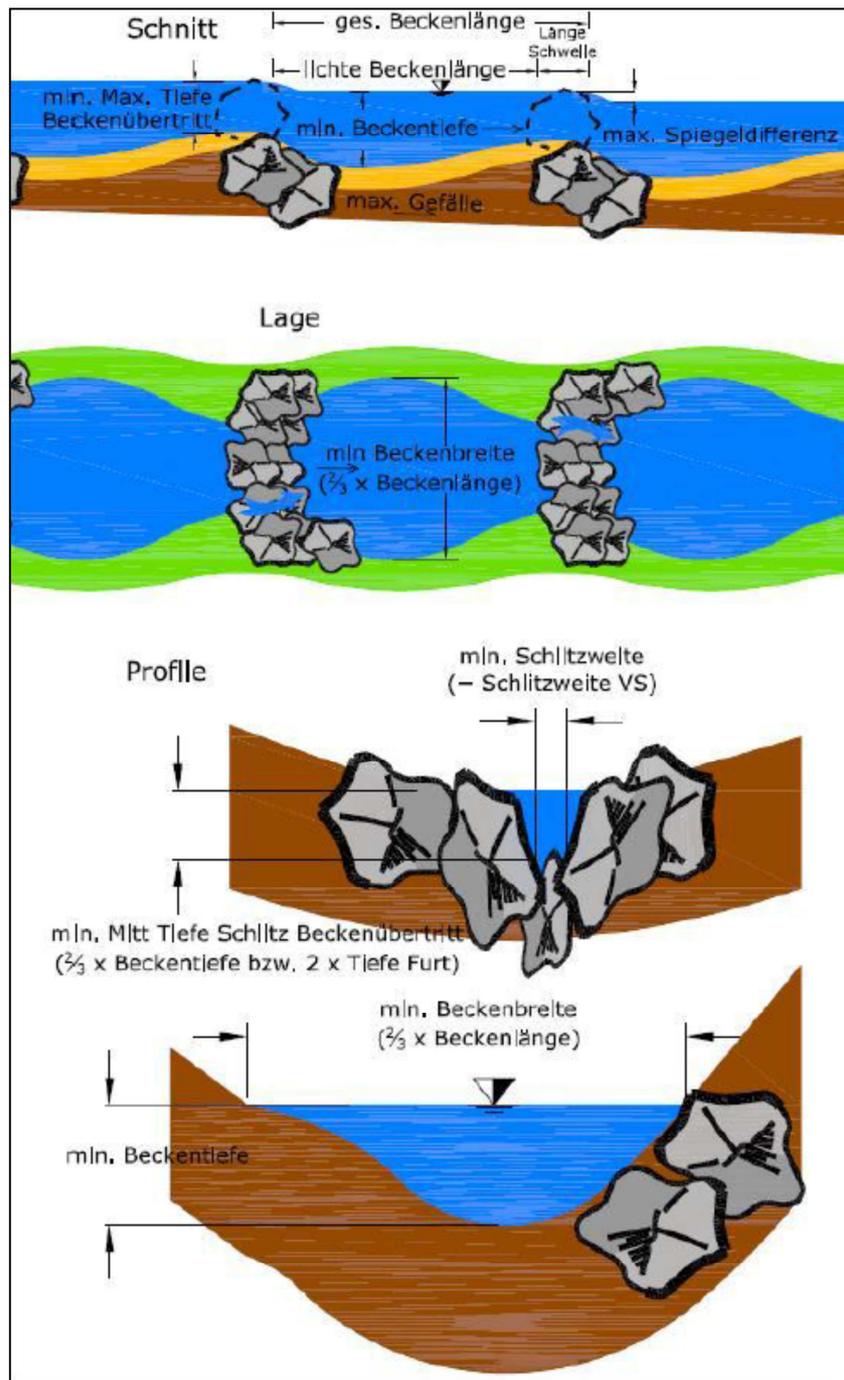


Abbildung 25: Skizzenartige Darstellung des Beckenpasses (BMLFUW, 2012 S. 49)

Die Maße der Beckenausformung in Tabelle 11 sind für die Fischregion Epirhithral bei einem mittleren Abfluss von über $MQ > 2 \text{ m}^3/\text{s}$ angegeben. Die alpine Lage des KW Pusterwald mit hohen Schneemengen spricht für ein Epirhithralgewässer, bei welchem die Bachforelle die maßgebende Fischart ist (Zitek et al., 2007 S. 17).

Tabelle 11: Mindestgröße naturnaher Beckenpässe (BMLFUW, 2012 S. 78)

max. Spiegel-differenz [cm]	Min. Becken-Länge [cm]	Min. Breite [cm]	min Maximaltiefe Becken/Kolk [cm]	Becken-volumen [m ³]	min. Maximaltiefe Schlitz/Furt [cm]	min Schlitz-weite [cm]	Dotation [l/s]
20	230	140	75	1,2	40	23	100

Die Ausformung der Fischaufstiegshilfe ist schematisch in Abbildung 26 gezeigt und stellt eine Verbindung zwischen Unterwasser und Oberwasser dar. Der Fischeinstieg erfolgt im Unterwasser. Dabei durchwandern Fische die einzelnen Becken flussaufwärts. Durch eine Tauchwand vor Treibgut geschützt, befindet sich der Fischausstieg im Oberwasser. Eine nahezu konstante Dotation der Fischwanderhilfe kann ganzjährig durch die gleichmäßige Pegelhaltung im Oberwasser gewährleistet werden. Dabei muss im Hochwasserfall eine eingeschränkte Funktionsfähigkeit hingenommen werden.

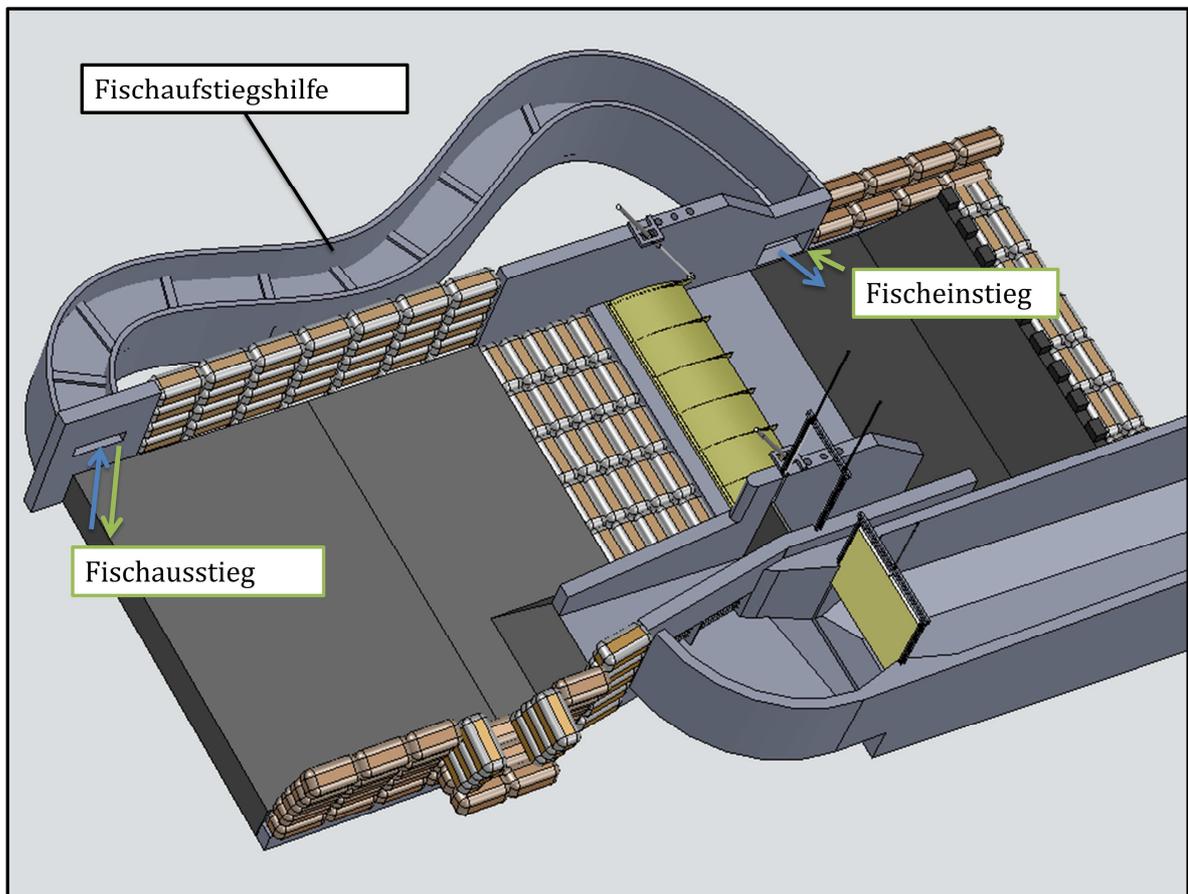


Abbildung 26: Wehranlage mit Fischaufstiegshilfe

6.3.2 Geländeeinbindung der Wehranlage

Die Geländeeinbindung der Wehranlage ist in Abbildung 27 als dreidimensionales Modell, sowie in Abbildung 28 dargestellt. Eine Verbauung der Bachufer erfolgt mit Wasserbausteinen, an der Einmündung des Moosbach, sowie an der orographisch linken Uferseite.

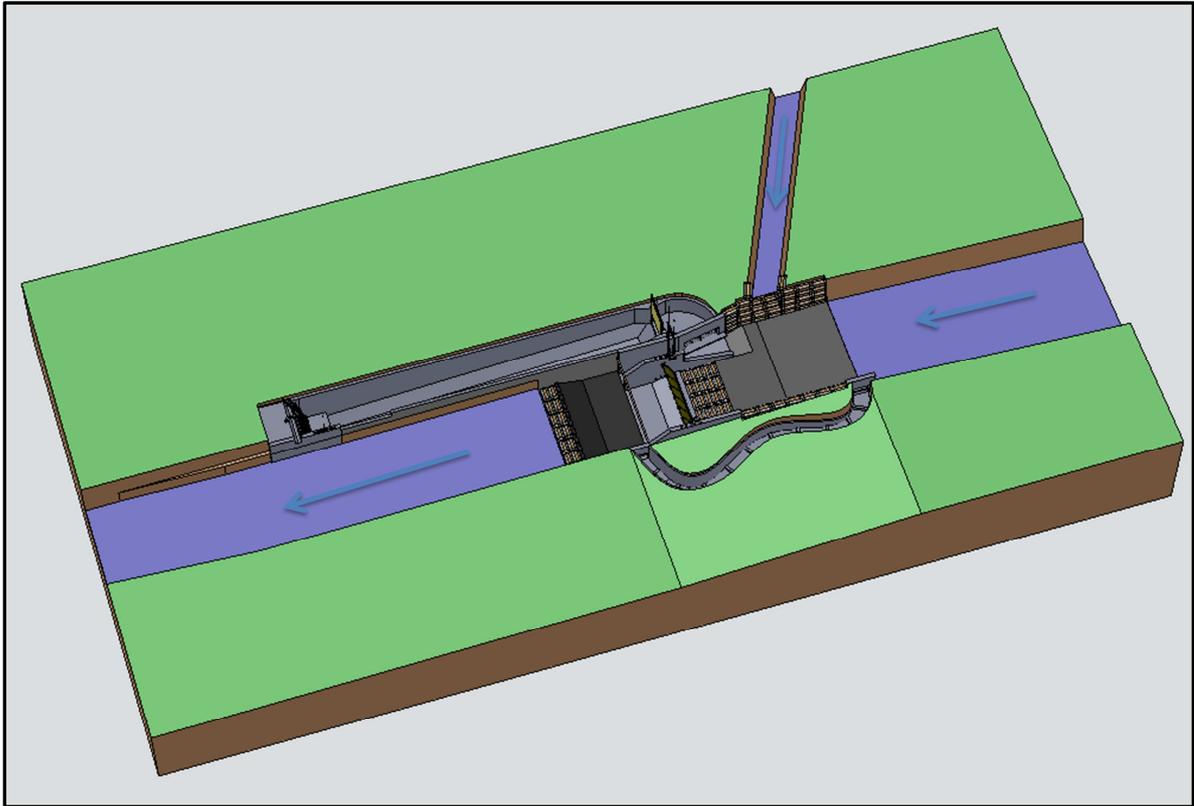


Abbildung 27: Geländemodell Wehranlage

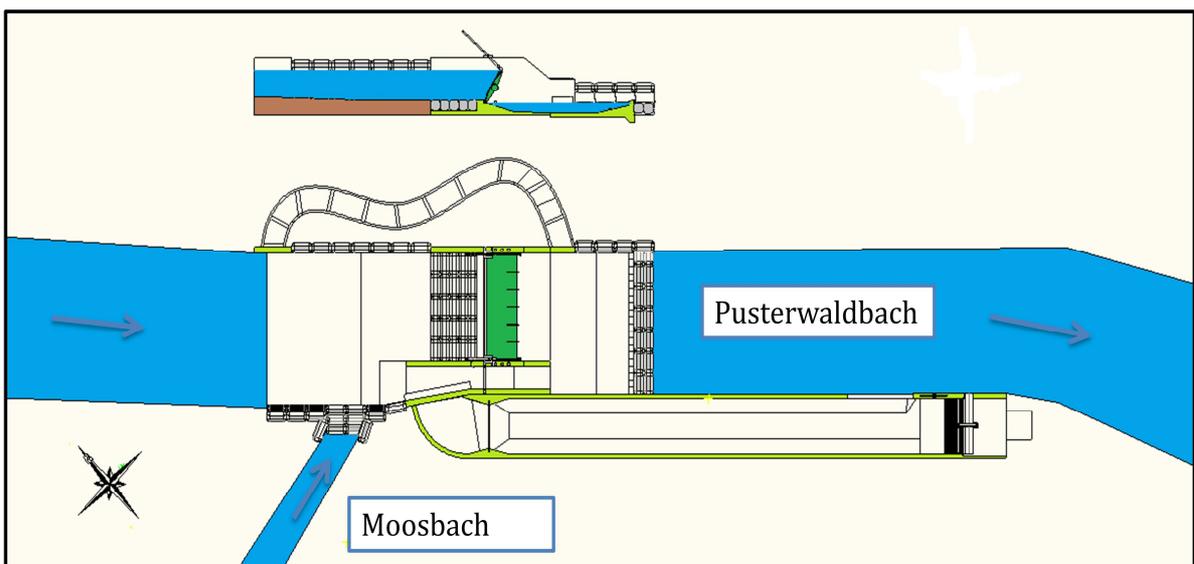


Abbildung 28: Einbindung der Wehranlage in den Pusterwaldbach

6.4 Fortleitung des Triebwassers

Die Fortleitung des Triebwassers erfolgt über eine 4800 m lange Druckrohrleitung aus glasfaserverstärktem Kunststoff (GFK), mit einem durchschnittlichen Gefälle von $I = 1,8 \%$. GFK-Rohre besitzen eine günstige Strömungs- und Druckstoßeigenschaft sowie eine hohe Korrosions- und Alterungsbeständigkeit (Gießbecke & Mosonyi, 2009 S. 231).

Von der Wehranlage ausgehend hat der erste Druckrohrabschnitt mit dem Durchmesser $DN_1 = 1800 \text{ mm}$, eine Länge von $L_1 = 2400 \text{ m}$. Der zweite Druckrohrabschnitt mit einem Durchmesser von $DN_2 = 1600 \text{ mm}$ hat ebenfalls eine Länge von $L_2 = 2400 \text{ m}$.

In Abbildung 29 ist der zehnfach überhöhte Längenschnitt der erdverlegten Druckrohrleitung dargestellt.

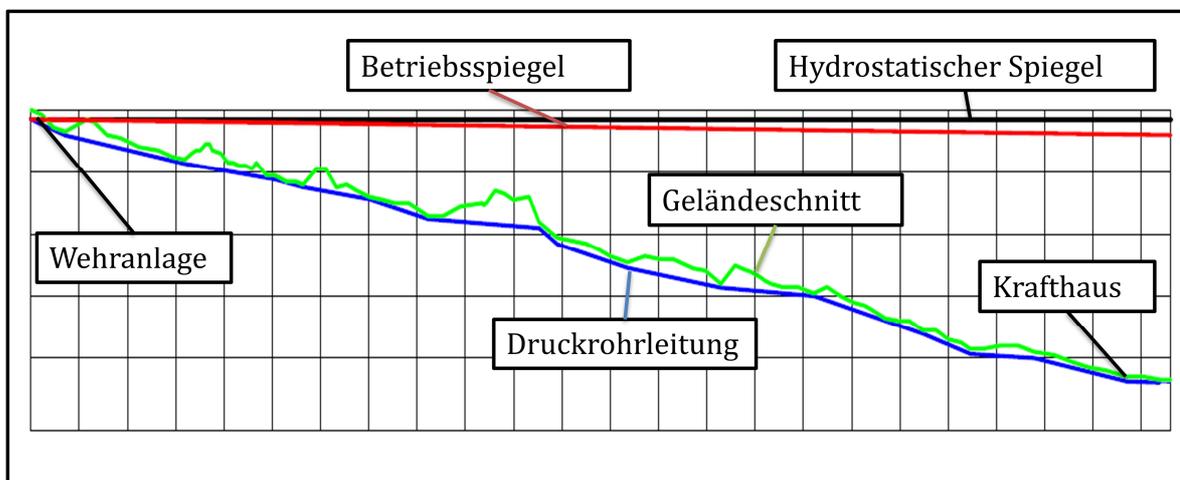


Abbildung 29: Längenschnitt der Druckrohrleitung

6.4.1 Dimensionierung Druckrohrleitung

In Druckrohrleitungen kommt es abgesehen von stationären auch zu instationären Strömungsabläufen. Durch rasche Schließ- und Öffnungsvorgänge des Kugelschiebers werden im System Unter- bzw. Überdruckwellen erzeugt. Diese durchlaufen die Rohrleitung ausgehend vom Absperrorgan mit Schallgeschwindigkeit a , werden reflektiert und überlagern sich. Nach einer gewissen Zeit klingen sie schließlich infolge von Dämpfungseffekten wie Reibung ab (Gießbecke & Mosonyi, 2009 S. 240).

Die Druckwellengeschwindigkeit a_c ergibt sich aus dem Gesetz nach Joukowsky:

$$a_c = \frac{1}{\sqrt{\rho \cdot \left(\frac{1}{E_F} + \frac{1}{E_R} \cdot \frac{D}{s} \right)}}$$

mit: ρDichte

- E_F.....Elastizitätsmodul des Fluid
- E_R.....Elastizitätsmodul des Rohrs
- D.....Rohrleitungsdurchmesser
- s.....Rohrwanddicke

Da die Druckrohrleitung aus zwei Rohren mit unterschiedlichem Durchmesser zusammengesetzt ist, erfolgt die Druckstoßberechnung mithilfe eines äquivalenten Ersatzrohres (Sigloch, 2006 S. 53):

$$a_{c,gl} = \frac{L_{ges}}{\frac{L_1}{a_{c,1}} + \frac{L_2}{a_{c,2}}}$$

Für die äquivalente Strömungsgeschwindigkeit c_{gl} ergibt sich:

$$c_{gl} = \frac{L_1 \cdot c_1 + L_2 \cdot c_2}{L_{ges}}$$

Die Reflexionszeit T_R ist jener Zeitraum, der von der Druckwelle benötigt wird, um am offenen Ende der Rohrleitung zu reflektieren, und zum Absperrorgan zurückzukehren:

$$T_R = \frac{2 \cdot L_{ges}}{a_{c,gl}}$$

Entscheidend über die Größe des Druckstoßes ist die Schließzeit t_s des Kugelschiebers. Ist diese größer als die Reflexionszeit T_R treffen die ersten Entlastungswellen ein, bevor sich der volle Druckanstieg einstellen kann. Für Kugelschieber beträgt die Schließzeit in der Regel 60-80s. Die Druckstoßhöhe h_a lässt sich unter Einhaltung der oben genannten Bedingung $t_s > T_R$ berechnen (Gießbecke & Mosonyi, 2009 S. 248).

$$h_a = \frac{a_{c,gl} \cdot c_{gl}}{g} \cdot \frac{T_R}{t_s}$$

Der erste Abschnitt der Druckrohrleitung ist mit Rohren der Druckstufe PN 10 ausgeführt, während der zweite Abschnitt die Druckstufe PN 16 besitzt. Die dazu berechneten Werte sind Tabelle 12 zu entnehmen.

Tabelle 12: Druckstoßberechnung

		a _{c,gl} [m/s]	c _{gl} [m/s]	T _R [s]	h _a [m]	p _{0d} [bar]	p _{dd} [bar]
Dichte Wasser bei 5°C ρ [kg/m³]	999,96	516,83	2,02	18,57	24,72	11,18	10,70
Elastizitätsmodul Wasser E _F [N/mm²]	2,1·10 ⁶	mit: a _{c,gl}Druckwellengeschwindigkeit c _{gl}Strömungsgeschwindigkeit T _R Reflexionszeit h _aDruckstoßhöhe P _{0d}max. Druck bei Bruttofallhöhe p _{dd}max. Druck bei Nettofallhöhe					
Elastizitätsmodul GFK E _R [N/mm²]	13·10 ⁶						
Rohrwanddicke* DN ₁ =1,8 PN 10 [mm]	42						
Rohrwanddicke* DN ₂ =1,6 PN 16 [mm]	38						
Schließzeit t _s [s]	80						
Bruttofallhöhe H ₀ [m]	85						
Nettofallhöhe H _d [m]	80,22						

*(Hobas, 2013)

Mit einem maximalen Druckstoß von $p_{0d} = 11,18$ bar bei Nettofallhöhe kann gewährleistet werden, dass die Druckrohrleitung ausreichend dimensioniert ist.

In Abbildung 30 ist die linear ansteigende Druckstoßhöhe im Längenschnitt dargestellt. Dabei ist der Druckstoß über die Bruttofallhöhe aufgetragen.

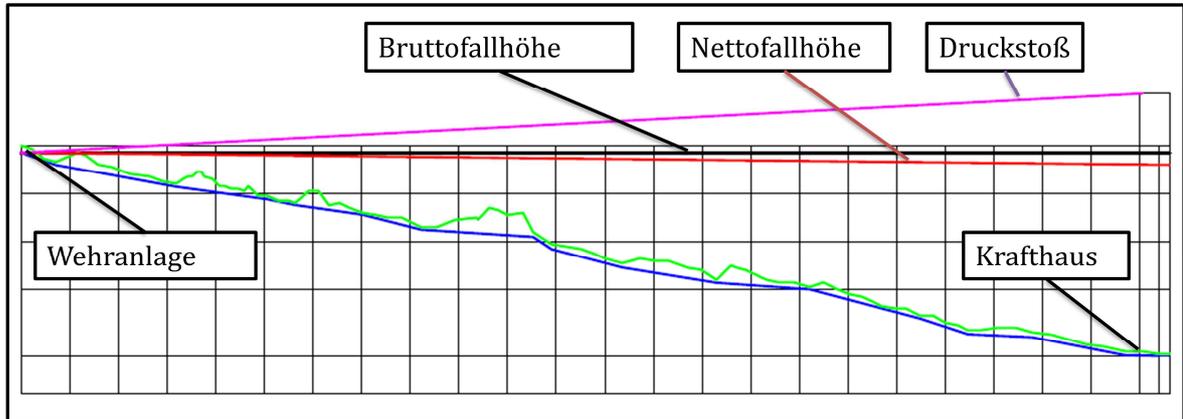


Abbildung 30: Längenschnitt Druckstoß

6.5 Krafthaus

Das Krafthaus dient der Unterbringung elektromaschineller Ausrüstung zur Stromerzeugung. Der Platzbedarf der einzelnen Anlagenteile wie Turbine, Generator und Transformator, bestimmen die Form und Größe des Krafthauses. Ebenfalls muss die Zu- und Ableitung des Triebwassers, die dazugehörigen hydraulischen Verschlussorgane, sowie Steuer- und Regelorgane verbaut werden.

6.5.1 Vordimensionierung der Francisturbine

Die genaue Bemessung der Francisturbine mit horizontaler Welle ist nur in Verbindung mit Modellversuchen bzw. numerischen Simulationsverfahren möglich. Eine grobe Vordimensionierung der Hauptabmessungen von Laufrad, Spirale und Saugrohr ist jedoch zur Bemessung des Krafthauses notwendig. Im Falle einer Bauausführung werden die Detailentwürfe vom Turbinenhersteller bezogen (Gießbecke & Mosonyi, 2009 S. 579).

6.5.1.1 Laufrad

Die Eingangsparameter zur Bemessung des Turbinenlaufrades sind die Fallhöhe H_d und der Durchfluss pro Maschine Q_m . Die Anzahl der Maschinensätze ist mit $z_M = 2$ festgelegt, daraus folgt:

$$Q_m = \frac{Q_a}{z_M} = \frac{3,4}{2} = 1,7 \frac{m^3}{s}$$

Die spezifische Drehzahl n_q bei einer gegebenen Fallhöhe von $H_d = 80,22$ m kann aus dem in Abbildung 31 dargestellten Diagramm abgelesen werden.

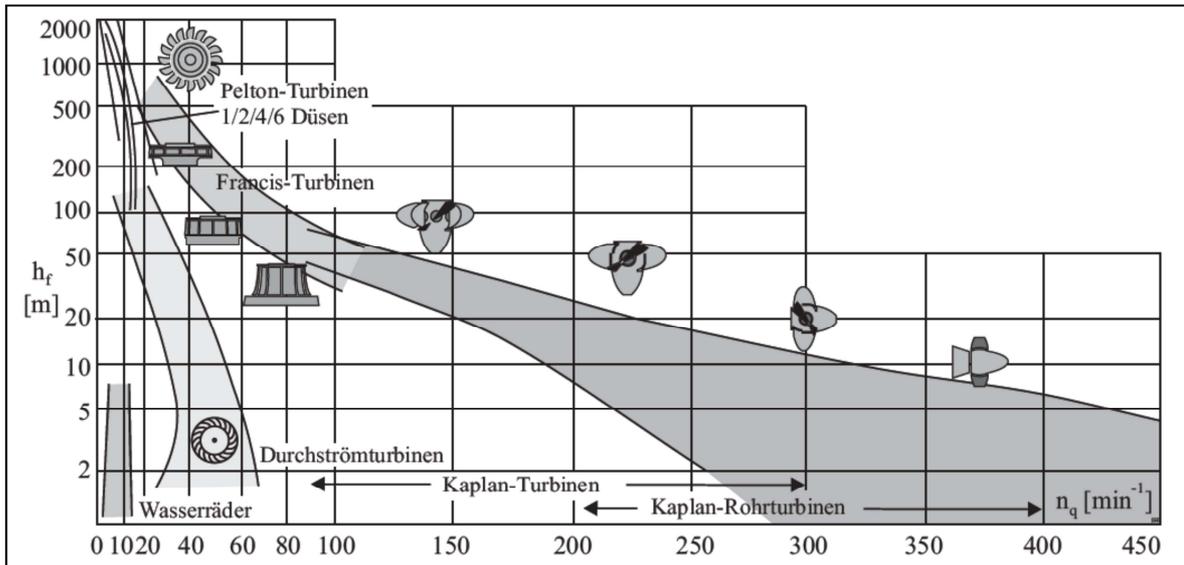


Abbildung 31: Einsatzbereich der Turbinen (Gießbecke & Mosonyi, 2009 S. 511)

Für eine Fallhöhe $H_d = 80,22$ m ergibt sich eine spezifische Drehzahl von $n_q = 59 \text{ min}^{-1}$. Die daraus resultierende Drehzahl n ist auf die Synchrondrehzahl n_s auf- oder abzurunden.

$$n = n_q \cdot \frac{H_d^{0,75}}{\sqrt{Q_m}} = 59 \cdot \frac{80,22^{0,75}}{\sqrt{1,7}} = 1213 \text{ min}^{-1}$$

Durch abrunden ergibt sich eine Synchrondrehzahl von $n_s = 1000 \text{ min}^{-1}$. Die spezifische Drehzahl n_q für weitere Berechnungen hat somit einen Wert von:

$$n_q = n \cdot \frac{\sqrt{Q_m}}{H_d^{0,75}} = 1000 \cdot \frac{\sqrt{1,7}}{80,22^{0,75}} = 48,64 \text{ min}^{-1}$$

Der Beiwert $k_{u,F}$ für Francisturbinen, der zur Berechnung der Umfangsgeschwindigkeit u_3 benötigt wird, ergibt sich aus folgender Formel:

$$k_{u,F} = 0,293 + 0,0081 \cdot n_q = 0,293 + 0,0081 \cdot 48,64 = 0,687$$

und ist für Fallhöhen ab ca. 40 m zulässig (Gießbecke & Mosonyi, 2009 S. 590).

$$u_3 = k_{u,F} \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H_d} = 0,687 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 80,22} = 27,25 \frac{m}{s}$$

Die Berechnung des Außendurchmessers D_3 am Austrittsquerschnitt ist notwendig, um die Hauptabmessungen der Turbine zu definieren.

$$D_3 = \frac{60 \cdot u_3}{\pi \cdot n_s} = \frac{60 \cdot 27,25}{\pi \cdot 1000} = 0,52 \text{ m}$$

Dies erfolgt über das in Abbildung 32 dargestellte Diagramm.

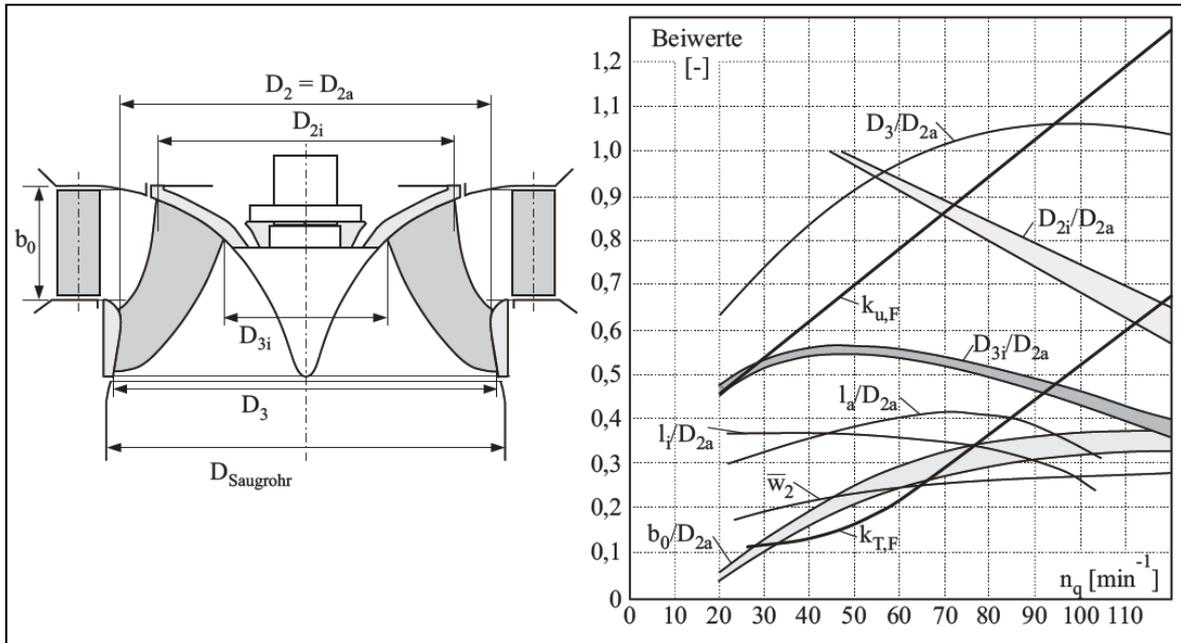


Abbildung 32: Definitionsskizze und Kenngrößen der Francisturbine

Die Hauptabmessungen des Laufrades können Tabelle 13 entnommen werden.

Tabelle 13: Laufradabmessungen

Abmessungen	[m]
Außendurchmesser im Austrittsquerschnitt D_3	0,52
Außendurchmesser im Eintrittsquerschnitt D_{2a}	0,53
Innendurchmesser im Eintrittsquerschnitt D_{2i}	0,52
Innendurchmesser im Austrittsquerschnitt D_{3i}	0,29
Schaufellänge Außenkontur l_a	0,20
Schaufellänge Innenkontur l_i	0,19
Höhe des Turbineneintrittsquerschnitt b_0	0,11

6.5.1.2 Saugrohr

Das Saugrohr hat einerseits die Aufgabe, den Höhenunterschied zwischen Laufradaustritt und Unterwasserspiegel auszunutzen. Andererseits wird die Geschwindigkeitsenergie durch eine laufende Erweiterung des Innendurchmessers in Druckenergie umgewandelt (Gießbecke & Mosonyi, 2009 S. 541f).

Die zulässige Saughöhe $h_{s,zul}$ für einen kavitationsfreien Betrieb der Turbine ist über den Thoma- Beiwert σ_{Th} definiert. Für die spezifische Drehzahl $n_q = 48,64 \text{ min}^{-1}$ errechnet sich dabei ein Wert von $\sigma_{Th} = 0,09$ (Gießbecke & Mosonyi, 2009 S. 521).

$$h_{s,zul} = h_{amb} - h_d - \sigma_{Th} \cdot H_d = 10 - 0,125 - 0,09 \cdot 80,22 = 2,66 \text{ m}$$

mit: h_{amb}Atmosphärendruckhöhe
 h_dDampfdruckhöhe

Bei Unterschreitung der zulässigen Saughöhe $h_s < h_{s,zul}$ kann von einem kavitationsfreien Betrieb ausgegangen werden.

Die mittlere Austrittsgeschwindigkeit $v_{s,a}$ am Saugrohrende sollte, um große Verluste zu vermeiden, in einem Intervall von $v_{s,a} = 1,4 - 2 \text{ m/s}$ liegen (Gießbecke & Mosonyi, 2009 S. 543). Daraus resultiert ein Austrittsdurchmesser des Saugrohrs von:

$$d_{s,a} = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_m}{v_{s,a} \cdot \pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 1,7}{1,6 \cdot \pi}} = 1,16 \text{ m}$$

Für die Saugrohlänge kann als Richtwert

$$l_s \cong 5 \cdot D_3 = 5 \cdot 0,52 = 2,6 \text{ m}$$

Als Richtwert angenommen werden.

6.5.1.3 Spirale

Die gleichmäßige Strömungszufuhr zum Leit- bzw. Laufrad erfolgt über das Spiralgehäuse. Beim Spiralenquerschnitt kommen Kreisringquerschnitte, die sich mit zunehmendem Winkel verjüngen, zum Einsatz. Abbildung 33 zeigt die grundlegenden Abmessungen der Spirale.

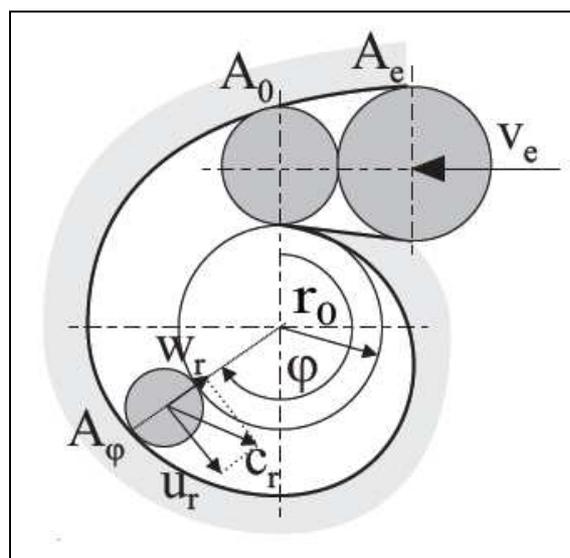


Abbildung 33: Spiralenquerschnitt (Gießbecke & Mosonyi, 2009 S. 536)

Der Eintrittsquerschnitt A_e ergibt sich aus der Kontinuitätsgleichung über die mittlere Eintrittsgeschwindigkeit v_e :

$$A_e = \frac{Q_m}{k_e \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H_d}} = \frac{1,7}{0,18 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 80,22}} = 0,238 \text{ m}^2$$

mit: k_eBeiwert der Eintrittsgeschwindigkeit

Der Beiwert der Eintrittsgeschwindigkeit k_e kann für Blechspiralen mit $k_e = 0,15 - 0,20$ angenommen werden (Gießbecke & Mosonyi, 2009 S. 536).

Aus dem Eintrittsquerschnitt A_e ergibt sich ein Durchmesser von:

$$d_e = \sqrt{\frac{4 \cdot A_e}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,238}{\pi}} = 0,55 \text{ m}$$

Der rotationssymmetrische Zustrom zum Laufrad erfolgt linear in Abhängigkeit vom Winkel φ . Daraus berechnet sich der Querschnitt A_φ welcher sich auf den Querschnitt am Spiralanfang A_0 bezieht. Dieser anfängliche Querschnitt liegt 10 % unter dem Eintrittsquerschnitt A_e (Gießbecke & Mosonyi, 2009 S. 536).

$$A_0 = 0,9 \cdot A_e = 0,9 \cdot 0,238 = 0,214 \text{ m}^2$$

Für den Querschnitt A_φ gilt die lineare Beziehung:

$$A_\varphi = A_0 \cdot \frac{\varphi}{360}$$

mit: φSpiralenwinkel vom Sporn ausgehend

Die einzelnen, winkelabhängigen Querschnittsflächen A_φ sind in Tabelle 14 angegeben.

Tabelle 14: Spiralenquerschnitt

Winkel φ [°]	Querschnitt A_φ [m ²]
0	0,000
45	0,027
90	0,054
135	0,080
180	0,107
225	0,134
270	0,161
315	0,187
360	0,214

6.5.2 Kugelschieber

Als Absperrorgane werden Kugelschieber am unteren Leitungsende vor den Turbinen verbaut. Durch ihren tropfsicheren Abschluss in der Schließlage, sowie der sehr geringen Strömungsverluste in offener Stellung sind Kugelschieber anderen Absperrorganen überle-

gen. Dabei wird ein um zwei Zapfen schwenkbares Rohrstück in einem kugelförmigen Gehäuse verdrehbar gelagert. In offener Stellung erfolgt ein nahezu vollständig glatter Durchfluss ohne jegliche Querschnittseinschnürung (Gießbecke & Mosonyi, 2009 S. 452). In Abbildung 34 ist dieser Aufbau schematisch dargestellt.

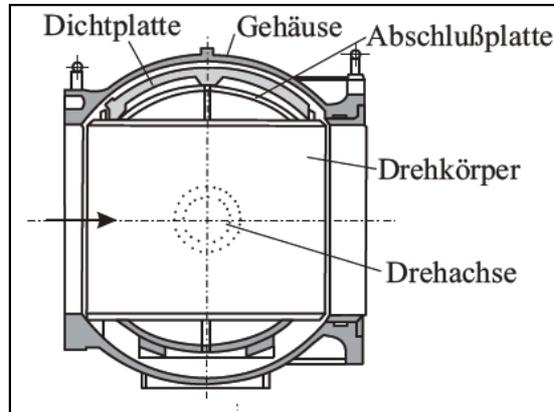


Abbildung 34: Aufbau des Kugelschiebers (Gießbecke & Mosonyi, 2009 S. 452)

Zur Erhöhung der Betriebssicherheit wird der Kugelschieber über einen unter Druck stehenden Hydraulikzylinder offen gehalten. Bei Ausfall des Öldruckes erfolgt der Schließvorgang über ein Gegengewicht. Der Aufbau des Schließmechanismus ist in Abbildung 35 veranschaulicht.

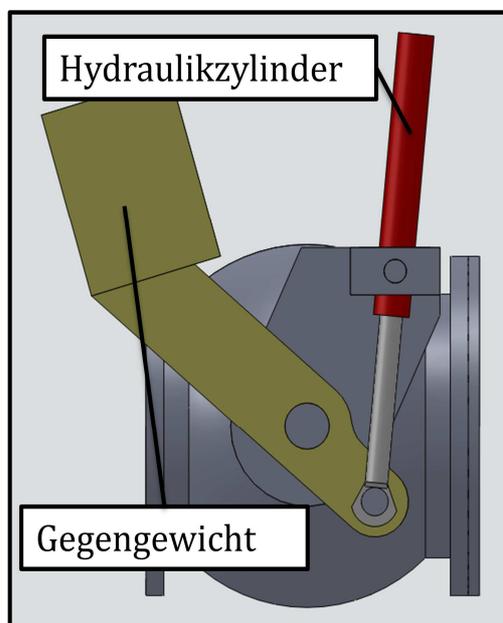


Abbildung 35: Schematische Darstellung des Schließmechanismus am Kugelschieber

6.5.3 Konstruktive Ausführung des Krafthauses

Die Anordnung der einzelnen Komponenten im Krafthaus wird in Abbildung 36 gezeigt. Um eine optimale Kavitationssicherheit zu garantieren, sind die zwei Maschinensätze am tiefsten Punkt im Krafthaus angeordnet. Die Regelungs- und Leittechnik ist ebenerdig untergebracht, wo auch der Transformator, jedoch räumlich getrennt von der restlichen elektromaschinellen Ausrüstung positioniert ist. Ein weiterer Raumbedarf ist aufgrund der vollkommen automatisierten Betriebsweise nicht notwendig.

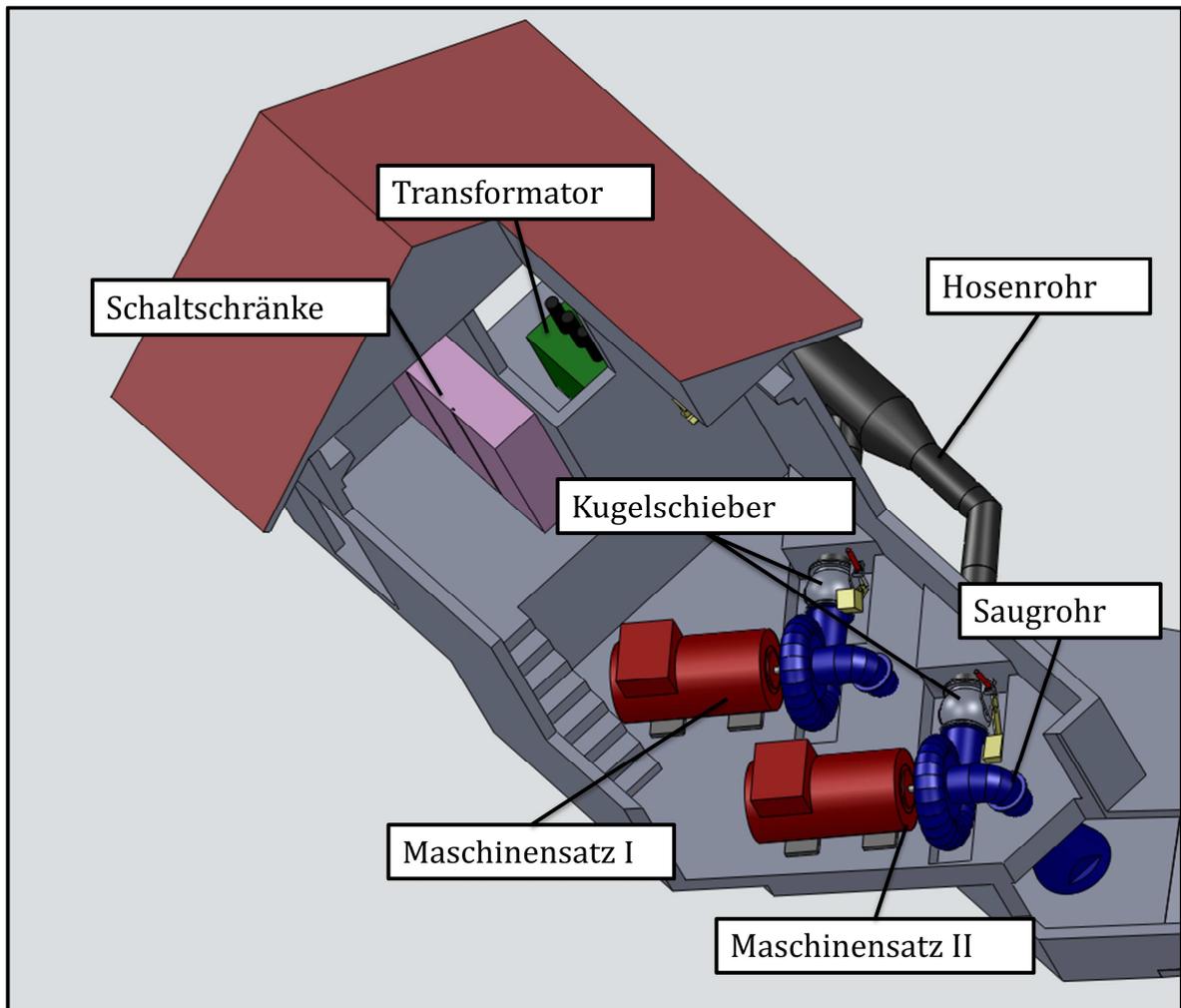


Abbildung 36: Krafthaus

6.6 Rückgabebauwerk

Die Triebwasserrückgabe an den Pusterwaldbach erfolgt über einen rechteckigen Freispiegelkanal, in welchem die Saugrohre der beiden Francisturbinen münden. Am Ende des Freispiegelkanals, an der Mündung in den Pusterwaldbach, ist ein temporär einzusetzender Revisionsverschluss geplant.

Die Einbindung des Krafthauses samt Rückgabebauwerk in das Gelände ist in Abbildung 37 dargestellt.

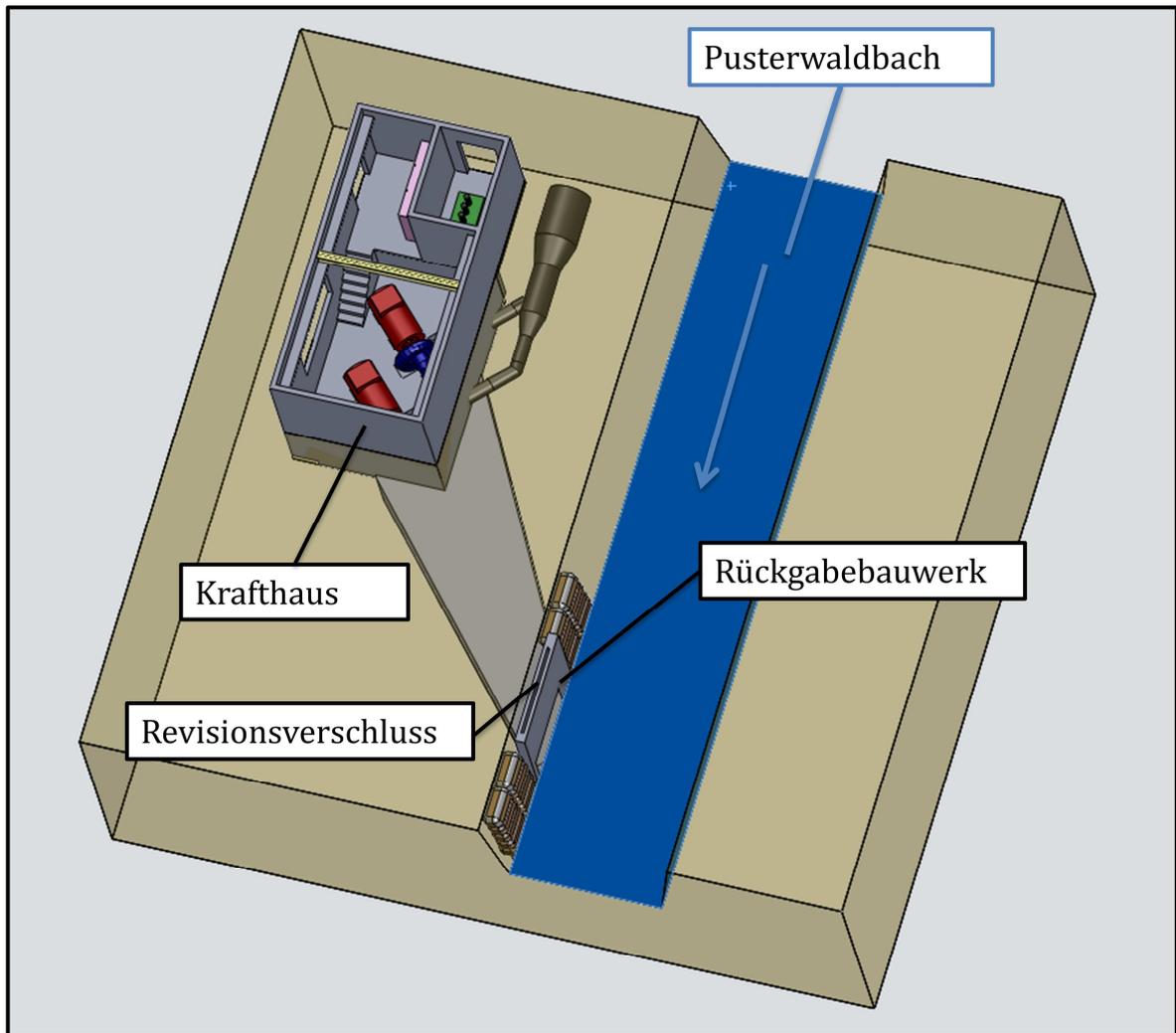


Abbildung 37: Krafthaus mit Rückgabebauwerk

7 Zusammenfassung

Der Ausbau einer nachhaltigen Energieversorgung ist für die heimische Energie- und Klimapolitik eine wesentliche Herausforderung. Dabei hat sich die Stromerzeugung aus Wasserkraft, aufgrund der topographischen Lage Österreichs, schon seit langer Zeit bestens bewährt.

Unter Einhaltung der gesetzlichen Rahmenbedingungen zur Errichtung von Kleinwasserkraftwerken wurde im Zuge dieser Diplomarbeit am Pusterwaldbach im politischen Bezirk Murtal ein Ausleitungskraftwerk konzipiert. Als Grundlage für die Dimensionierung der einzelnen Bauwerke dient ein hydrologisches Gutachten der steirischen Landesregierung, aus welchem eine skalierte Abflussdauerlinie für das relevante Einzugsgebiet von 92,3 km² generiert wurde. Des Weiteren wurde die Fallhöhe aus dem topographischem Kartenmaterial ermittelt. Eine genaue Betrachtung der örtlichen Gegebenheiten erfolgte über mehrere Lokalaugenscheine.

Mittels Auswertung dieser Daten wurden die einzelnen Anlagenkomponenten dimensioniert. Die Wehranlage befindet sich dabei an der Einmündung des Moosbaches in den Pusterwaldbach. Über eine einfeldrige Klappwehr, welche auf ein Bemessungshochwasser von 70,3 m³/s ausgelegt ist, wird das Stauziel von 1031,00 müA gehalten. Die Entnahme des Triebwassers erfolgt über eine Seitenentnahme mit Grobrechen. Im anschließenden Sandfang werden Sedimentrückstände vom Triebwasser getrennt und noch vorhandenes Treibgut über einen Feinrechen entfernt. Die Reinigung des Feinrechens erfolgt dabei vollkommen automatisiert durch einen Teleskoprechenreiniger.

Die 4800 m lange erdverlegte Druckrohrleitung aus glasfaserverstärktem Kunststoff besteht aus zwei Abschnitten mit unterschiedlichem Innendurchmesser und überwindet eine Höhendifferenz von 85 m. Der erste Teilabschnitt der Druckrohrleitung hat einen Innendurchmesser von 1,8 m, während der zweite Teilabschnitt einen Innendurchmesser von 1,6 m aufweist. Nach Abzug aller Verluste im Triebwasserweg ergibt sich bei einer Ausbauwassermenge von 3,4 m³/s eine Nettofallhöhe von 80,22 m.

Am Ende der Druckrohrleitung befindet sich das Krafthaus, darin ist die gesamte elektromaschinelle Ausrüstung zur Stromerzeugung untergebracht. Die Triebwasserrückgabe an den Pusterwaldbach erfolgt anschließend über einen rechteckigen Freispiegelkanal.

Aufgrund der starken Abflussschwankungen im Jahresverlauf ist der Einsatz von zwei, gleich großen Francisturbinen notwendig. Unter Berücksichtigung der Wirkungsgrade von Turbine, Generator und Transformator kann dabei eine Engpassleistung von 2,25 MW er-

reicht werden. Daraus resultiert aus den mittleren Dauerzahlen der Abflüsse ein Jahresarbeitsvermögen von ca.11,2 Mio. kWh. Die dabei erzeugte elektrische Energie wird direkt in das öffentliche Netz eingespeist.

Um die Durchgängigkeit des Pusterwaldbaches zu gewährleisten wird im Bereich der Wehranlage eine Fischaufstiegshilfe in Form eines naturnahen Beckenpass errichtet.

8 Literaturverzeichnis

- Energie- Control Austria. 2012.** *Ökostrombericht 2012*. Wien : Energie- Control Austria, 2012.
- BMLFUW. 2012.** *Leitfaden zum Bau von Fischaufstiegshilfen*. Wien : Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft, 2012.
- . **2012.** *Österreichischer Wasserkatalog Wasser schützen - Wasser nutzen; Kriterien zur Beurteilung einer nachhaltigen Wasserkraftnutzung - Erlass*. Wien : Ministerium für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft, 2012.
- BMWFJ. 2013.** *Energiestatus Österreich 2013*. Wien : Bundesministerium für Wirtschaft, Familie und Jugend, 2013.
- Busch. 2011.** *Elektrotechnik und Elektronik für Maschinenbauer und Verfahrenstechniker*. 6. Auflage. Wiesbaden : Vieweg u. Teubner, 2011.
- Energie Strategie Österreich. 2009.** <http://www.energiestrategie.at>. [Online] 02. 07 2009. [Zitat vom: 17. 07 2013.] <http://www.energiestrategie.at/daten-fakten>.
- Flegel et al. 2009.** *Elektrotechnik für Maschinenbau und Mechatronik*. 9. Auflage. München : Carl Hanser, 2009.
- Geoportal GIS- Steiermark. 2013.** Digitaler Atlas Steiermark. [Online] 25. 07 2013. [Zitat vom: 25. 07 2013.] <http://gis2.stmk.gv.at/atlas/%28S%28lp4x00nq0lpptryeta2yrl45%29%29/init.aspx?karte=gew&ks=das&cms=da&massstab=800000>.
- Gießbecke & Mosonyi. 2009.** *Wasserkraftanlagen – Planung, Bau und Betrieb*. 5. Auflage. Heidelberg Dordrecht London New York : Springer, 2009.
- Hitzinger. 2013.** www.hitzinger.at. [Online] 2013. [Zitat vom: 08. 08 2013.] <http://www.hitzinger.at/de/46/>.
- Hobas. 2013.** <http://www.hobas.de>. [Online] 2013. [Zitat vom: 02. 08 2013.] <http://www.hobas.de/produkte/druckrohrsysteme-cc/druckrohre/standard.html>.
- Jirka & Lang. 2009.** *Einführung in die Gerinnehydraulik*. Karlsruhe : Universitätsverlag Karlsruhe, 2009.
- Jungwirth & Pelikan . 1989.** *Zur Problematik von Fischaufstiegshilfen*. Wien : Österreichische Wasserwirtschaft, 1989. 41(3/4).
- Knauss. 1983.** *Wirbelbildung an Einlaufbauwerken- Luft und Dralleintrag*. [Hrsg.] DVWK. Hamburg, Berlin : Paul Parey, 1983. Bd. 63.

- Meusburger. 2002.** *Energieverluste an Einlaufrechen von Flusskraftwerken.* [Hrsg.] H.-E. Minor. Zürich : ETH, 2002.
- Ortmanns. 2006.** *Entsander von Wasserkraftanlagen.* Zürich : ETH, 2006. Dissertation ETH Nr.:16324.
- Patt. 2001.** *Hochwasser- Handbuch Auswirkungen und Schutz.* Berlin, Heidelberg : Springer, 2001.
- Penche et al. 2004.** *Handbuch zur Planung und Errichtung von Kleinwasserkraftanlagen.* [Übers.] Bernhard Pelikan. 1. Brüssel : European Small Hydropower Association, 2004.
- QZV Ökologie OG. 2010.** 99. *Verordnung des Bundesministers für Land- und Forstwirtschaft, Umwelt und Wasserwirtschaft über die Festlegung des ökologischen Zustandes für Oberflächengewässer.* Wien : s.n., 29. 03 2010.
- Sigloch. 2006.** *Strömungsmaschinen Grundlagen und Anwendungen.* München : Hanser, 2006.
- Spring. 2009.** *Elektrische Maschinen.* 3. Auflage. Berlin- Heidelberg : Springer, 2009.
- Strobel & Zunic. 2006.** *Wasserbau Aktuelle Grundlagen- Neue Entwicklungen.* Berlin- Heidelberg : Springer, 2006.
- Vischer & Huber. 2002.** *Wasserbau Hydrologische Grundlagen, Elemente des Wasserbaus, Nutz- und Schutzbauten an Binnengewässer.* 6. Auflage. Berlin- Heidelberg : Springer, 2002.
- Zanke H. 1993.** Zur Berechnung von Strömungswiderstandsbeiwerten. *Wasser und Boden.* 1993, Bd. H 1.
- Zanke. 2013.** *Hydraulik für den Wasserbau.* 3. Auflage. Berlin Heidelberg : Springer Vieweg, 2013.
- Zitek et al. 2007.** *Ein ökologisch- strategischer Leitfaden zur Wiederherstellung der Durchgängigkeit von Fließgewässern für die Fischfauna in Österreich.* Wien : Lebensmittelministerium und Land Niederösterreich, 2007. AP5 des MIRR- Projektes.
- Zvonimir et al. 2010.** *Kleinwasserkraftwerke in Europa: Handbuch der erforderlichen Verwaltungsverfahren.* Zagreb : Smart, 2010.