

DIPLOMARBEIT
Master Thesis

**Studie über Flusskraftwerke mit Fokus auf bewegliche
Wehrkraftwerke.**

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades
eines Diplom-Ingenieurs

unter der Leitung von

Ao.Univ.Prof.-Dipl.-Ing. Dr.techn. Reinhard Prenner

E 222

Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie

eingereicht an der Technischen Universität Wien
Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Hristiyana Marinova
1429823

w.v "Pobeda" 13/70
0659 Cherven bryag

Danksagung

Ich bedanke mich vor allem bei meinen Eltern dafür, dass sie mich immer unterstützt und mir auf allen möglichen Weisen geholfen haben.

Ich bedanke mich auch bei allen meinen Freunden für die am meisten motivierende Aufforderung mein Studium abzuschließen.

Ich bedanke mich besonders bei allen meinen schon ehemaligen Studienkollegen und guten Freunden dafür, dass sie mir während des ganzen Studiums geholfen haben.

Ich bedanke mich bei allen meinen Lehrern, die mich während meines ganzen Studiums unterweist und gelehrt haben.

Ich bedanke mich speziell bei Herrn Prof. Dr.-Ing. Dimitar Kisliakov, der mir an der Universität für Architektur, Bauingenieurwesen und Geodäsie in Sofia bei der Erarbeitung der Diplomarbeit netterweise geholfen hat.

Zuletzt, aber gar nicht an letzter Stelle gilt mein größter und herzlichster Dank Herrn Ao.Univ.Prof.-Dipl.-Ing. Dr.techn. Reinhard Prenner. Ich danke ihm für die engagierte Betreuung während der Erarbeitung und Verfassung dieser Diplomarbeit.

Kurzfassung

Die Flusskraftwerke sind Wasserkraftanlagen mit niedrigen Fallhöhen, deren Krafthäuser sich im Flussbett oder in der benachbarten Flussaue befinden. Daher stellen diese Krafthäuser komplizierte und kostenintensive Bauwerke dar. Aus diesem Grund besteht das Bestreben, das konstruktive Konzept dieser Kraftwerke soweit wie möglich zu vereinfachen. Ein Beispiel für die Verwirklichung der Arbeiten in diese Richtung ist das s.g. bewegliche Wehrkraftwerk. Die Problematik, Ziele, Vorteile etc. dieser Entwicklung sind in vielen Fachquellen vorgestellt. Deshalb ist das Ziel der vorliegenden Arbeit, anhand einer umfangreichen Literaturstudie der theoretischen Abhandlungen zum Thema und der beschriebenen Fallstudien eine fachliche und zusammenfassende Beschreibung dieses Kraftwerktypes vorzustellen.

Diese Arbeit vermittelt eine kurze, aber möglichst klare Information über die Flusskraftwerke im Allgemeinen. Ein Überblick der Besonderheiten der Flusskraftwerke ist vorgestellt: Arten, Verwendung, konzeptuelle und betriebliche Besonderheiten und Probleme. Anschließend wird die Aufmerksamkeit der Studie konkret auf die Vorstellung der s.g. beweglichen Flusskraftwerke gerichtet, und zwar: allgemeine Information, Idee, Typen, Anforderungen und Vorteile, Bemessungsgrundlagen. Es wird ein Vergleich mit einer konventionellen Wasserkraftanlage durchgeführt, um daraus über die Vorteile dieser neueren Entwicklung schließen zu können. Ein wichtiges Kapitel ist der maschinentechnischen Ausrüstung dieser Anlagen gewidmet. Schlussendlich werden schon ausgeführte Anlagen in Deutschland und in der Schweiz vorgestellt, mit einer Betonung auf ihrer Besonderheiten während der Planung und der Baudurchführung. Zum Zwecke der besseren Vorstellung des technischen Konzeptes sowie zur besseren Orientierung über die Anwendungsmöglichkeiten sind absichtlich viele Fotos und Tabellen dem Text und den rechnerischen Beziehungen hinzugefügt.

Als Ergebnis sollte die vorliegende Arbeit als eine zusammenfassende Vorstellung dieses relativ neuen technischen Konzeptes und gleichzeitig als ein Nachschlagwerk für vorläufige Betrachtungen und Studien zum Thema dienen.

Abstract

The river power stations are hydroelectric power plants with low working heads. A special example of this type of hydropower plants is the so-called moveable water power station. The problems, goals, advantages, etc., of these installations are already explained in some sources. Therefore, the aim of this work is not to develop new solutions or theories, but to survey the existing literature and commercial sources and to summarize the results in a comprehensive presentation for applied purposes.

The present work provides a brief but as far as possible clear information about the river power plants. An overview of the river power plants is presented with respect to the following aspects: types, range of application, their technical and operational features and problems. Subsequently, the study is focused at the mobile power plants providing general information, idea, types, requirements and advantages. A comparison is made with a conventional hydroelectric power plant in order to derive the main advantages of the new concept. An important chapter is dedicated to the equipment-related issues of these facilities. At the end, already built power plants of this type executed plants in Germany, as well as in Switzerland are presented with an emphasis on some specific features of their design and construction. The lots of photos and tables in the text should help the better presentation and understanding of both the technical concept and the implementation possibilities of this type of hydropower plants.

As a final result, this thesis should serve as summarizing presentation of this relatively new technical concept and at the same time as a kind of manual for preliminary studies on such implementation projects.

Inhaltsverzeichnis

1. Einleitung	7
1.1. Allgemeines von Flusskraftwerken.....	7
1.1.1. Bewegliches Flusskraftwerk.....	9
2. Typen von Flusskraftwerken	11
2.1. Anordnung im Fluss.....	11
2.1.1. Blockbauweise, -Buchtenkraftwerk.....	11
2.1.2. Zweiseitiges Kraftwerk.....	12
2.1.3. Inselkraftwerk.....	13
2.1.4. Pfeilerkraftwerk.....	13
2.1.5. Überströmbares Kraftwerk.....	14
2.2. Planung und Gestaltung von Flusskraftwerken.....	15
2.2.1. Das Kraftwerk.....	15
2.2.2. Fischwanderhilfen.....	17
2.2.2.1. Fischaufstiegshilfen.....	18
2.2.2.2. Fischabstiegshilfen.....	18
2.2.3. Geschiebetransport.....	19
3. Bewegliche Flusskraftwerke	21
3.1. Definition und allgemeine Information.....	21
3.2. Idee.....	23
3.3. Anforderungen.....	23
3.4. Hydraulische Bemessung.....	23
3.4.1. Abfluss über die Wehrklappe.....	24
3.4.2. Durchfluss durch die Turbine.....	24
3.4.3. Wasserstand am Saugrohrende.....	25
3.4.4. Abfluss über dem KW - Modul.....	26
3.4.5. Durchfluss unter dem KW - Modul.....	27
3.4.6. Bruttofallhöhe.....	27
3.4.7. Nettofallhöhe.....	28
3.5. Weitere Lösungen.....	28
3.5.1. HYDROMATRIX® - Technologie.....	29
3.5.2. StrafloMatrix™ - Technologie.....	34
3.5.3. StreamDiver – Turbine.....	36
3.6. Vergleich mit einer konventionellen Wasserkraftanlage und Vorteile der beweglichen Flusskraftwerke.....	37
3.6.1. Kostenvergleich.....	37
3.6.1.1. Allgemeine Information.....	37
3.6.1.2. Vergleich des Baus eines beweglichen Krafthauses mit den fertig gestellten konventionellen Wasserkraftanlage.....	38
3.6.1.3. Vergleich der gesamten Herstellungskosten.....	38
3.6.1.3.1. Baukostenvergleich.....	38

3.6.1.3.2.Kostenvergleich der technischen Ausrüstung.....	40
3.6.1.3.3.Planungskostenvergleich.....	41
3.6.2.Vergleich des Jashrestrages.....	42
3.6.3.Kostenreduktion und Wirtschaftlichkeit.....	42
3.6.4.Erhöhte Energieausbeute.....	43
3.6.5.Ökologie.....	44
4.Auswahl der erforderlichen	
Ausrüstung.....	45
4.1.Auswahl der Turbinen.....	45
4.1.1.Allgemeines.....	45
4.1.2.Einsatzbereiche.....	45
4.1.3.Konstruktionsgrenzen.....	45
4.1.4.Umweltrelevante Randparameter.....	46
4.1.4.1.Anordnung.....	46
4.1.4.2.Einfügen in das Landschaftsbild.....	46
4.1.4.3.Fischschutz.....	46
4.1.4.4.Hochwasserschutz /-entlastung.....	47
4.1.4.5.Emissionen.....	47
4.1.4.6.Hoher Umsatzgrad der verfügbaren Rohenergie.....	47
4.1.4.7.Sedimenttransport.....	48
4.1.5.Hydraulische Randparameter.....	49
4.1.5.1.Spezifische Turbinenkenndaten von Kaplan turbinen.....	50
4.1.6.Festelegung der vereinheitlichten Randparameter.....	51
4.1.6.1.Anströmgeschwindigkeit.....	51
4.1.6.2.Gefällebreich.....	51
4.1.6.3.Ausbauwassermenge je Anlage.....	51
4.1.6.4.Turbinengrößen.....	51
4.1.7.Netzanschluss.....	52
4.2.Auswahl der Generatoren.....	52
4.2.1.Gegenüberstellung der Antriebsysteme.....	52
4.2.1.1.Riemenübersetzung.....	52
4.2.1.2.Getriebeübersetzung.....	52
4.2.1.3.Direktantrieb.....	52
4.2.2.Gegenüberstellung der Generatortypen.....	53
4.2.2.1.Asynchron generatoren.....	53
4.2.2.2.Syncrongeneratoren.....	53
4.2.2.3.Synchron generatoren mit Permanentmagneten.....	54
4.2.3.Generatorbulbe.....	56
4.2.4.Korrosionsschutz.....	57
4.3.Krafthausdimensionen.....	57
4.4.Technische Ausrüstungsdetails.....	58

4.4.1. Bewegliches Krafthaus.....	58
4.4.2. Hebemechanismus.....	59
4.4.3. Dichtungssystem.....	60
5. Anlagen: geplante und ausgeführte.....	61
5.1. Im Deutschland.....	61
5.1.1. Bad Sulza.....	61
5.1.2. Gengenbach und Offenburg.....	61
5.1.3. Salzach.....	68
5.2. In der Schweiz.....	69
5.2.1. Bellerive.....	69
5.2.2. Burgholz.....	71
5.2.3. Thurfeld.....	71
6. Zusammenfassung.....	72
7. Literatur und verwendete Unterlagen.....	73

1. Einleitung

1.1. Allgemeines über Flusskraftwerke

Wasserkraftwerke können nach verschiedenen Punkten eingeteilt werden. Bezüglich der Fallhöhe werden sie gegliedert als:

- Hochdruckanlagen ($H > 50\text{m}$)
- Mitteldruckanlagen ($15 < H < 50\text{m}$)
- Niederdruckanlagen ($H < 15\text{m}$)

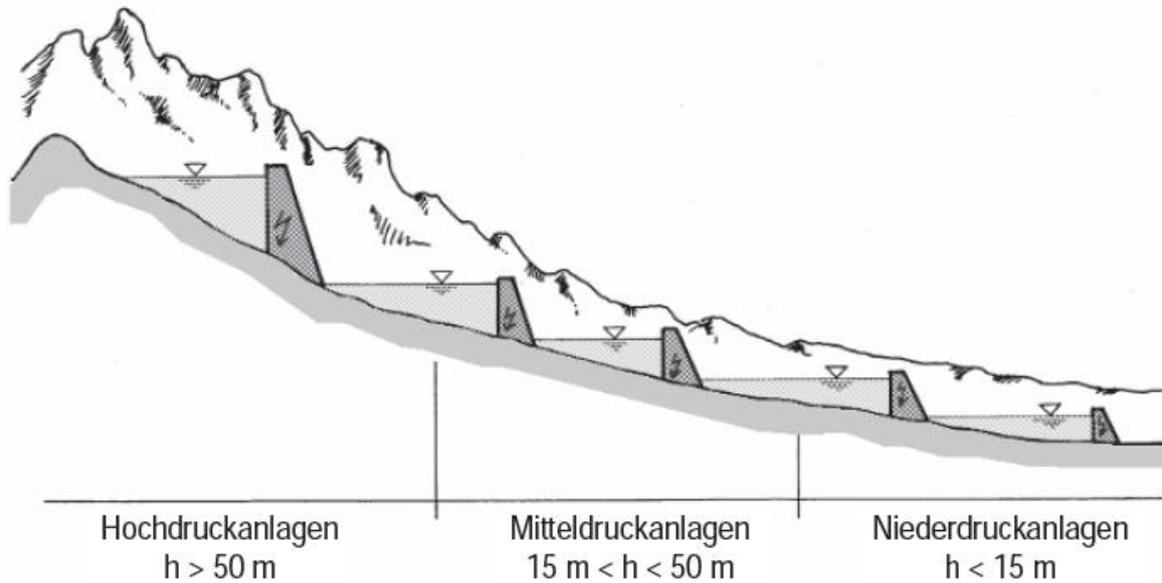


Abb 1.1.1: Einteilung der Wasserkraftwerke nach der Fallhöhe (Quelle: Strobl 2006, S.309)

Hochdruckanlagen sind Talsperrenkraftwerke, Ausleitungskraftwerke und Pumpspeicherkraftwerke. Die Niederdruckanlagen bezeichnet man als Laufwasserkraftwerke, die nach Flusskraftwerken und Ausleitungskraftwerken eingeteilt werden. Die Verteilung ist auf der nächsten Tabelle (1.1.1) dargestellt.

Entwurfsbasis	Niederdruckanlagen $h_f < 15 \text{ m}$	Mitteldruckanlagen $h_f = 15-50 \text{ m}$	Hochdruckanlagen $h_f > 50 \text{ m}$
1. topografische Lage	Flachland (Hügelland)	Mittelgebirge	Mittel-/Hochgebirge
2. Baugrund	vorwiegend Lockergestein	Felsgestein	Felsgestein
3. Stauhaltung	feste und bewegliche Wehre	Talsperren (Dämme oder Staumauern)	Talsperren (Dämme oder Staumauern)
4. Triebwasserführung	Fluss-/Ausleitungskraftwerke	Ausleitungskraftwerke, seltener Flusskraftwerke	Ausleitungskraftwerke oder Kraftwerke mit Triebwasserstollen
5. Wesentliche Bauelemente	Einlauf - Maschinenhaus - Auslauf	Einlauf - Druckrohrleitung/-stollen - Maschinenhaus - Auslauf	Einlauf - Druckstollen - Wasserschloss - Druckrohrleitung - Maschinenhaus - Auslauf
6. Hydraulische Maschinen	Kaplan-/Propeller-/Rohr-/Francis-Turbinen	Francis-/Kaplan-/Propeller-Turbinen	Francis-/Pelton-Turbinen
	bei gleicher Maschinenleistung:		
	Einheiten großer Abmessungen vertikale oder horizontale Wellenanordnung (geneigt bei Rohr- und teilweise Propellerturbinen)	Einheiten mittlerer Abmessungen vertikale oder horizontale Wellenanordnung	Einheiten kleiner Abmessungen vertikale oder horizontale Wellenanordnung
7. Generatoren/ Hydrogeneratoren	Generatoren mit großer Polzahl	Generatoren normaler Bauart	Generatoren normaler Bauart
	Generator unmittelbar gekuppelt/mit Getriebe		
8. Ausmaß der Speicherung	Laufkraftwerke oder Tagesspeicherung	Tages- oder Wochenspeicherung	Tages- bis Überjahresspeicherung
9. Vorwiegende Energieerzeugung	schwankend, u. U. unterbrochen	kleinere Schwankungen, stetig	in Anpassung an den Bedarf
10. Lastbereich im Verbundbetrieb	Grundlastkraftwerk im Verbundbetrieb	Grundlastkraftwerk im Verbundbetrieb	Grund-/Mittel-/Spitzenkraftwerk

Tab.1. 1.1: Klassifizierung der Wasserkraftanlagen nach wesentlichen Merkmalen (Quelle: J. Giesecke, E. Mosonyi 2009, S.100)

Als Niederdruckanlagen bezeichnet man Laufwasserkraftwerke mit Fallhöhen grundsätzlich kleiner als 15 m. Sie werden im Flussmittel- und unterlauf aufgebaut und ihre Durchflüsse sind höher als die der Mitteldruck- oder Hochdruckanlagen. Bei diesen Kraftwerken werden Propeller-, Kaplan-, Rohr-, Francis-, Straflo-, und Durchströmturbinen eingesetzt. Aber aufgrund der Veränderung der Fallhöhen und Abflüsse werden am häufigsten die Kaplan-turbinen in ihren unterschiedlichen Bauweisen als doppelgeregelt Turbinen verwendet. Wie oben erwähnt wurde, unterscheidet man Fluss- und Ausleitungskraftwerke in der Gruppe der Niederdruckanlagen. Das Thema dieser Arbeit stellen insbesondere die überströmbaren beweglichen Kraftwerke als spezielle Entwicklung der Flusskraftwerke dar.

Als Flusskraftwerke bezeichnet man Wasserkraftwerke mit niedrigen Fallhöhen, sehr passend sind Flüsse mit relativ kleineren Gefällen- ungefähr 2‰. Die Flusskraftwerke werden direkt im Flussbett oder in der Flussaue gebaut. Es gibt zwei wesentliche Teile dieser Anlagen: das Wehr und das Krafthaus, und sie werden nebeneinander angeordnet (Abb.2.3). Das Wehr kommt zur Oberwasserhaltung, zur sicheren Hochwasserführung sowie zur regelmässigen Geschiebeabfuhrung in den Unterwasserbereich zum Einsatz. Das Krafthaus dient der Energieerzeugung, und seine wichtigste Besonderheit in diesem Fall ist es, dass es gleichzeitig auch als Absperrbauwerk dient. Diese Besonderheit des Krafthauses wird auch im Falle eines Ausleitungskraftwerkes als Niederdruckanlage vertreten, wenn das Krafthaus am Ende des Triebwasserkanals zwischen ihm und dem Unterwasserkanal angeordnet ist.

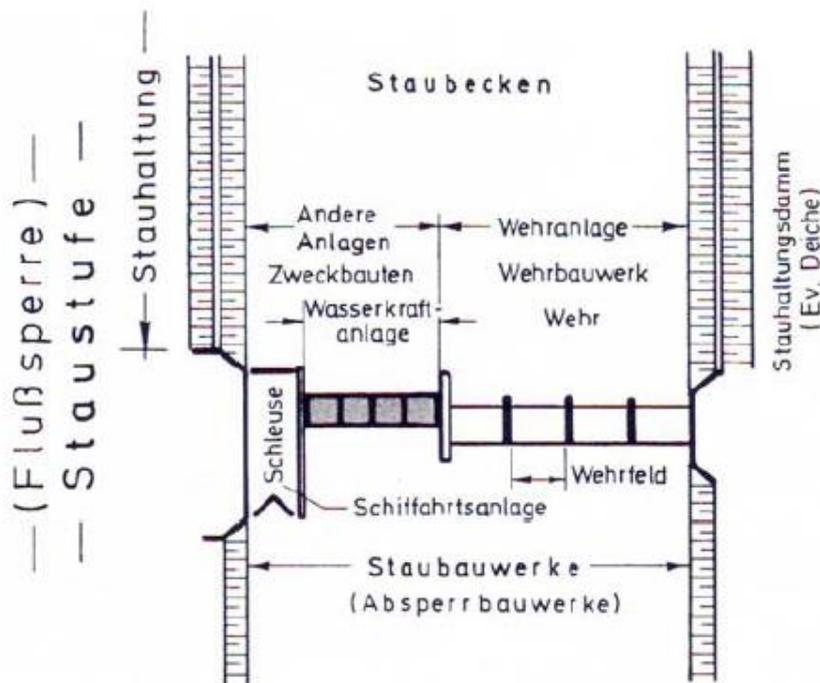


Abb 1.1.2: Schematische Darstellung einer Staustufe (Quelle:Blind 1987)



Abb 1.1.3: Das Flusskraftwerk (Quelle:Wasserbau FS 10)

1.1.1.Bewegliches Flusskraftwerk

Das bewegliche Flusskraftwerk stellt einen schwenkbaren Stahlkasten dar, mit Kaplan-Turbine, die doppelt reguliert ist. Die Nutzfallhöhe reicht ungefähr 6m.

Die Idee dieses Kraftwerkes ist, sowohl ökologisch annehmbar, als auch wirtschaftlich zu sein. Jedoch bedeutet das nicht, dass große Veränderungen in der Natur durchgeführt, bzw die Kosten verringert werden. Das Konzept stellt eine neue Entwicklung dar im Sinne, dass das Krafthaus sowohl überströmbar als auch unterströmbar sein kann. Das bedeutet, dass

die Fische, Geschiebe etc. problemlos über und unter das Krafthaus hinunter durchkommen können. Diese Anlage kann als innovativ bezeichnet werden, weil das Krafthaus mobil ist und seine Neigungen dabei wechseln kann und leicht ohne Ausleitungsabstände integriert werden kann.

Das Fazit dieser innovativer Entscheidung ist, dass viele verschiedene Vorteile vorhanden sind. Sie sind mit der ökologischen Verträglichkeit, der Wirtschaftlichkeit usw. verbunden. Die wichtigsten dieser Punkte sind wie folgt aufgezählt. Diese Anlagen:

→verbessern den Abflussquerschnitt

→gewährleisten eine natürliche und leichte Durchgängigkeit, die den Geschiebemengen und den lebenden Wesen eine freie Bewegung erlaubt.

→erhöhen die Wirkungsgradwerte

→erhöhen dadurch die Energieerzeugung

→sparen Kosten und natürlich Zeit, und auf diese Weise senken das Baurisiko.

2. Typen von Flusskraftwerken

2.1. Anordnung im Fluss

Es wird einige Flusskraftwerkstypen, die man nach der Anordnung vom Kraftwerk und der Wehranlage unterscheidet:

- a) Blockbauweise, -Buchtenkraftwerk
- b) Zweiseitiges (Zweiteiliges) Kraftwerk
- c) Inselkraftwerk
- d) Pfeilerkraftwerk
- e) Überströmbares Kraftwerk

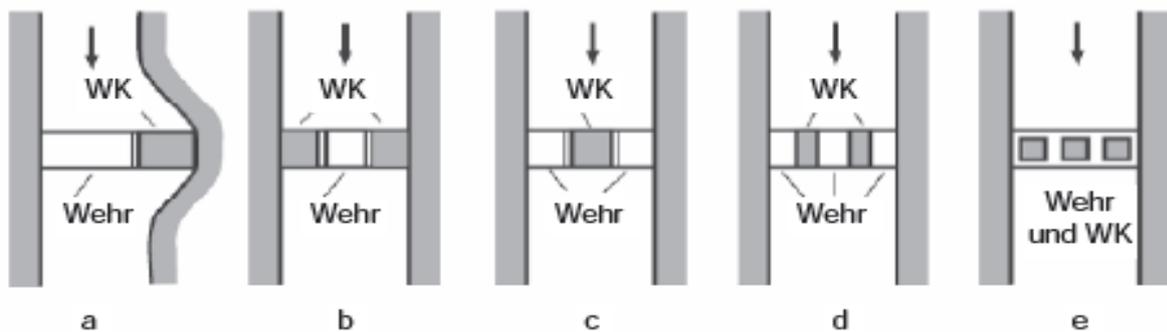


Abb 2.1.1: Anordnung von Wasserkraftanlagen im Fluss (Quelle: Strobl 2006)

2.1.1. Blockbauweise

Wie oben schon erwähnt wurde, bestehen die Flusskraftwerke grundsätzlich aus einem Wehr und einem Krafthaus (oder zwei Krafthäuser). Bei Staustufen an befahrbaren Flüssen kann auch eine Schiffsschleuse mit einer oder zwei Kammern angeordnet sein. Bei der Blockbauweise werden das Wehr und das Krafthaus als getrennte Baukörper (Blöcke) gebaut, und sie werden in einer Achse angeordnet (Abb 2.2.2). Das Krafthaus kann mit stehender (Kaplanturbinen) oder liegender Welle (Rohrturbinen) der Maschinensätze errichtet werden, und somit stellt das Krafthaus ein Baublock dar. Diese Bauweise wird aus betrieblichen und wirtschaftlichen Gründen am häufigsten verwendet. Die erwähnten einzelnen Baublöcke werden mit Hilfe von Trennpfeilern voneinander getrennt.

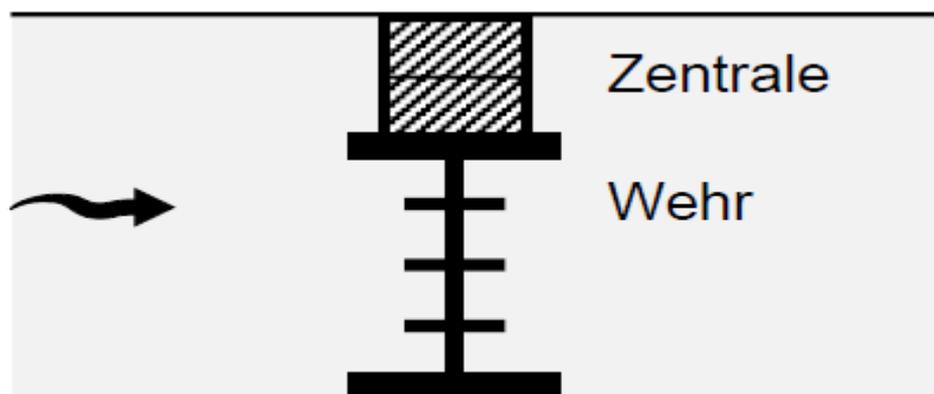


Abb 2.1.1.2: Blockbauweise (Quelle: Wasserbau FS 10)

➤ Das Buchtenkraftwerk

Dieser Bautyp stellt eine Form der Blockbauweise dar. Spezifisch hier ist, dass das Krafthaus in einer künstlichen Bucht, d.h. in einer Aufweitung seitlich des Flusses, errichtet wird. Das Kraftwerk muss auf der geschleebefreien Außenseite einer Krümmung des Flusses gelegt werden. Im Unterschied zu der Blockbauweise ist es hier eine Verbreiterung des Querschnitts des Flusses erforderlich, um das Hochwasser problemlos, wie im unverbauten Zustand, ableiten zu können. Diese Bauweise wird bevorzugt, wenn die Flussbettbreite nicht für die nebeneinander Anordnung aller Funktionsblöcke ausreichend ist, z.B. wenn man die Leistungsfähigkeit der Wehranlage im Hochwasserfall sichern will. Es gibt einige Arten von Buchtenkraftwerken, die GIESECKE u.a. (2005) aufgrund der Lage des Krafthauses zum Wehr charakterisiert:

- a) Krafthaus in Verlängerung des Wehres
- b) vorspringendes Krafthaus
- c) Kraftwerk flussabwärts verschoben.

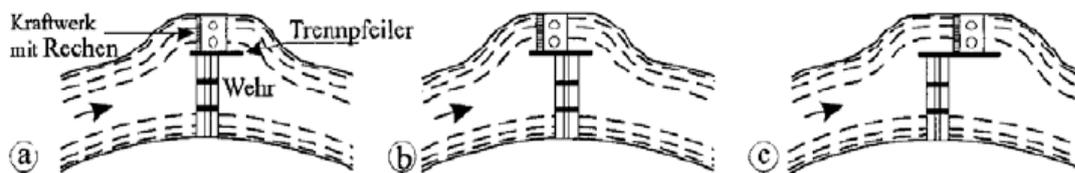


Abb 2.1.1.3: Relative Lage des des Kraftwerks zum Stauwerk (Quelle:GIESECKE ET AL.2005)

Hier auch wie bei der Blockbauweise sind die Trennpfeiler (Länge, Forme, Anordnung) von großer Bedeutung für die Anströmungsverhältnisse des Kraftwerkes.

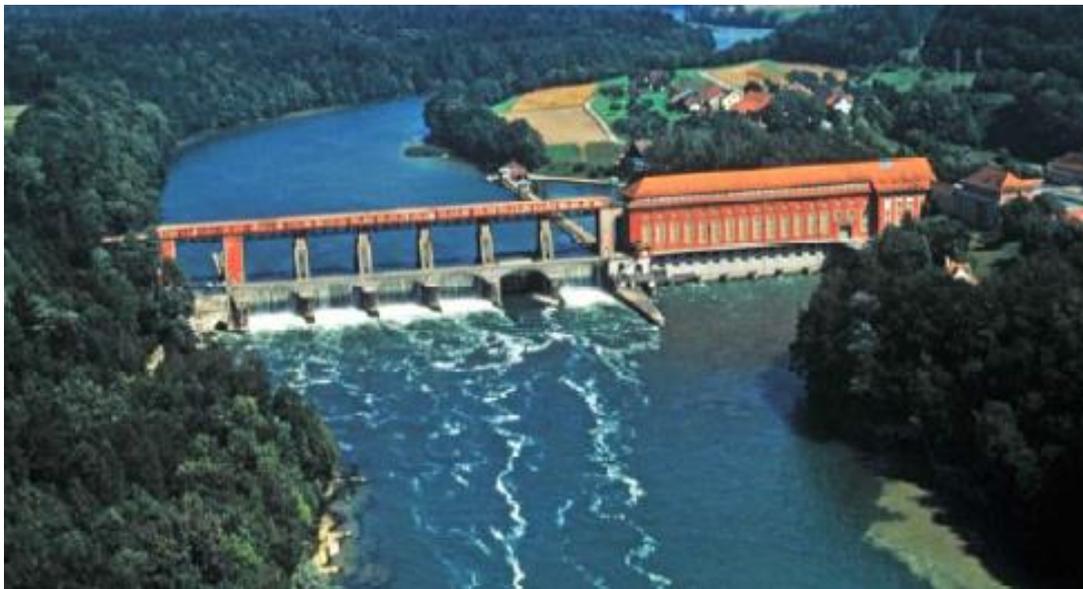


Abb 2.1.1.4: Das Buchtenkraftwerk KW Eglisau/Rhein (Quelle: Wasserbau FS 10)

2.1.2.Zweiseitiges (zweiteiliges) Kraftwerk

Die zweiseitigen Kraftwerke erweisen sich als zweckmäßig z.B. an Grenzflüssen zwischen zwei Ländern. Die Maschninenhallen, bzw. der Betrieb der Kraftwerke und die Energieerzeugung entsprechend sind somit getrennt. Jedes Krafthaus befindet sich am entsprechenden Ufer.

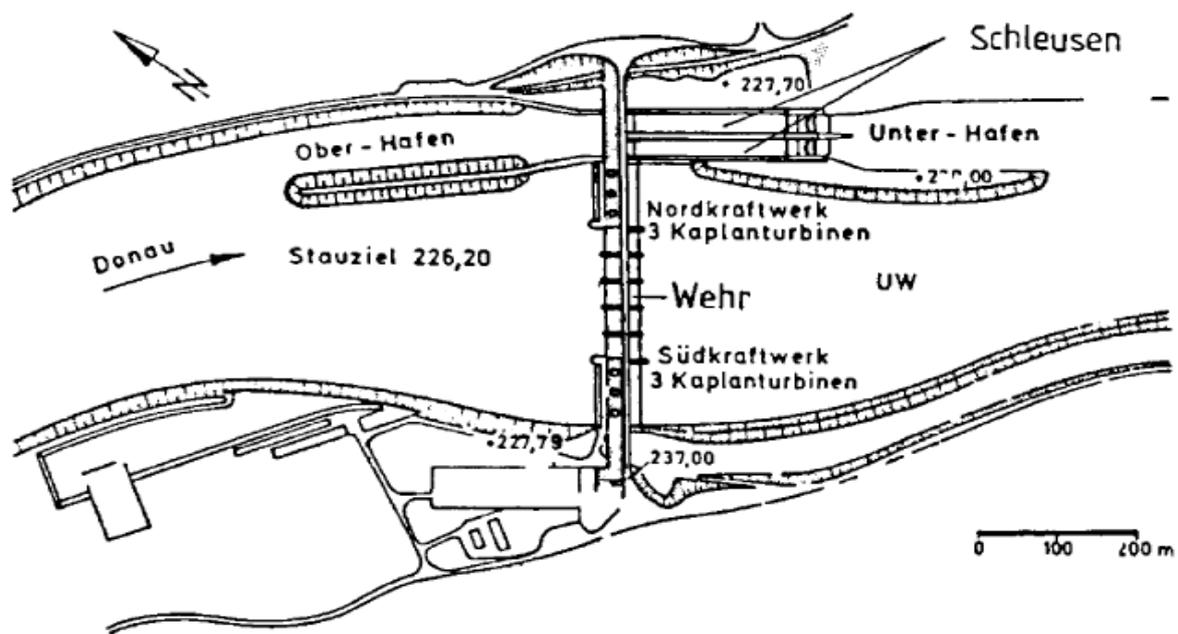


Abb 2.1.2.1: Das zweiteilige Kraftwerk (Quelle: Blind 1987)

2.1.3. Inselkraftwerk

Die Inselkraftwerke werden in der Mitte des Flusses gebaut, aber sie sind passend, wenn eine gute geologische Situation dort vorhanden ist, um die Anlage zu errichten, jedoch ist das selten der Fall. Diese Kraftwerke werden nicht so häufig gebaut, weil die Zugänglichkeit relativ beschränkt ist.

2.1.4. Pfeilerkraftwerk

Noch ein interessanter Bautyp ist das Pfeilerkraftwerk (Abb. 2.1.4.1). Die Pfeiler werden zu den Kraftwerksblöcken vergrößert. In jedem Block wird ein Maschinensatz d.h Turbine und Generator angeordnet. Auf dieser Weise ist nicht der Bau eines Krafthauses notwendig. Diese Anordnung stellt noch einen wichtigen Vorteil dar – das Wehr liegt auf der ganzen Breite des Flusses, und die Geschiebe- und Hochwasserabführung sind leichter sicherzustellen. Aber diese Anordnung – mit dem Maschinensatz in den Pfeilern bietet auch betriebliche Nachteile an. Es gibt innovative Anlagen (z.B Perach), die keine solche Nachteile besitzen. Heutzutage werden die Pfeilerkraftwerke bei günstigen Randbedingungen als geeignete Entscheidungsalternative betrachtet.

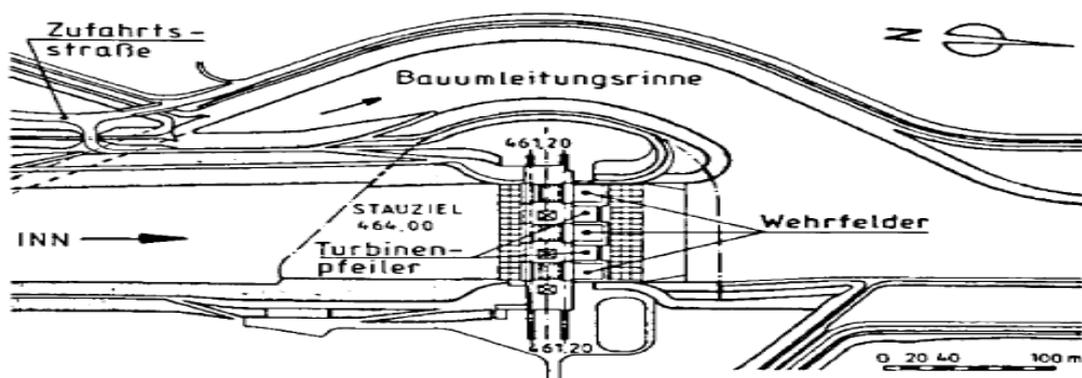


Abb 2.1.4.1: Pfeilerkraftwerk (Quelle: Blind 1987)

2.1.5. Überströmbares Kraftwerk

Das überströmbare Kraftwerk liegt auf der gesamten Breite des Flusses und wird als ein Baukörper, in dem sich die Rohrturbinen, der Überfall (z.B. mit Klappen oder mit Hebewehren) und die Grundablässe befinden. Es wird im äußeren Teil einer Flusskrümmung gebaut. Dieser Bautyp ist nicht geeignet, wenn die Geschiebemengen relativ hoch sind. Im Sinne der Flusskrümmung, bzw. der Anordnung des Kraftwerks ist es sehr wichtig, den Einlauf der Turbinen geschiebefrei zu halten. Deshalb wird das Kraftwerk am konkaven Ufer angeordnet, weil die Geschiebemengen zum konvexen Ufer geführt werden. Bei Hochwasser wird das ganze Bauwerk überströmt, das Wasser fließt über die Anlage hinunter. Diese Bauweise ist vor allem während des zweiten Weltkrieges in Deutschland verbreitet geworden, da die Anlage von der Luft schwierig als solche erkannt werden konnte.

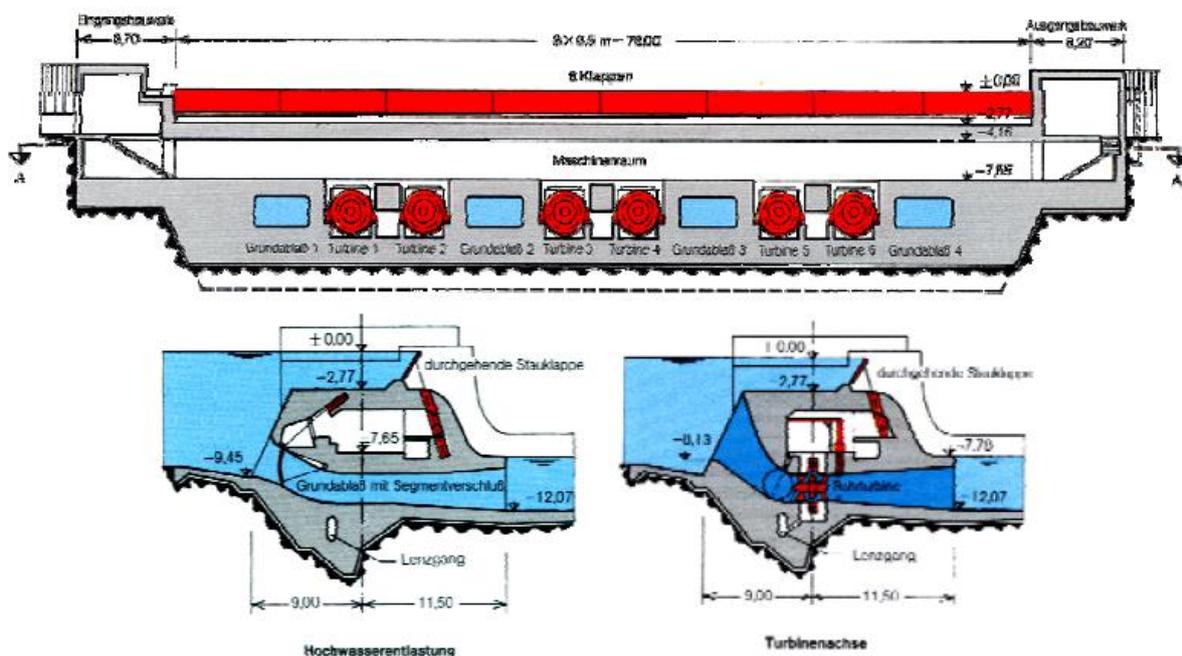


Abb 2.1.5.1: Überströmbares Kraftwerk (Quelle: Wasserbau FS 10)

2.2. Planung und Gestaltung von Flusskraftwerken

2.2.1. Das Kraftwerk

Das Krafthaus kann im Flussbett oder in einer Bucht (Buchtenkraftwerk) angeordnet werden. Es ist nicht von großer Bedeutung, wo das Krafthaus sich befindet, ob auf der linken oder rechten Seite des Flusses. Aber aufgrund der Anordnung des Kraftwerks wird die Drehrichtung der Turbinen angepasst. Wenn das Krafthaus am linken Ufer des Flusses gebaut ist, müssen die Turbinen im Uhrzeigersinn drehen. Wenn das Kraftwerk am rechten Ufer gebaut wird, ist die umgekehrte Drehrichtung (Linksdrehrichtung) einzusetzen. Im Sinne der Drehrichtung fließt das Wasser zur Flussmitte und nicht zum Ufer, und das vergrößert die natürliche Wirbelbildung. Das Kraftwerk kann auch in der Flussmitte (Inselkraftwerk) angeordnet sein. Das ist von den topografischen und Baugrundverhältnissen abhängig.

Entscheidend sind die Maschinensätze mit den Turbinen (Anzahl und Größe) und den Generatoren für die Bemessung des Krafthauses. Von größter Bedeutung ist auch die räumliche Anordnung des Maschinensatzes, d.h. ob er mit vertikaler oder liegender Welle

ist. Der Einlauf der Turbine wird am häufigsten als ein Rechteck geformt. Vor dem Einlauf wird ein Rechen errichtet und Notverschluss eingebaut. Der Auslauf der Turbine wird vom Saugschlauch bestimmt. Im Unterschied zu der vertikalen Anordnung kann der Saugschlauch bei der Rohrturbine auch ansteigend sein im Vergleich zu der Ebene ihrer Achse. Bei vertikaler Anordnung der Turbinen ist er gekrümmt. Am Ende des Saugschlauchs ist es eine Notverschlussebene erforderlich. Sie kann aus einzelnen Elementen errichtet werden.

Es gibt zwei Möglichkeiten, das Maschinenhaus zu bauen: als konventionelle - oder Flachbauweise. Die konventionelle Bauweise erlaubt ständige Reparaturmöglichkeiten in einem verdeckten Raum. Der Hauptkran wird in der Maschinenhalle angeordnet, um für jede Turbine im Bereitschaft zu sein. Diese Bauweise bietet den Nachteil an, dass die Oberkante des Maschinenhauses über dem Stauziel im Oberwasser angeordnet ist. Bei der Flachbauweise passt der äußere Umriss des Krafthauses besser in die Umgebung an. Für die Montageaktivitäten werden Montageöffnung in der Nähe der Kraftwerksblöcke vorgesehen, oder bei der Montage der einzelnen Blöcke wird ein Hilfskran eingesetzt.

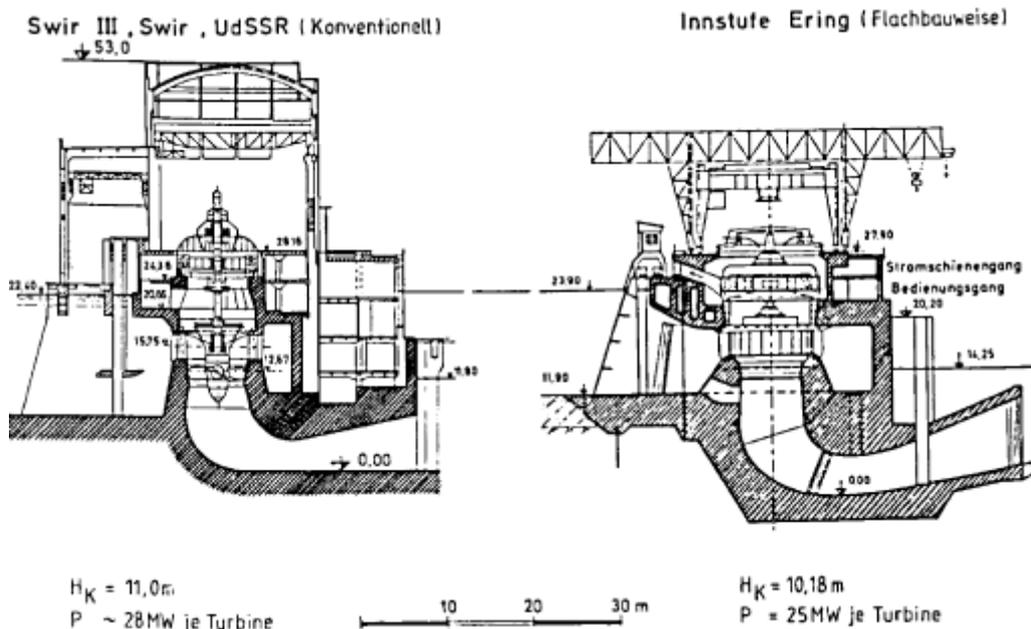


Abb 2.2.1.1: Krafthaus - Querschnitte (Quelle: Blind 1987)

Die Anzahl der Maschinensätze ist auch ein wesentlicher Punkt bei die Erstellung eines Leistungsplanes. Es gibt noch einie wichtige Parameter, die BLIND 1987 unterscheidet:

- a) Stauziel
- b) Abflussdauerlinie
- c) Wasserstandsdauerlinie
- d) Ausbauwassermenge
- e) Wirkungsgradverlauf für eine Turbine

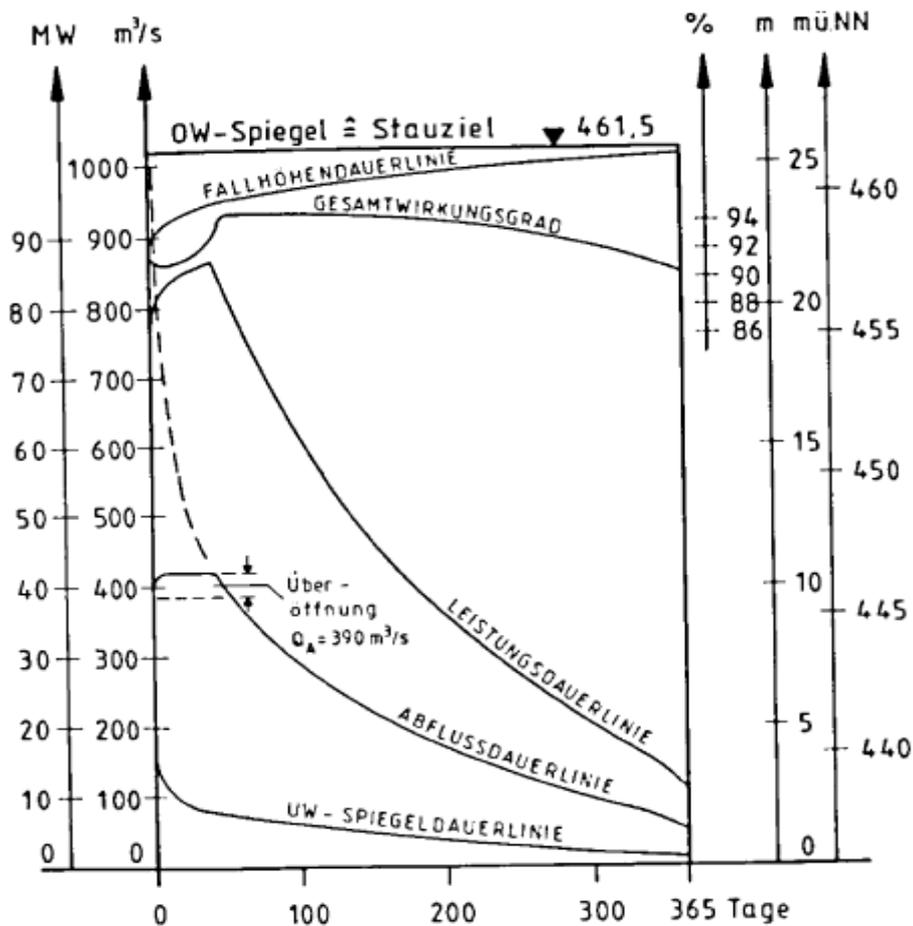


Abb 2.2.1.2: Leistungsplan einer Niederdruckanlage (Quelle: Blind 1987)

Die Unterschied zwischen dem Stauziel und der Wasserstandsdauerlinie im Unterwasser führt bis zur Nettofallhöhendauerlinie. Deshalb werden die verschiedene Verlustkomponenten (Eintritts-, Austritts-, Rechenverluste usw.) so genau wie möglich ermittelt und entsprechend abgezogen.

Die Anordnung und Anzahl der Turbinen sind sehr wichtig für die Gestaltung und Konstruktion des Krafthauses. Die Anzahl wird durch die Wirkungsrad- und Abflusscharakteristik bezeichnet. Für die Anordnung werden zwei Turbinenmöglichkeiten verglichen. Bei der Kaplan turbine mit stehender Welle stammt aufgrund der Form des Saugschlauches, bzw. beim gekrümmten Saugschlauch, eine bestimmte Gründungstiefe. Im Sinne des Betriebs sind bei veränderlichen Durchfluss und Fallhöhe die doppelgeregelt die Kaplan turbinen am besten geeignet, auch der Generator kann problemlos angebracht werden und es gibt keine Hindernisse, die mit seiner Kühlung verbunden sind.

Die zweite Möglichkeit ist ein Krafthaus mit Rohrturbine. Grundsätzlich ist auch diese Turbine doppelt geregelt, d.h. sie stellt auch eine Kaplan turbine dar. Im Vergleich zu der vertikalachsigen Kaplan turbine aber sind die Abmessungen für Länge, Breite und Gründungstiefe des Krafthauses günstiger. Der Wirkungsgrad ist vergleichbar mit dem einer klassischen Kaplan turbine. Diese Turbine bietet einige Nachteile an. Der Generator muss vor der Turbine, im Bereich der Anstömung angeordnet werden. Infolgedessen ist der Platz für den Generator relativ gering. Deshalb entstehen verschiedene Probleme, die mit der Instandhaltung, Kühlung, Lüftung und Dichtung sowie mit seiner Wartung im Allgemeinen verbunden sind.

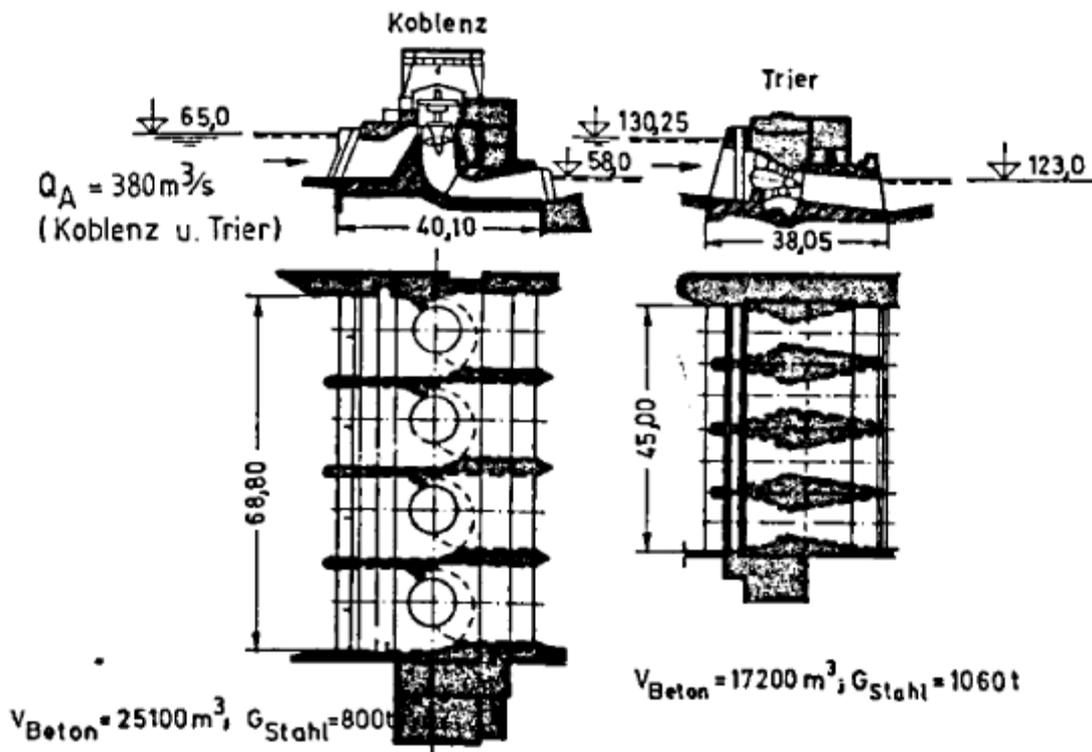


Abb 2.2.1.3: Vergleich der Krafthäuser mit Kaplan- und Rohrturbine (Quelle: Blind 1987)

2.2.2. Fischwanderhilfen

Die Wehranlagen zerstören das natürliche Zustand des Gewässers im Sinne von biologischer und hydraulischer Kontinuität, und somit auch die Wandermöglichkeiten der Fische. Das Ziel der Fischwanderungshilfen ist es, ein guter ökologischer Zustand des Gewässers zu gewährleisten, d.h die Durchgängigkeit nachzubessern und sie eventuell wieder herzustellen. Die Durchgängigkeit ist nicht nur flussaufwärts, sondern auch flussabwärts erforderlich, weil die Sterblichkeit der Fische, die durch die Turbinen zu schwimmen versuchen, relativ hoch ist. Sie muss für alle Fische, aber auch für die anderen Lebewesen im Fluss (d.h. verschiedene Schnecken, Muscheln, Larven), für alle Wasserorganismen im Allgemeinen gesichert werden. Man unterscheidet Fischaufstiegs- und Fischabstiegsanlagen. Es gibt verschiedene Beispiele für Fischaufstiegsanlagen: Fischrampen, Pässe, Umgehungsgerinne etc. Für die Fischabstiegsanlagen gibt es unterschiedliche technische Lösungen, manche von ihnen sind immer noch in Entwicklung.

2.2.2.1. Fischaufstiegshilfen

Die Fischaufstiegsanlagen werden als feste Gerinnebauwerke mit einer Breite von 0,75 bis 1,50m errichtet, damit die Fische verschiedene Hindernisse bis 30cm Höhe flussaufwärts überwinden können. Heutzutage werden diese Anlagen als Umleitungsrinnen gebaut, die eine dauerhafte Wasserströmung ermöglichen, und somit sichern sie die Wanderung entlang des Flusses für alle Wasserorganismen. Der Zugang unterwasserseits muss in der Nähe der Wehranlage angeordnet werden und eine Lockströmung gewährleisten. Grundsätzlich unterscheidet man naturnahe Lösungen wie z.B. verschiedene Steinrampen und die genannten Umgehungsgerinnen und s.g. technische Fischaufstiegsanlagen, zu denen vor allem die Beckenpässe unterschiedlicher Ausführung gehören.



Abb 2.2.2.1.1: Fischpass an Wasserkraftwerk Rheinfeld/Rhein (Quelle: Strobl 2006)

2.2.2.2. Fischabstiegshilfen

Nicht alle Anlagen sind für die stromabwärts Wanderung der Fische passend. Häufig können die Fische nicht den Einlauf der Anlage finden und das ist ein wesentliches Problem, eher als die Gestaltung des Umgehungsgewässers. Wenn die Fische nicht den oberströmigen Zugang finden können, wählen sie häufiger gewagte Wege orientiert nach der Hauptströmung, wie zum Beispiel über die Wehre (im Hochwasserfall) oder durch die Turbinen, was zu ihrer erhöhten Sterblichkeit führt. Deshalb wurden viele Schutzanlagen entwickelt zur Vermeidung dieser Mortalitätsprobleme. Es wurden verschiedene Möglichkeiten untersucht: fischfreundliche Turbine zu entwickeln oder die Turbinen abzuschalten um die Fische über das Wehr abzuleiten, die universale Lösung dabei bleibt der Fischpass. Diese Fischabstiegsanlagen besitzen verschiedene Komponenten: Einlaufbauwerk, Leiteinrichtungen und Sammelanlage, mit deren Hilfe die Fische umgeleitet werden. Manchmal werden abweisende Barrieren genutzt um den Zugang in der Nähe der Turbinen zu vermeiden.

Auf dem nächsten Bild ist ein Fischpass, der in beiden Richtungen passierbar ist, dargestellt. Der Bypass umfasst ein natürliches Umgehungsgerinne und Beobachtungseinrichtungen. Bei dieser Anlage werden auch Leit- und Sammeleinrichtungen, die die flussabwärts Wanderung der Fische ermöglichen.

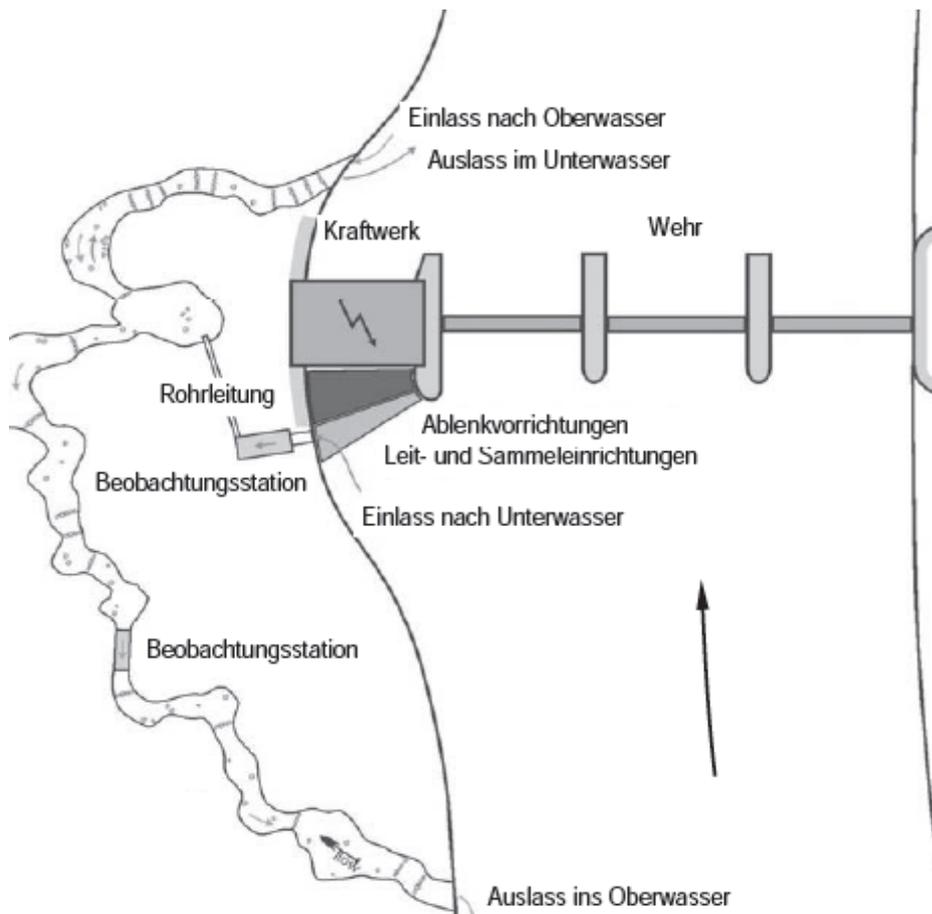


Abb 2.2.2.2.1: Vorschlag für einen Fischpass in beide Richtungen (Quelle: Strobl 2006)

2.2.3. Geschiebetransport

Das Geschiebemanagement ist ein wesentlicher und sehr wichtiger Teil des Betriebes der Flusskraftwerke, weil sein Ziel ist, die negativen Einwirkungen der Staustufen auf die Flüsse bzw. Flussmorphologie zu verringern. Bei der Planung einer Anlage muss man den Geschiebetransport berücksichtigen, bzw. eine Geschiebebilanz durchführen und entsprechend sicherstellen. Die Jahresgeschiebefracht ist zur Abschätzung der Geschiebebilanz geeignet. Um die Jahresgeschiebefracht zu ermitteln, muss man einen Koaxialdiagramm entwickeln. Das Diagramm muss deutlich einige Kurven enthalten. STROBL unterscheidet die folgende Kurven:

- 1) Die Überschreitungsdauerlinie eines Abflusses d.h. wieviel Tage ein bestimmter Abfluss vorhanden ist oder überschritten wird.
- 2) Die Abflusskurve stellt eine Abhängigkeit zwischen einem Abfluss Q [m^3/s] und die Fliesstiefe H dar.
- 3) Die Geschiebefunktion stellt einen Zusammenhang zwischen der Geschiebemenge und dem Wasserstand: d.h. welche Menge G [kg/s] wird bei dem Wasserstand H befördert.

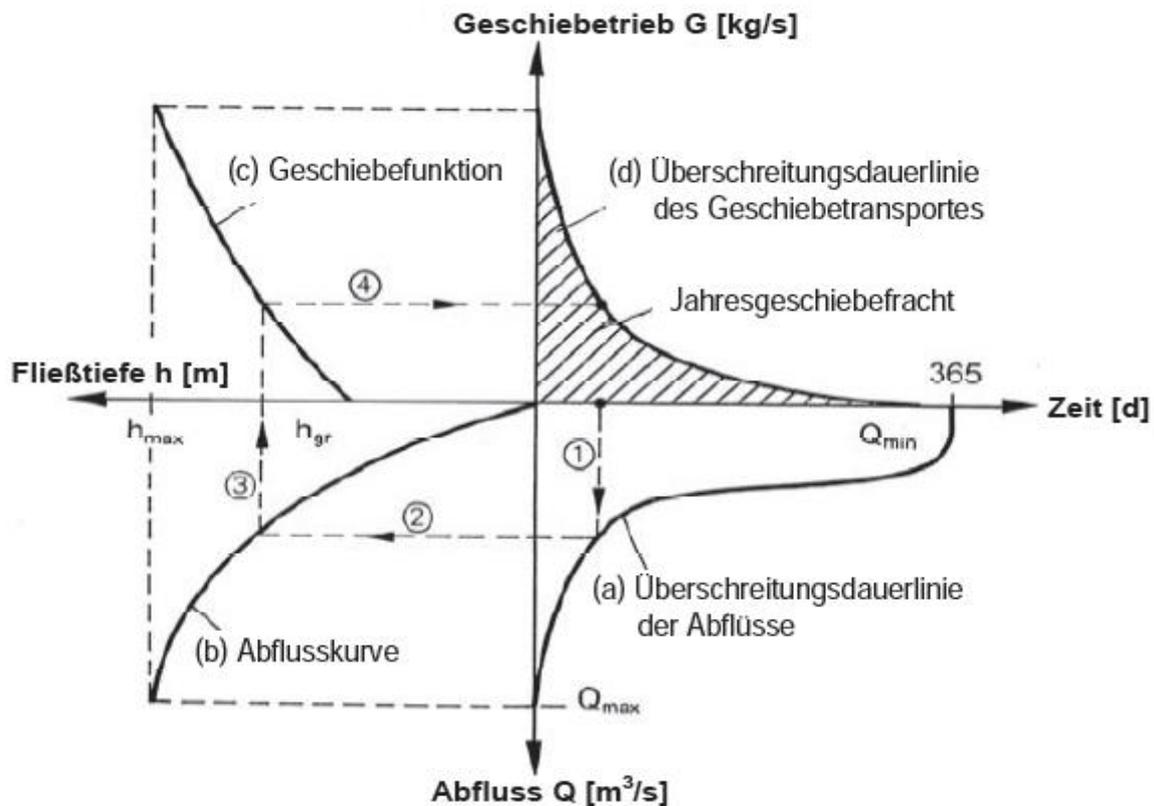


Abb 2.2.3.1: Koaxialdiagramm zur Ermittlung der Jahresgeschiebefracht (Quelle: Strobl 2006)

Die Geschiebeströmung kann vollkommen ins Unterwasser erfolgen, wenn die Abflüsse höher sind. Aber von einer großen Bedeutung sind dabei auch der Betrieb der Anlage, die Wege, wie die Geschiebeströmung durch das Absperrbauwerk läuft. Es ist wichtig, eine dauerhafte und ungestörte Betriebsführung zu gewährleisten, aber man muss auf die Geschiebebewegung achten, so dass die Geschiebeströmung nicht auf den Triebwasserweg gerichtet wird. Und das ist eine Voraussetzung für ein nachhaltiges Betriebsleben des Laufrades, aber es gibt bestimmte Anforderungen dazu: zum Beispiel haben die konkreten flussmorphologischen Verhältnisse der jeweiligen Flussstrecke und die entsprechenden Feststoffe, die dort vorhanden sind, die entscheidende Bedeutung. Der Abflussquerschnitt über dem Krafthaus bei überströmbaren Flusskraftwerken wird bei der Leitung des Hochwassers eingesetzt, und deshalb ist die Geschiebeströmung in Richtung der Turbinen größer im Vergleich zu den nicht überströmbaren Flusskraftwerken.

3. Bewegliche Flusskraftwerke

3.1. Definition und allgemeine Information

Die überströmbaren Kraftwerke sind ein Bautyp von Flusskraftwerken, wie oben erwähnt wurde. Die Idee dieser innovativen Anlage ist auf der unteren Abbildung (3.1.1) dargestellt. Bei diesen Typen von Wasserkraftanlagen werden verschiedene Probleme behandelt, wie das Hochwasser, die Abgabe der Restwassermenge, der Fischschutz, das Geschiebetransport usw. und das bewegliche Flusskraftwerk wird als eine sinnvolle gleichzeitige Lösung dieser Probleme bezeichnet.

Das bewegliche Kraftwerk besteht aus einem Stahlkasten, in dem ein beweglicher Verschluss, Randbogenfeinrechen und die Turbine mit dem permanentmagneterregten Generator (s.g. PMG) angebracht sind. Dieses Flusskraftwerk wird im Fallhöhebereich von 1,5 bis 8,5 m und bei Durchflüssen ungefähr von 8 bis 27 m³/s angewandt. Die Idee dieses Kraftwerks verlangt ökologisch und ebenfalls wirtschaftlich zu sein. Jedoch bedeutet das nicht, dass grosse Beeinträchtigungen in der Natur, bzw. die Kosten verringert werden, weil sie bei dem Bau einer Niederdruckanlage im Prinzip relativ hoch sind, die grosse Auswirkung des Konzeptes ist vor allem auf die Reduktion der Bauzeiten. Im Normalzustand liegt der Stahlkasten an der Sohle. Wenn die Wassermenge niedriger als die Ausbauwassermenge ist, bleibt die Wasserspiegelunterschied durch die Aufstauwirkung des Stahlkastens erhalten. Im umgekehrten Fall: bei Hochwassermengen wird der Stahlkasten um das Auflagergelenk gehoben, um das Geschiebe, Fische oder Teil des Hochwassers weiterzugehen. Das innovative Konzept dieser Anlage besteht darin, das Krafthaus sowohl überströmbar als auch unterströmbar zu betreiben. Aufgrund der Unter- und Überströmung des Stahlkastens tritt ein Unterdruckeffekt (Ejektorwirkung) ein, bei welchem sich die Energieerzeugung um bis zu 35% im Vergleich zu der konventionellen Bauweise erhöhen kann.

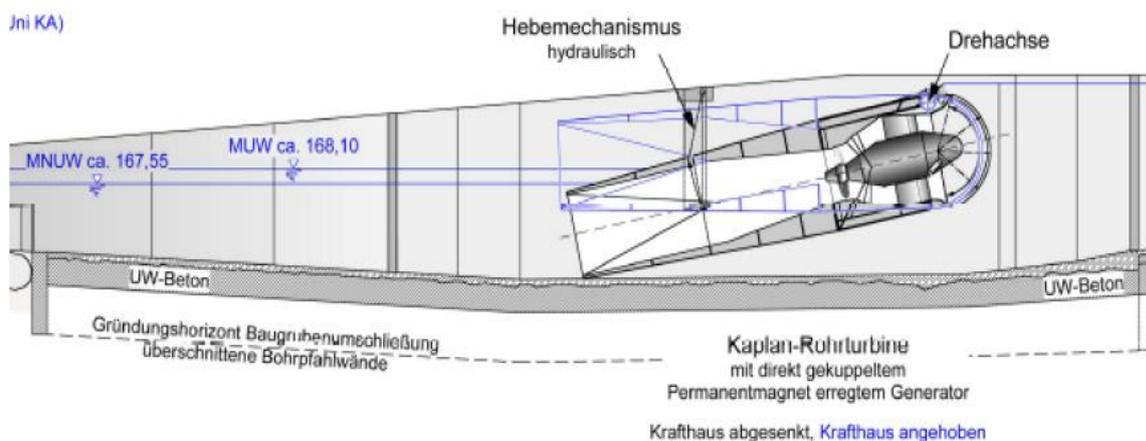


Abb 3.1.1: Längsschnitt des beweglichen, über-, und unterströmbaren Wasserkraftwerkes für Demonstrationsanlage in Gengenbach (Quelle: Laienbericht über die Projektstätigkeit vom 01.10.2006 bis 30.06.2011)

Es wird eine direkte Kopplung von der Turbine und dem Permanentmagnet-Synchrogenerator (PMG) ausgeführt, um die Effizienz zu verstärken, bzw. die Betriebskosten zu verringern. Auf dem nächsten Bild wird diese Kopplung dargestellt.

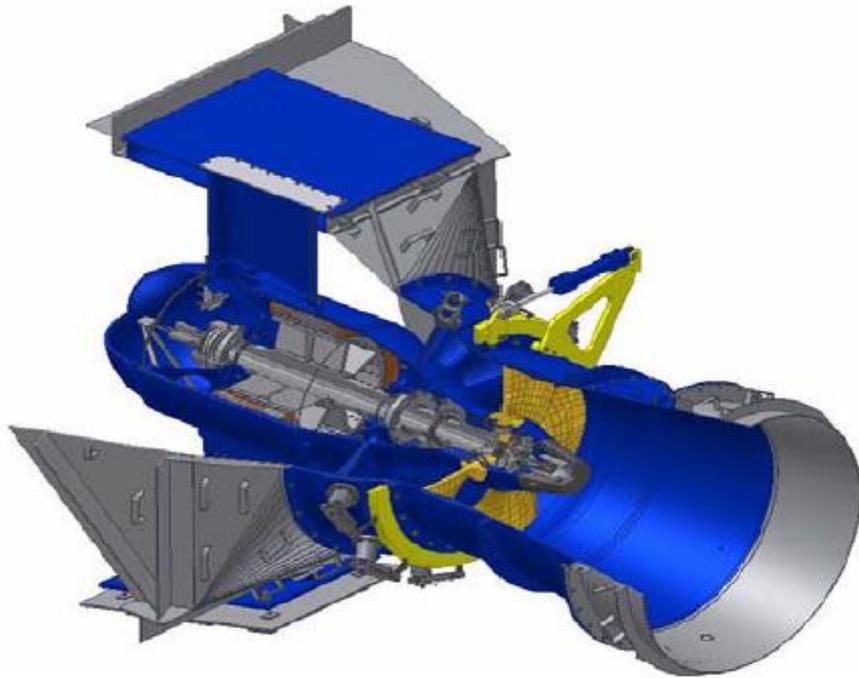


Abb 3.1.2: 3D-CAD der Kaplanmaschine mit direkt gekoppeltem PM Generator (Quelle: Laienbericht über die Projektstätigkeit vom 01.10.2006 bis 30.06.2011)

Der Rundbogenrechen wurde für diese Pilotanlage neu entwickelt, bzw. zum ersten Mal angewandt. Er wurde am Turbineneinlauf neben der Rechenreinigungsmaschine angeordnet (Abb. 3.1.3). Im Vergleich zu der üblichen Rechenreinigungsanlagen kann die Putzharke hier die Gefahr von Beschädigungen der Fische verringern und bei höheren Wassermengen, während eines Putzzyklus den Einlaufrechen zweimal reinigen.

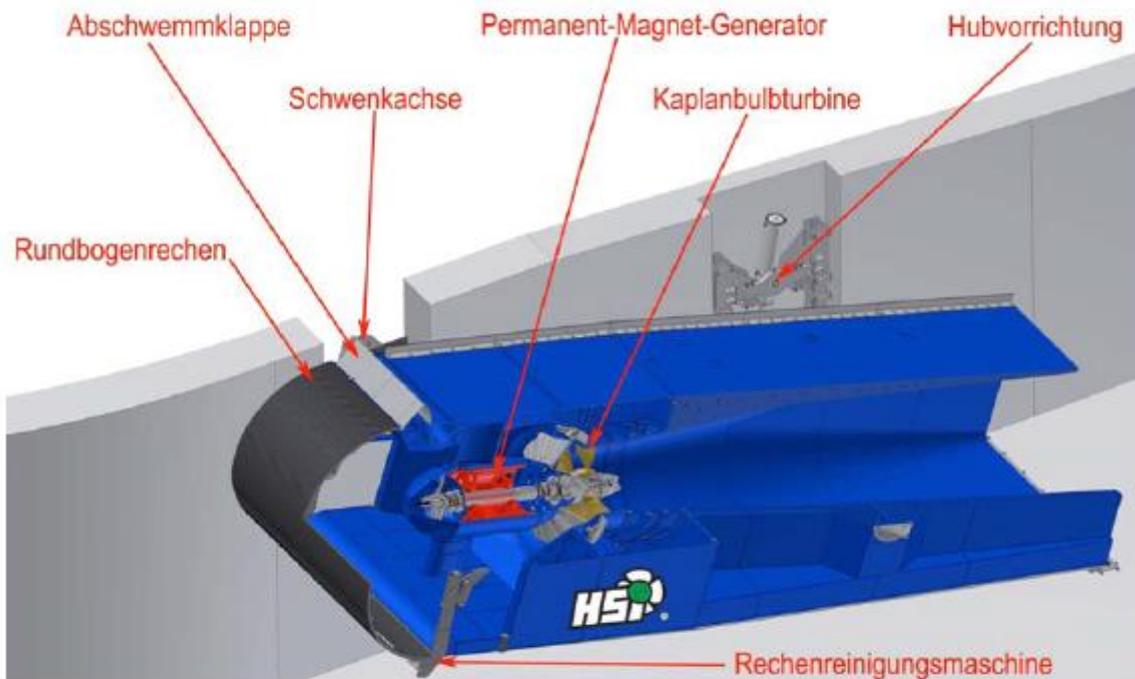


Abb 3.1.3: System der beweglichen Wasserkraftanlage (Quelle: Laienbericht über die Projektstätigkeit vom 01.10.2006 bis 30.06.2011)

Aufgrund der genannten Demonstrationsanlage kann man zusammenfassen, dass dieser Anlagentyp nicht nur innovativ, sondern auch zunehmend bevorzugt sein kann. Seine Grundzwecke und entsprechende Vorteile sind:

- Umweltverträglichkeit
- Fischfreundlichkeit
- Wirtschaftlichkeit (Kosten-, Bauzeiten-, Platzbedarfverringering etc.)
- höhere Energieerzeugung.

3.2.Idee

Die Idee des beweglichen Wasserkraftwerkes kann kurz zusammengefasst werden, und sie deckt sich mit den folgenden Zielen:

- Das Krafthaus muss unterströmbar sein, um das Geschiebe frei weitergehen zu lassen.
- möglichst günstigerer Bau.
- ein Fischabstieg notwendig, um die Fische über das Kraftwerk abzuleiten.
- die Energie der Strömung, die ungenutzt bei höheren Wassermengen bleibt, muss weiterhin genutzt werden können.

3.3.Anforderungen

In diesem Schritt werden die wichtigen Anforderungen dargestellt, um alle ökologischen, wirtschaftlichen und hydrologischen Ziele dieser Anlagen zu erfüllen.

- Diese Anlagen rufen keine Verschlimmerung des Querschnitts beim Hochwasser hervor.
- Es ist eine Durchgängigkeit für alle flussab- und flussaufwärts wandernden Fische und verschiedene Lebewesen vorhanden.
- Es werden keine Emissionen hervorgerufen.
- Ein hoher Wirkungsgrad wird erreicht.
- Das Wasserkraftwerk wird problemlos ins Landschaftsbild eingeordnet.
- Hohe Qualitätsansprüche werden erfüllt.
- Ein bestmöglicher Ab- und Zulauf ist vorhanden.
- Die Bauzeiten sind geringer und entsprechend auch die Baukosten.

3.4.Hydraulische Bemessung

Die hydraulische Bemessung muss sorgfältig durchgeführt werden, weil es verschiedene Werte gibt, die wichtig für den optimalen Betrieb der Wasserkraftanlage sind. Ein Beispiel solcher Bemessung ist sehr ausführlich im Abschlussbericht vorgestellt, ausgegeben über die Realisierung einer der ersten solchen Versuchsanlagen mit dem beweglichen, über – und unterströmbar Wasserkraftwerk zwecks Validierung der Forschungsergebnisse von der Deutsche Bundesstiftung Umwelt. Der Durchfluss durch die Turbine muss sowohl unter als auch über dem Krafthaus bekannt sein. Diese Größen werden nicht direkt gemessen, sie können aus anderen Bemessungen abgeleitet werden.

3.4.1. Abfluss über die Wehrklappe

Man berechnet den Abfluss einer Wehrklappe mit Hilfe der folgenden Gleichung:

$$Q = \frac{2}{3} * \mu * b * \sqrt{2g} * \left[\left(h_{ii} + \frac{V_o^2}{2g} \right)^{1,5} - \left(\frac{V_o^2}{2g} \right)^{1,5} \right] \quad (3.4.1)$$

Aber zuerst ist die Überfallhöhe (h_{ii}) notwendig. Die Höhenlage der Oberkante der Wehrklappe wird bei verschiedenen Öffnungen gemessen und kann mit der unteren Formel approximiert werden.

$$w = -0,0000065 * x^2 - 0,0046281 * x + 127,16458 \quad (3.4.2)$$

w – Oberkante der Wehrklappe [m ü. NHN]

x – Wehrabsenkung (35000 Impulse des Durchflusszählers entsprechen 100% Absenkung) [%]

Der höchste Fehler der Approximierung beträgt 0,04m. Es ist auch wichtig, dass die Abweichung der Wehrabsenkung bei der Messung der Überfallkante +/- 0,009m beträgt. Es gibt Abweichung der Pegelsonde am Wehr +/- 0,01m, wenn diese zwei Werte addiert werden, dabei beträgt der Fehler über die Überfallhöhe +/- 0,019m.

3.4.2. Durchfluss durch die Turbine

Der Durchfluss wird mit Hilfe der folgenden Formel bei verschiedenen Strömungsquerschnitten berechnet. Nicht alle Querschnitte sind bekannt, aber mit einer Anpassung mit dem Durchfluss über das Wehr kann die Bemessung kalibriert werden.

$$Q = \sqrt{\frac{2A_1^2 \cdot A_2^2}{A_2^2 - A_1^2}} * \left[g - (z_2 - z_1) + \frac{1}{\rho} \cdot (p_2 - p_1) \right] \quad (3.4.3)$$

A – Querschnittsflächen [m²]

P_{1,2} – Druck im Bereich der Querschnittsflächen [mbar]

Z_{1,2} – Lage der Druckmessungen über dem Bezugshorizont [m]

Es sind drei Möglichkeiten für diese Bemessung vorhanden:

→ Druckdifferenz 'Bulbkappe' - 'Triebwasser Aussenkegel'

→ Druckdifferenz 'Bulbkappe' - 'Wellendichtung'

→ Druckdifferenz 'Triebwasser Aussenkegel' - 'Wellendichtung'

Der Durchfluss für alle drei Möglichkeiten wird durch die obige Gleichung berechnet. Die Sensoren in der Bulbkappe werden so angeordnet, dass sie nicht nur den statischen, sondern auch den dynamischen Druck messen. So bekommt man die Summe aus statischem und dynamischem Druck. Man schaut auf das Ergebnis an der Klappe als verfügbares Energieniveau. Dann nimmt die Bernouli-Gleichung nicht mehr an weiterer Bemessung des Querschnitts teil, nur die Querschnittsfläche am zweiten Drucksensor – d.h an der Wellendichtung oder am Aussenkegel. Diese Fläche kann genauer von den entsprechenden Konstruktionszeichnungen bestimmt werden.

Wie oben erwähnt wurde, werden die Sensoren so angeordnet, dass der gesamte Druck erhalten wird. Aber sie werden in der Nähe des Rechens, unmittelbar dahinter, eingesetzt. Die unregelmäßige Unsauberkeit des Rechens führt zu verschiedenen Strömungsgeschwindigkeiten im Querschnitt, und es ist sehr häufig schwer und unmöglich, die Geschwindigkeiten bis den Sensoren aufgrund der kurzen Strecke auszugleichen. Dann kann man noch zusätzliche Abweichungen erwarten.

Die Lage der Sensoren ist verschieden, aufgrund dieser Druckdifferenz wird die folgende Gleichung erhalten:

$$Q = \sqrt{k * (p_1 - p_2 + p_y)} \quad (3.4.4)$$

K – Abgleichfaktor [m⁵/kg]

P_y – Korrektur der Einbaulage

Der Abgleichfaktor „k“ ist von den Querschnittsflächen abhängig und kann sowie positiv als auch negativ sein. Es gibt eine Formel, die für die Messung mit der Hilfe der Sensoren gilt, und sie ist: $k = \frac{2A^2}{\rho}$ und „A“ ist die Querschnittsfläche am Aussenkonus oder an der Wellendichtung.

Aufgrund von den Messungen der Druckdifferenz ergibt sich noch eine Berechnung des Durchflusses, nämlich mit Hilfe des Druckes im Saugrohr.

$$Q = \sqrt{k * (p_2 - p_1 - \rho g z)} \quad (3.4.5)$$

P₂ – Luftdruck [mbar]

P₁ – Druck im Saugrohr [mbar]

z – Lage des Drucksensors über dem Unterwasser [m]

3.4.3. Wasserstand am Saugrohrende

Von grosser Bedeutung hier ist die Lage des Saugrohrendes. Das Ende muss sich unter Wasser befinden, um die Funktion des Saugrohres aufzubewahren. Auch der Wasserstand am Saugrohrende ist sehr wichtig. Er muss bekannt sein, damit die Steuerung die Öffnung bestimmt werden kann. Der Druck im Saugrohr ist vom Durchfluss auch von der Lage des Sensors über dem Unterwasser abhängig. Man kann den Wasserstand am Saugrohrende nach folgender Gleichung bestimmen, wenn der Durchfluss und die absolute Höhe des Sensors bekannt sind.

$$h_s = z - \left[\frac{a - (p_1 + p_i)}{98,1} - \frac{Q_T^2}{k^2 * 9810} \right] \quad (3.4.6)$$

h_s – Wasserstand am Saugrohrende [m ü. NHN]

Q_T – Durchfluss durch die Turbine [m³/s]

a - Abgleich für den Innendrucksensor [mbar]

k – Abgleichfaktor [$m^{3,5} \cdot kg^{-0,5}$]
 P_1 – Druck im Saugrohr [mbar]
 P_i – Innendruck Generatorbulb [mbar]
 z – absolute Lage des Drucksensors [m ü. NHN]

Es gibt noch eine Formel, die für den Abgleichfaktor gilt:

$$k = \frac{1}{\sqrt{\frac{\rho \cdot c_p}{2A_1^2} - \frac{\rho}{2A_2^2}}} \quad (3.4.7)$$

c_p – Druckrückgewinnungsbeiwert des Saugrohres [-]
 ρ - Dichte des Wassers [kg/m^3]
 A_1 – Strömungsquerschnitt bei der Druckmessung [m^2]
 A_2 – Strömungsquerschnitt am Saugrohrende [m^2]

Wenn viele Parameter an der Bemessung teilnehmen, ist der Abgleich der Bemessung einfacher. Bei geschlossenem Hebesystem und abgestellter Turbine wird 'a' - Parameter geregelt bis der Wasserstand richtig bemessen wird. Dann wird der 'k' - Parameter (Abgleichfaktor) bei laufender Turbine bestimmt. Diese Bemessung ist richtig durchgeführt, wenn die Bedingung für richtige Messung des Durchflusses durch die Turbine erfüllt ist.

3.4.4. Abfluss über dem Krafthausmodul

Um der Abfluss über dem Krafthaus zu berechnen, ist es notwendig die Überfallhöhe (h_u) und die Anströmgeschwindigkeit (v_o) zu kennen. Man kann diese Größen nach der Gleichung vom obigen Punkt 'Abfluss über die Wehrklappe' berechnen. Zur Bestimmung des Oberwasserstandes kommen drei wichtige Sensoren zum Einsatz: Pegelsonde Wehr, Pegelsonde Oberwasser und die Drucksensoren in der Bulbkappe.

→ Pegelmessung mit den Bulbsensoren

Die Sensoren an der Bulbkappe bestimmen das Energieniveau am Einlauf der Turbine. Wie schon erwähnt wurde, ist die Überfallkante schon bekannt, und deshalb kann man $h_u + \frac{v_o^2}{2g}$

berechnen. Der Teil $-\left(\frac{v_o^2}{2g}\right)^{1,5}$ von der Gleichung kann vernachlässigt werden. Zum Beispiel

akzeptiert man eine maximale Anströmgeschwindigkeit von 1m/s und einen Überfallbeiwert von 0,75. Das Ergebnis zeigt einen maximalen Fehler von 0,064 m³/s, wenn die Klappen vollständig geschlossen sind. Außerdem entspricht diese Geschwindigkeit im Turbineneinlauf der Anströmgeschwindigkeit des Überfalles. Die Bemessungsebene im Turbineneinlauf befindet sich hinter dem Rechen, und deshalb haben die Rechenverluste eine große Einwirkung. Der Rechenverlust beträgt im Betrieb ungefähr ± 0,03m, die Genauigkeit der Pegelmessung beträgt ± 0,01m, und die Genauigkeit der Höhe der Überfallkante muss ungefähr ± 0,01m angenommen werden.

→ Pegelmessung mit der Pegelsonde Oberwasser

Die Pegelsonde Oberwasser bestimmt das Niveau im Einlaufkanal, aber nicht die Geschwindigkeit in diesem Bereich. Die Anströmgeschwindigkeit beträgt $v_o = 0,5 \text{ m/s} \pm 0,5 \text{ m/s}$, und eine Abweichung der Pegelsonde von $\pm 0,01\text{m}$, dann ergibt sich ein Fehler ca. $\pm 0,10 \text{ m}^3/\text{s}$. Aber hier entstehen noch einige Fehler. Zum Beispiel tritt eine falsche Bemessung der Pegelsonde auf, wenn es eine starke Unterströmung gibt.

→ Pegelmessung mit der Pegelsonde Wehr

Die Bemessung mit der Pegelsonde Wehr bestimmt das verfügbare Energieniveau und wird als Äquivalent zu $h_o + \frac{v_o^2}{2g}$ gesehen. Der Teil $-\left(\frac{v_o^2}{2g}\right)^{1,5}$ kann hier auch vernachlässigt werden.

Die Abweichung der Geschwindigkeit beträgt: $v_o = 0,5 \text{ m/s} \pm 0,5 \text{ m/s}$, die Pegelsondeabweichung $\pm 0,01\text{m}$, die Genauigkeit der Überfallkante ist ungefähr $\pm 0,01\text{m}$, bzw. die Abweichung der Durchflussberechnung wird ca. $\pm 0,11 \text{ m}^3/\text{s}$ angenommen.

3.4.5. Durchfluss unter dem Krafthausmodul

Im Vergleich zu der Messung des Abflusses über dem Krafthaus gibt es hier keine Sensoren, die den Durchfluss unter dem Krafthaus zu messen erlauben. Der Durchfluss muss aus der Öffnung am Saugrohrende, dem Unter- und Oberwasserstand gemessen werden.

3.4.6. Bruttofallhöhe

Die Bruttofallhöhe wird als den Abstand zwischen dem Oberwasserspiegel (bei der Wasserfassung) und dem Unterwasserspiegel (bei der Wiedereinleitung) bestimmt. Der Oberwasserspiegel kann mit Hilfe des Pegels Wehr gemessen werden, für den Unterwasserspiegel sind die Pegelsonde im Auslaufkanal oder Ultraschallsensor im Tosbecken gut geeignet. Aufgrund der Wahl des Messortes sind diese Messungen von der Strömungsgeschwindigkeit im Auslaufkanal stark abhängig, und deshalb kann der richtige Unterwasserstand nicht bestimmt werden, bzw. die Berechnung der Bruttofallhöhe ist auch nicht korrekt.

Wenn die Strömungsgeschwindigkeit am Messort bekannt ist und nachdem man die Strömungsgeschwindigkeit im Unterwasser vernachlässigen kann, kann man die Bemessung

mit der Geschwindigkeitshöhe $h_v = \frac{v^2}{2g}$ berichtigen. Daraus versucht man, aus dem gesamten Durchfluss (durch die Turbine, über und unter dem Krafthaus) die Geschwindigkeitshöhe an dem Ort der Pegelmessung zu bestimmen.

Aufgrund des gesamten Abflusses, der während der Bemessung unerheblich verändert wird, muss der Unterwasserspiegel annähernd konstant sein und außerdem bei geschlossenem Hubsystem und als auch abgeschalteter Turbine mit der unberichtigten Bemessung zusammenpassen. Auf diese Weise kann man schließen, dass die Ergebnisse bei der Bemessung des Unterwasserstandes mit der Pegelsonde zweckmässig sind.

Zur Berechnung der Bruttofallhöhe steht die folgende Formel zur Verfügung

$$h_B = h_o - \left(h_{ups} + \frac{v_{ups}^2}{2g} \right) \quad (3.4.8)$$

h_B – Bruttofallhöhe [m]

h_o – Oberwasserstand (Pegelsonde Wehr) [m ü. NHN]

h_{ups} – Unterwasserstand, Pegelsonde [m ü. NHN]

v_{ups} – Strömungsgeschwindigkeit am Ort der Pegelsonde [m/s]

Die folgende Formel gilt für die Berechnung der Strömungsgeschwindigkeit am Messort im Unterwasser:

$$v_{ups} = \frac{Q_{ii} + Q_T + Q_u}{b_{ups} * (h_{ups} - h_{Ts})} \quad (3.4.9)$$

Q_{ii} – Durchfluss über dem Krafthaus [m³/s]

Q_T – Durchfluss durch die Turbine [m³/s]

Q_U – Durchfluss unter dem Krafthaus [m³/s]

b_{ups} – Kanalbreite bei der Pegelsonde Unterwasser [m]

h_{Ts} – Höhe der Trogsohle am Messort [m ü. NHN]

3.4.7. Nettofallhöhe

Bei der Bemessung der Nettofallhöhe man kann leichter die Genauigkeit der Berechnung bestimmen. Die beiden wichtigen Punkte liegen am Turbineneinlauf und am Saugrohrende. Der Energiepegel am Turbineneinlauf wird mit der Hilfe der Drucksensoren in der Bulbkappe bestimmt. Das Niveau am Saugrohrende wird mit den Drucksensoren im Saugrohr mit einer Genauigkeit von $\pm 0,09\text{m}$ bestimmt, die Strömungsgeschwindigkeit wird als Ergebnis den Durchfluss durch die Turbine und den Strömungsquerschnitt am Saugrohrende erbracht. Die nächste Formel ist für die Berechnung der Nettofallhöhe gültig.

$$h_N = h_{EB} - \left(h_s + \frac{v_s^2}{2g} \right) \quad (3.4.10)$$

h_N – Nettofallhöhe [m]

h_{EB} – Energiehöhe an der Bulbkappe [m ü. NHN]

h_s – Wasserstand am Saugrohrende [m ü. NHN]

v_s – Strömungsgeschwindigkeit am Saugrohrende [m/s]

$$v_s = \frac{Q_T}{A_s} \quad (3.4.11)$$

Q_T – Durchfluss durch die Turbine [m³/s]

A_s – Strömungsquerschnitt am Saugrohrende [m²]

3.5. Weitere Lösungen

Es ist schon festgelegt, dass das Krafthaus dieser Flusskraftwerke auch als Absperrorgan dient, somit ist es notwendig, auch weitere Lösungen zu suchen. In diesem Schritt werden diese Entscheidungen dargestellt.

3.5.1.HYDROMATRIX®

HYDROMATRIX® ist ein neues innovatives Konzept zur Energieerzeugung. Das Ziel von einer HYDROMATRIX® besteht darin, eine ausgeführte wasserbauliche Anlage zur Energieerzeugung, ohne auf ihr zu wirken, zu verwenden. Das Konzept findet auch eine Anwendung bei neuen geplanten Anlagen und bringt verschiedene wirtschaftliche Vorteile, die zum Beispiel mit der Einsparung der Wehranlage und vor allem des Krafthauses verbunden sind. Auf dieser Weise wird nicht nur der Flächebedarf, sondern auch die Einwirkungen auf das Landschaftsbild vermindert. Es kommen noch einige Einsparungen durch den Einsatz von stanadartisierten elektromechanischen Ausrüstungskomponenten. Aus diesem Grund ist die Instandhaltung einfacher bzw. die Instandhaltungskosten sind geringer.

Die HYDROMATRIX® - Moduln kommen immer häufiger bei Wehranlagen, Füll- und Entleerungskälen von Schifffahrtsschleusen auch bei den Entnahmebauwerken von Stauseen zum Einsatz.

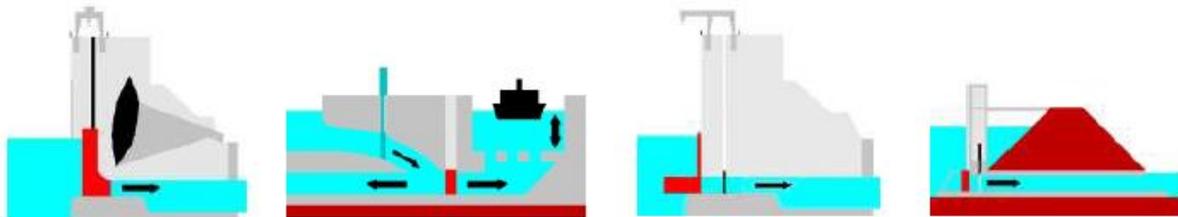


Abb 3.5.1.1:Einsatzbereiche der HYDROMATRIX® - Technology (Quelle: HYDROMATRIX® - Technologie bei bestehenden Stauanlagen, S.44, Prenner.R)

Eine Moduleinheit besteht aus einer starren Stahlkonstruktion, in der die Einheiten angebracht sind. Es gibt verschiedene Möglichkeiten, diese Moduleinheiten zu errichten und es ist von dem Anwendungsfall abhängig. Ein konkretes Beispiel ist, dass ein Portalkran oder Hubeinrichtung erforderlich ist, um die Moduln in der Wehranlage für Instandhaltungszwecke bzw. im Hochwasserfall anheben bzw. absenken zu können. Auf der nächsten Abbildung ist der Schnitt eines HYDROMATRIX® - Moduls dargestellt.

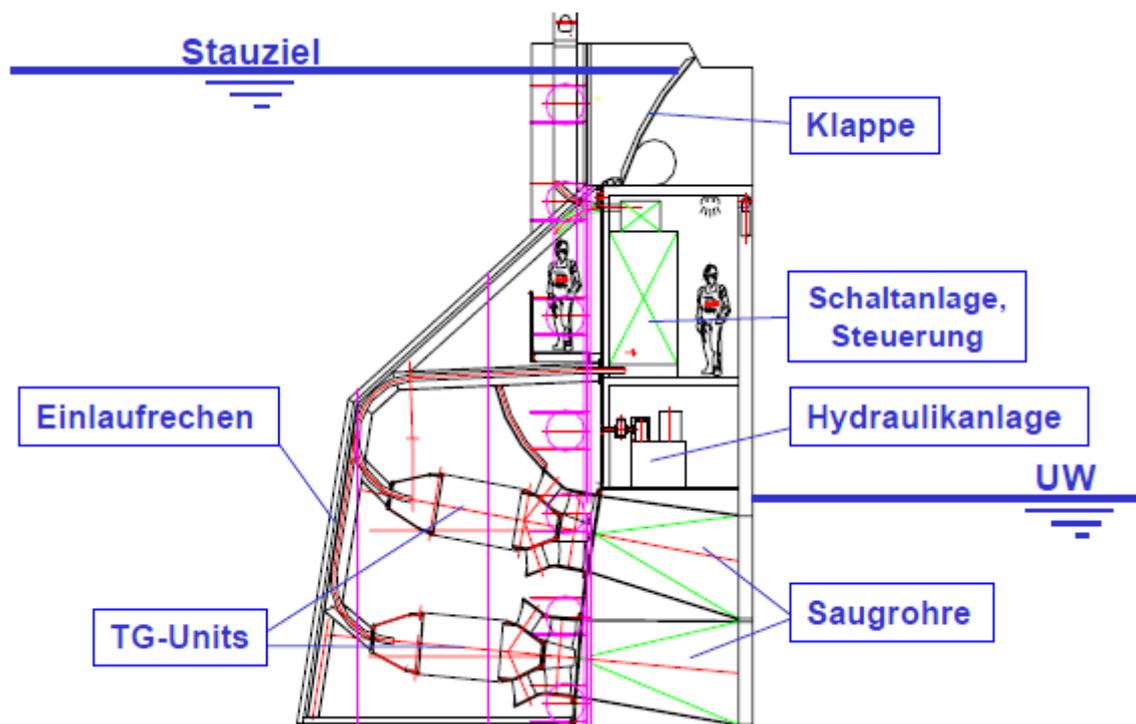


Abb 3.5.1.2: Schnitt eines HYDROMATRIX® - Moduls (Quelle: HYDROMATRIX® - Technologie bei bestehenden Stauanlagen, S.43, Prenner.R)

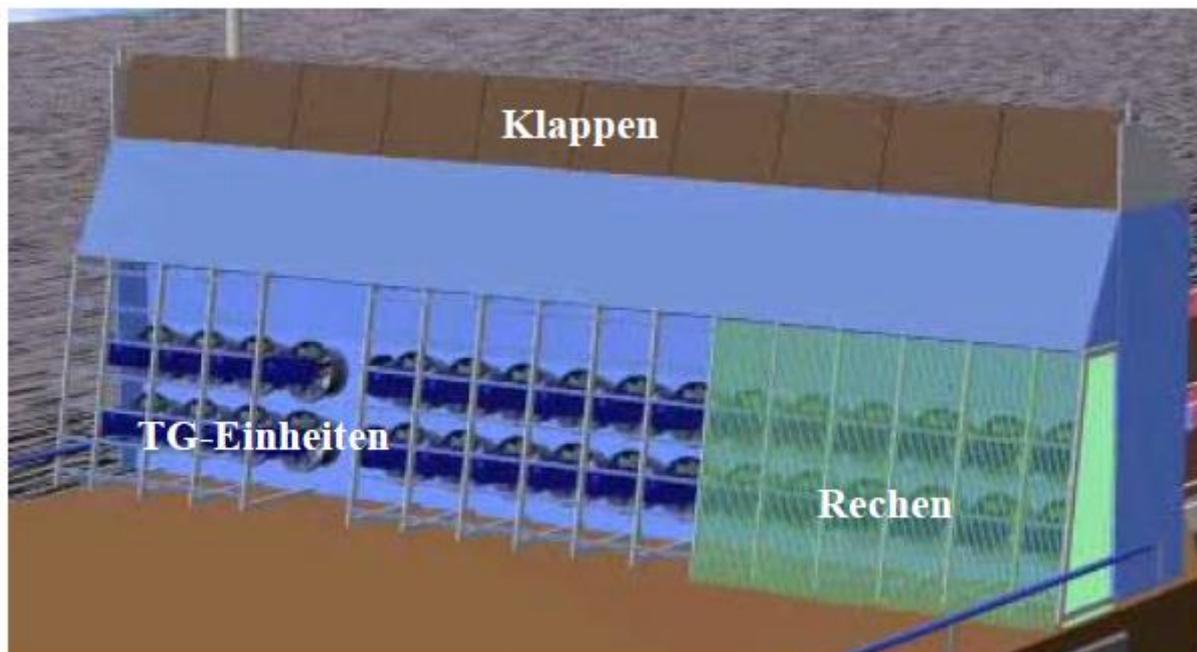


Abb 3.5.1.3: Computeranimation eines HYDROMATRIX® - Moduls (Quelle: HYDROMATRIX® - Technologie bei bestehenden Stauanlagen, S.44, Prenner.R)

Jede TG – Einheit besitzt einen eigenen Absperrorgan, um den Abfluss der Anlage auf den Oberwasserspiegel zu steuern. In dem Modul können auch Räume für Schaltanlagen, Steuerungen usw. vorgesehen werden, aber sie werden außerhalb der Anlage montiert.

Die TG – Einheit besteht aus einer ungesteuerten Propellerturbine und einem direkt verbundenen Asynchrongenerator.

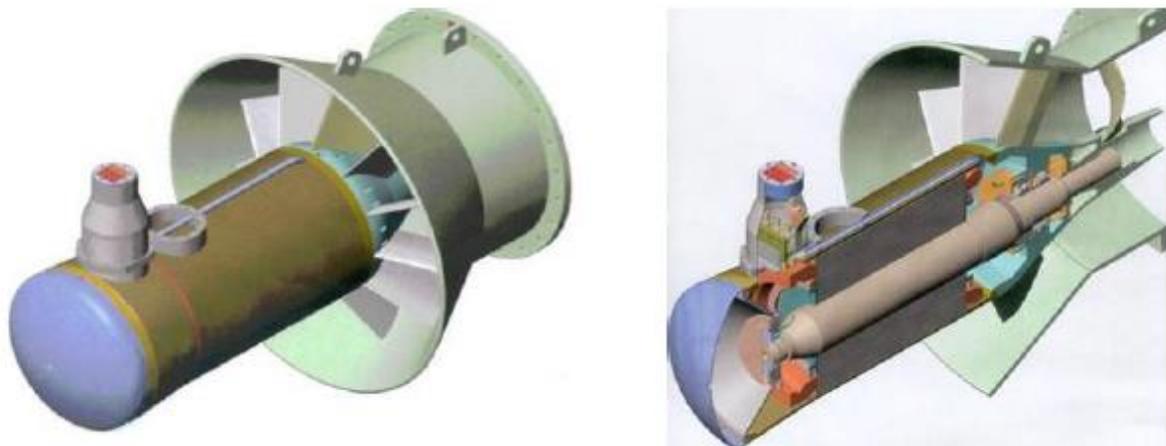


Abb 3.5.1.4:HYDROMATRIX® - Turbine – Generator - Einheit(Quelle: HYDROMATRIX® - eine alternative Technologie zur hydraulischen Energieerzeugung, S.5, Prenner.R)

Zur Zeit werden verschiedene Anforderungen für eine wirkungsvolle Verwendung der HYDROMATRIX® - Technologie gestellt:

- Die Konstruktion muss alle Kräfte (aus dem Wasserdruck, aus dem Gewicht des Moduls etc.) übernehmen können.
- Eine Hubeinrichtung ist erforderlich.
- Um der Einsatz wirkungsvoll zu machen, ist ein Gesamtdurchfluss von mindestens $50\text{m}^3/\text{s}$ erforderlich.
- Erforderliche Fallhöhen sind: $3\text{m} < H < 30\text{m}$
- Um die notwendige Saugrohrüberdeckung zu gewährleisten, muss die Wassertiefe von mindestens $1,5\text{m}$ am Auslauf aus dem Modul sein.
- Eine nahe Netzverbindungsstelle ist erforderlich.

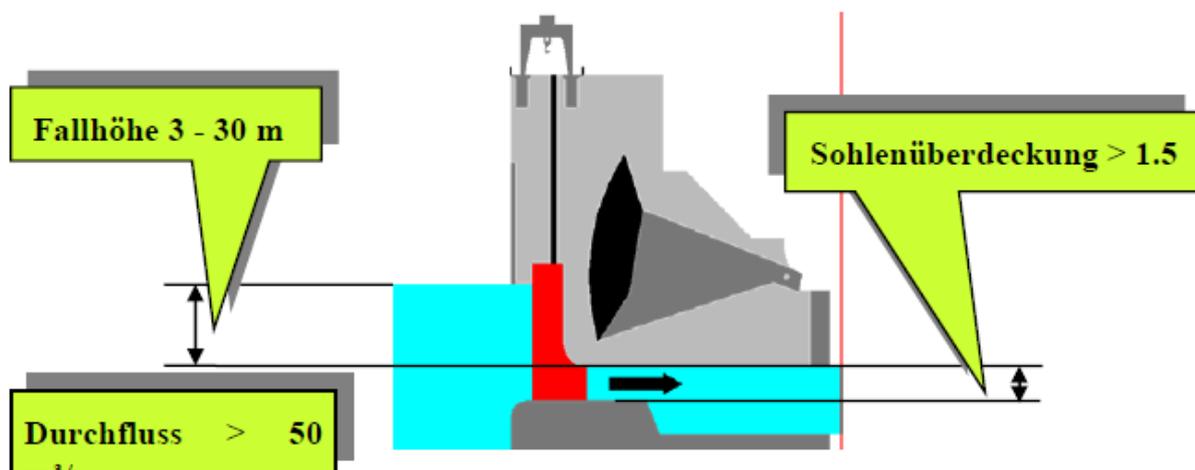


Abb 3.5.1.5:Voraussetzungen für eine HYDROMATRIX® - Anwendung(Quelle: HYDROMATRIX® - Technologie bei bestehenden Stauanlagen, S.47, Prenner.R)

Zum Abschluss kann man die folgenden Vorteile der HYDROMATRIX® - Technologie zusammenfassen:

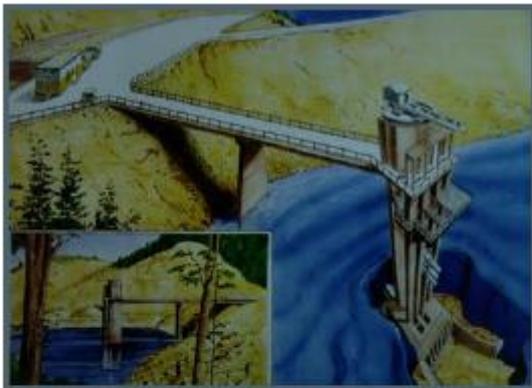
→Durch die Verwendung des standartisierten modularen Konzeptes kann eine kurze Projektdauer (1-2 Jahre) gewährleistet werden. Dadurch können auch die Projektkosten und Bauzeit verringert werden.

→Durch den Einsatz an bestehenden Wasserbauanlagen werden die Baumaßnahmen günstiger.

→Um die Wartung aller Anlagenteile zu erleichtern, wird der Modul bei Hochwasser herausgeholt.

→Die Nutzbarkeit ist sehr hoch durch die Verwendung erprobter Technologien.

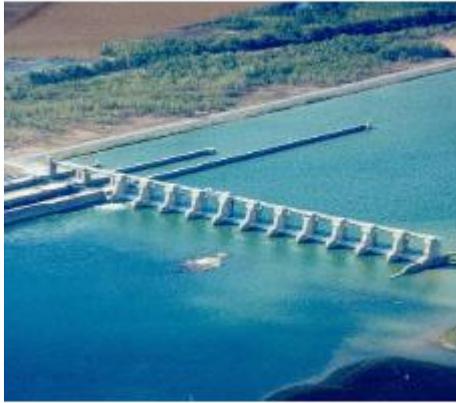
Auf den folgenden Abbildungen sind einige Ausführungsbeispiele der HYDROMATRIX® - Technologie vorgestellt.



Leistung	3,0 MW
Bruttofallhöhe	7,6 – 30,5 m
Turbinendrehzahl	900 rpm
Leistung einer TG- Einheit	500 kW
Laufreddurchmesser	660 mm
Anzahl der Einheiten	6
Jahresarbeitsvermögen	7,5 GWh



Abb 3.5.1.6: Einlaufbauwerk Colebrook, Modulmontage, Technische Daten (Quelle: HYDROMATRIX® - Technologie bei bestehenden Stauanlagen, S.48, Prenner.R)



Leistung	85 MW
Bruttofallhöhe	6,5 m
Turbinendrehzahl	360 rpm
Leistung einer TG- Einheit	500 kW
Laufraddurchmesser	1250 mm
Anzahl der Einheiten	170
Jahresarbeitsvermögen	352,5 GWh

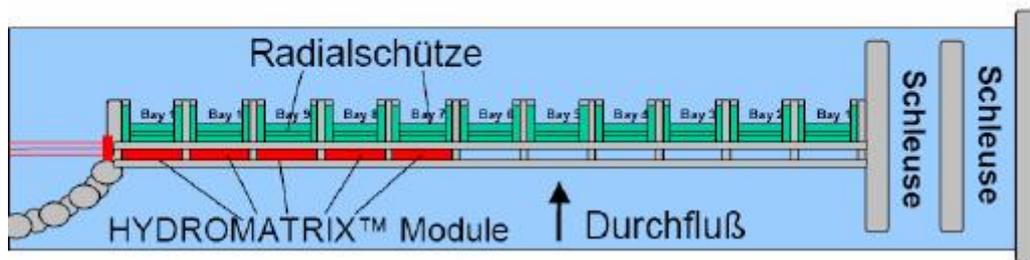


Abb 3.5.1.7: Smithland Lock und Dam, Modulanordnung, Technische Daten (Quelle: HYDROMATRIX® - Technologie bei bestehenden Stauanlagen, S.53, Prenner.R)



Leistung	5,0 MW
Bruttofallhöhe	10,3 m
Turbinendrehzahl	500 rpm
Leistung einer TG- Einheit	200 kW
Laufraddurchmesser	910 mm
Anzahl der Einheiten	25
Jahresarbeitsvermögen	3,7 GWh

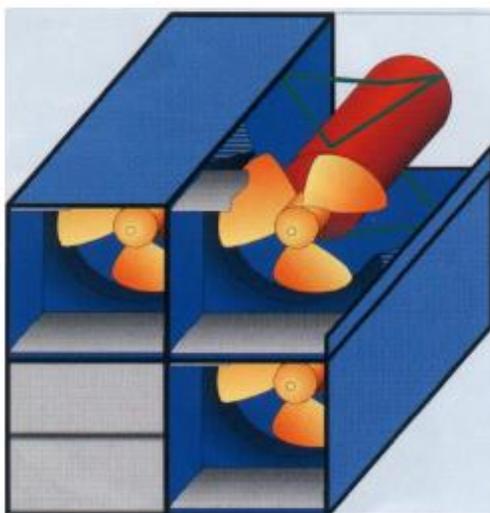


Abb 3.5.1.8: HYDROMATRIX® - Modul in Schiffschleuse Freudenau, Technische Daten (Quelle: HYDROMATRIX® - Technologie bei bestehenden Stauanlagen, S.49, Prenner.R)

3.5.2.STRAFLOMATRIX™

Die StrafloMatrix™ - Turbine (aus dem Engl. „straight flow“) stellt eine Verbesserung der HYDROMATRIX® - Technologie dar. Die Idee der Straflo-Turbine wurde von Harza in den USA schon 1920 entwickelt und fand im mitteleuropäischen Raum bei einigen Kraftwerken Verwendung. Neulich wurde diese Idee erfolgreich mit dem HYDROMATRIX® - Konzept in der neuen Form der StrafloMatrix™ kombiniert.

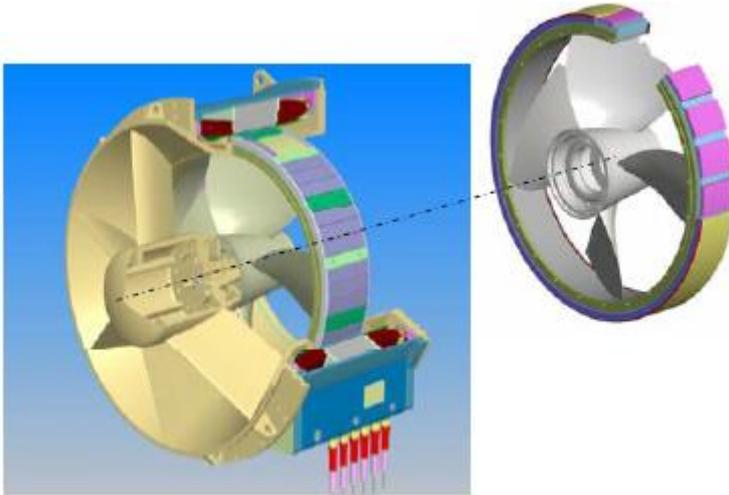


Abb 3.5.2.1: StrafloMatrix™ - Turbine (Quelle: HYDROMATRIX® - eine alternative Technologie zur hydraulischen Energieerzeugung, S6, Prenner.R)

Die Besonderheit bei der StrafloMatrix™ - Turbine besteht in der Anordnung des Generators. Bei dieser Turbinenart liegt der Generator in derselben Ebene wie das Laufrad der Turbine. Das Turbinenlaufrad mit Durchmesser ungefähr 1,0m bis 1,5m wird als Träger des Generatorrotors benutzt, der mit PMG-Technologie verwirklicht ist, dadurch wird ein einfacher Synchronbetrieb der Turbine ohne teure Kompensationsausstattung erreicht. Die Konstruktion der StrafloMatrix™ - Turbine ist sehr kompakt und im Vergleich zu der HYDROMATRIX® - Turbine braucht sie ca. 40% weniger Platz. Noch ein weiterer Vorteil ist, dass sie um 30% leichter als die klassische HYDROMATRIX® - Turbine ist (Abb.3.5.2.2).

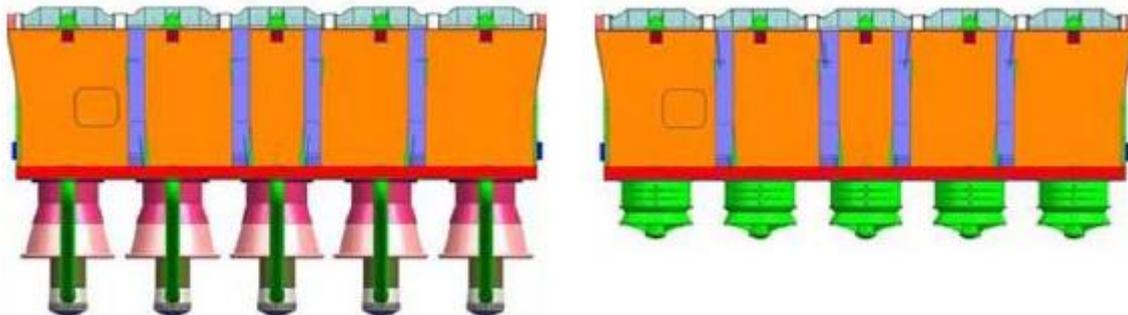


Abb 3.5.2.2: Platzbedarf der HYDROMATRIX® - Turbine im Vergleich zur StrafloMatrix™ - Turbine (Quelle: HYDROMATRIX® - eine alternative Technologie zur hydraulischen Energieerzeugung, S6, Prenner.R)

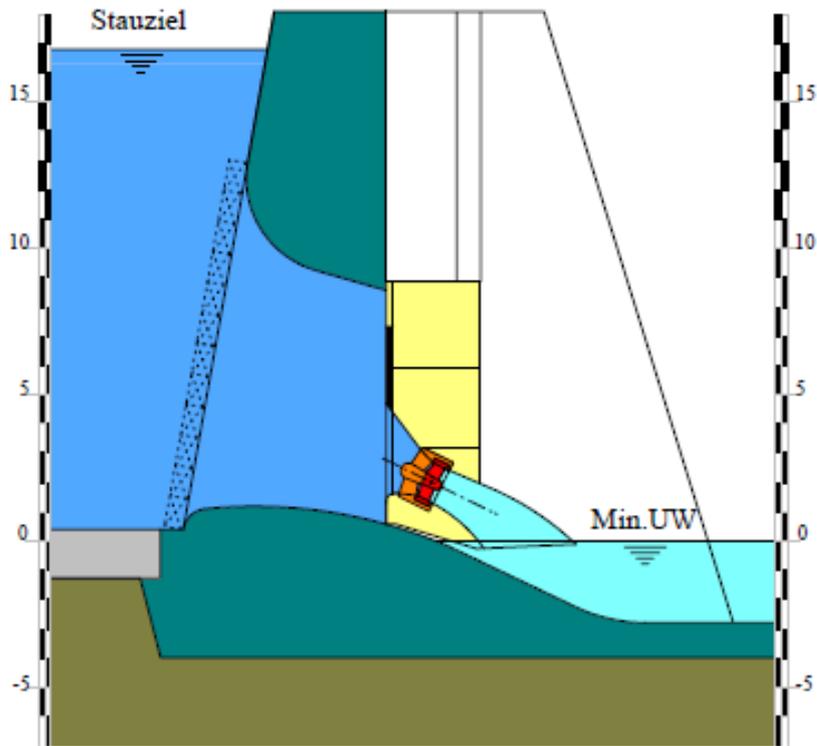


Abb 3.5.2.3: Hochziehbarer StrafloMatrix™ - Modul hinter einer großen Durchlassöffnung (Quelle: HYDROMATRIX® - eine alternative Technologie zur hydraulischen Energieerzeugung, S.10, Prenner.R)

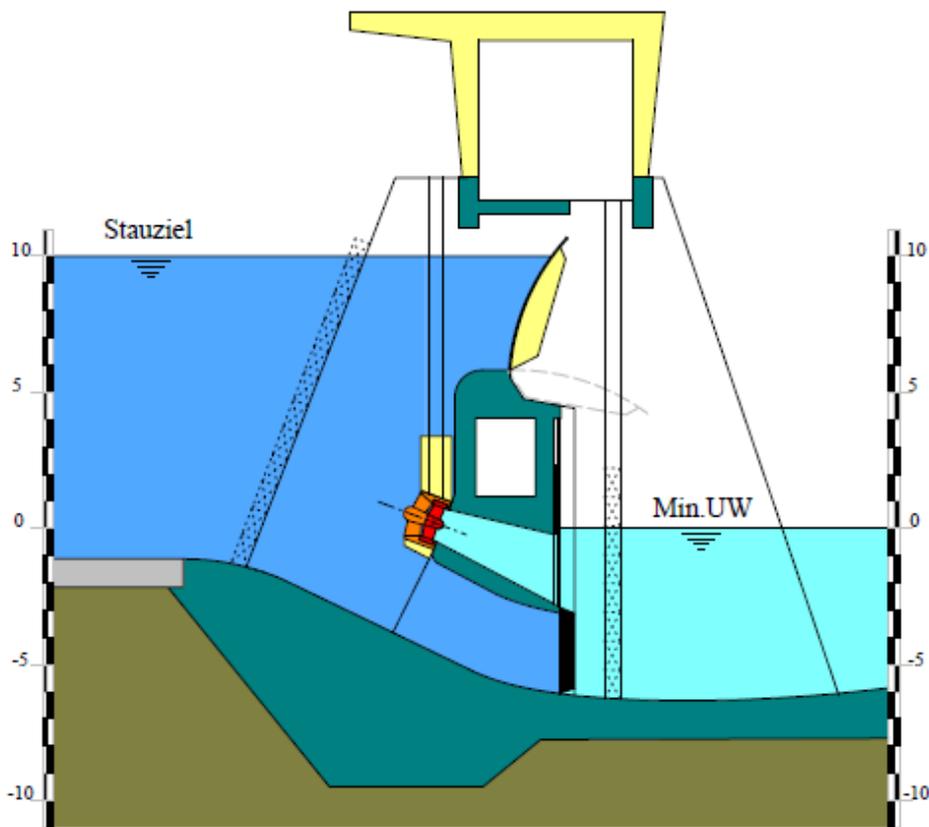


Abb 3.5.2.4: StrafloMatrix™ - Modul vor einem Staubalkenwehr (Quelle: HYDROMATRIX® - eine alternative Technologie zur hydraulischen Energieerzeugung, S.11, Prenner.R)

Die obigen zwei Abbildungen stellen Beispiele zur Anwendung des HYDROMATRIX® - Konzeptes bei Neubauten dar, und in Abhängigkeit von den Randbedingungen steht mehr oder weniger Platz in der Gestaltung zur Verfügung. Wenn kleine kompakte StrafloMatrix™ - Einheiten eingesetzt werden, die in einem Modul angeordnet, unabhängig davon ob vor (dem Staubalken) oder hinter (der Betonkonstruktion) errichtet sind, ist eine erhebliche Kostensparung möglich.

3.5.3.StreamDiver®

Nach der StrafloMatrix™ - Turbine kommt als nächste Erscheinung das s.g. StreamDiver® - Konzept von Voith auf den Markt. Dieses Konzept ist gleichartig der StrafloMatrix™ - Idee (Abb. 3.5.2.1). Eine wesentliche Eigenschaft des StreamDiver® - Projektes ist, dass es am Standorten verwendet werden kann, wo bisher aus Gründen der Wirtschaftlichkeit und des Umweltschutzes Wasserkraftnutzung unmöglich war. Der StreamDiver® ist sehr kompakt und einfach zu bauen, da er keine intensive Instandhaltung erfordert. Auf der folgenden Abbildung (3.5.2.2) ist das StreamDiver® Design gezeigt. Im Vergleich zu der konventionellen Bauweise bietet der StreamDiver® die folgenden Vorteile.

- kürzeres Kraftwerk
- kein Krafthaus erforderlich
- vereinfachte Struktur
- reduziertes Betonvolumen
- niedrige visuelle Auswirkungen
- keine Geräuschemission

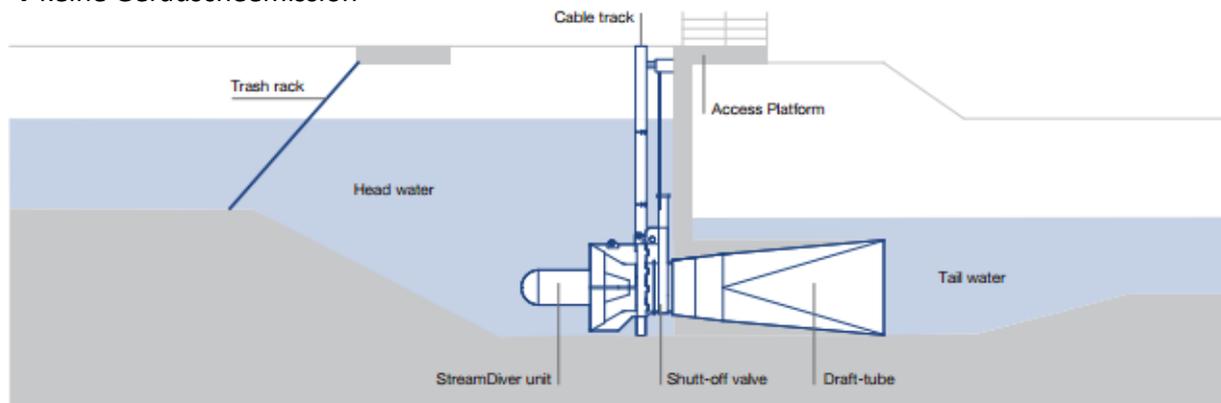
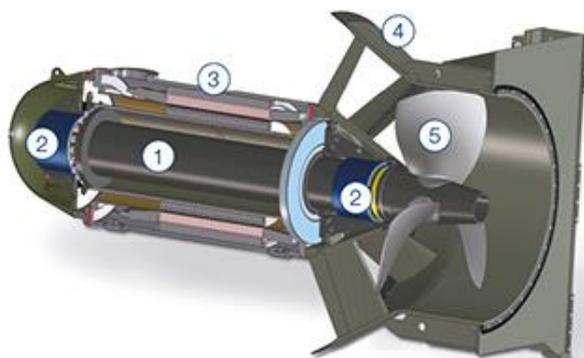


Abb 3.5.3.1: General Run-of-River Power Plant Concept with StreamDiver (Quelle:Voith StreamDiver®, New Plant Concepts for Low Head Hydro Power – www.voith.com)



1. Wassergeschmierte Lagertechnik
2. Schub- und Führungslager - wassergeschmiert
3. Turbinenbirne - mit Wasser gefüllt, kein dynamisches Siegel
4. Turbinengehäuse mit festen Leitschaufeln
5. Propeller-Läufer

Abb 3.5.3.2: StreamDiver Design (Quelle: www.voith.com)

3.6.Vergleich mit einer konventionellen Wasserkraftanlage

Die Deutsche Bundesstiftung Umwelt hat einen Abschlussbericht zur Entwicklung einer neuartigen beweglichen, über- und unterströmbaren Wasserkraftanlage ausgearbeitet. In diesem Projekt wurde ein Vergleich mit einer konventionellen Wasserkraftanlage durchgeführt. Dieser Vergleich besteht aus Kostenvergleich und Vergleich des Jahresertrages. Die Grundbeziehungen aus diesem Bericht werden desweiteren auch hier zur Modellierung der Wirtschaftlichkeit und der technischen Zweckmässigkeit einer Anlage dieser Art benutzt.

3.6.1.Kostenvergleich

3.6.1.1.Allgemeine Information

Der Abschlussbericht stellt eine Stützschwelle Reichenbach / Fils vor, die am Ende der 80er Jahre zur Eindämmung der Tiefenerosion aus grob Granitsteinquadern gebaut wurde. Ein Wasserkraftwerk mit Ausbauwassermenge $Q_A=3,5\text{m}^3/\text{s}$ wurde in den Wehrkörper eingefügt.

Im Laufe der Zeit wurden verschiedene Probleme mit dem Geschiebetransport beobachtet. Es wurde unverzichtbar notwendig, ein neues Konzept zu entwerfen.

Das neue Konzept stellte ein klassisches Buchtenkraftwerk dar. Es musste die Passierbarkeit zwischen Ober- und Unterwasser gewährleisten, deshalb wurde ein neuer und verbesserter Fischpass gebaut. Dieses Projekt setzte eine größere Ausbauwassermenge voraus. Es wurde auch ein Auslaufbauwerk entworfen um die Gefahr von Verlandungen zu verringern. Die Wasserkraftanlage wurde Ende 2003 gebaut.

Bei der Bewertung der Baukosten entstand eine neue Möglichkeit als Alternative: es wird ein bewegliches Krafthaus statt des konventionellen Krafthauses betrachtet.



Abb 3.6.1.1.1: Vorhandene Wehranlage vor dem Bau der neuen konventionellen WKA

(Quelle: Abschlussbericht zur Entwicklung einer neuartigen beweglichen über- und unterströmbaren WKA, DBU – S.109)



Abb 3.6.1.1.2: Fertig gestellte neue konventionelle WKA's (Quelle:Abschlussbericht zur Entwicklung einer neuartigen beweglichen über- und unterströmbaren WKA, DBU – S.110)

3.6.1.2.Vergleich des Baus eines beweglichen Krafthauses mit den fertig gestellten konventionellen Wasserkraftanlage

Im Vergleich zu dem konventionellen Kraftwerk wird das bewegliche Krafthaus im Wehr montiert. Durch das Krafthaus werden die Veränderungen in den befestigten Böschungsbereichen minimiert. Ein Vorteil des beweglichen Krafthauses ist die einfache Troggeometrie der kompletten Anlage, weil der Betonbau sowohl erleichtert als auch abgekürzt wird.

Noch eine Gegenüberstellung wird bei der Wahl der Turbine vorgestellt. Bei der konventionellen Bauweise wurde eine Kaplan-Rohrturbine mit einer Riemenübersetzung eingesetzt. Es musste ein hochwassersicheres Zugang unter dem Fischpass für die verschiedenen Wartungsarbeiten der Turbine sichergestellt werden. Bei dem beweglichen Krafthaus wurde ein direkt gekoppelter PMG verwendet. Die Kühlung kann durch das Wasser, das den Generator umströmt, erfolgen. Somit wird die Anzahl der notwendigen Bauteile verringert. Wartungsarbeiten werden nur in größeren Zeitintervallen ausgeführt. Im Unterschied zu der konventionellen Anlage würde die Regelung nicht in der Krafthaus, sondern in der Trafostation auf dem Hochwasserdamm durchgeführt.

3.6.1.3.Vergleich der gesamten Herstellungskosten

Um ein richtiges Bild der Kosten beider Anlagen zu beschreiben, werden die Baukosten, die technische Ausrüstung und die Planungskosten in dem erwähnten Bericht entsprechend verglichen.

3.6.1.3.1.Baukostenvergleich

In der folgenden Tabelle sind die beiden Kraftwerke gegenübergestellt. Daraus kann man zusammenfassen, dass der Bau des beweglichen Krafthauses die Baukosten um mehr als 40% reduzieren würde.

	Konventionelles Krafthaus Bauzeit Mai '03 - Dez. '03	Bewegliches Krafthaus Bauzeit ca. 4 Monate
Baustelleneinrichtung	67.328,05 €	40.000,00 €
Baustellenzufahrt	22.862,32 €	15.000,00 €
Wasserhaltungsarbeiten	9.024,39 €	7.378,67€
Erdarbeiten - Abbrucharbeiten	82.420,86 €	37.532,54 €
Wasserbauarbeiten Steinsatzarbeiten, incl. Fischpass, etc.	141.327,93 €	116.177,93 €
Stahlbetonarbeiten	262.584,26 €	113.123,52 €
Einbauteile, Zubehör	15.712,16 €	2.000,00 €
Nachtrag Sondergründung am Einlauf	11.216,31 €	11.216,31 €
Fangedamm gespundet	43.789,89 €	33.718,22 €
Sonstiges Stundenlohnarbeiten, Glätten, Abbruch UWwehr ... Etc.	23.368,19 €	18.807,36 €
Zwischensumme Bau	679.634,36 €	394.954,54 €

Tab 3.6.1.3.1: Baukostenvergleich (Quelle: Abschlussbericht zur Entwicklung einer neuartigen beweglichen über- und unterströmbaren WKA, DBU – S.112)

3.6.1.3.2. Kostenvergleich der technischen Ausrüstung

	Konventionelles Krafthaus	Bewegliches Krafthaus
Turbine mit Zubehör, incl. Übersetzung, Generator, Kühlung etc.	350.000,00 €	360.000,00 €
Transporte und Krankkosten	8.000,00 €	15.000,00 €
Krafthausgehäuse mit Saugrohr	0,00 €	120.000,00 €
Hebeeinrichtung	0,00 €	23.000,00 €
Dammtafeln	11.000,00 €	22.000,00 €
Dammtafel Stahlrahmen	6.000,00 €	6.000,00 €
Rechen und Rechenreinigungsmaschine	44.000,00 €	65.000,00 €
Abschwemmschütze	4.600,00 €	0,00 €
Einlaufschütze	34.050,00 €	0,00 €
Geschiebeschütze	21.900,00 €	0,00 €
Sandpülschütze	12.300,00 €	0,00 €
Trafostation mit Messeinrichtung	38.500,00 €	45.000,00 €
Anlagensteuerung (incl. betriebsfertiger installation) für Turbine, RRM, Schütze bzw. Hebeeinrichtung etc	73.000,00 €	85.000,00 €
Krafthausinstallation mit Lüftung	7.800,00 €	0,00 €
Sonstiges (Laufstege - Dichtungssysteme)	12.760,00 €	10.000,00 €
Zwischensumme techn. Ausrüstung	623.910,00 €	751.000,00 €

Tab 3.6.1.3.2: Kostenvergleich der technischen Ausrüstung (Quelle: Abschlussbericht zur Entwicklung einer neuartigen beweglichen über- und unterströmbaren WKA, DBU – S.113)

3.6.1.3.3. Planungskostenvergleich

	Konventionelles Krafthaus	Bewegliches Krafthaus
Ermittlung der anrechenbaren Kosten		
a) Baukonstruktion nach DIN 276 Kostengruppe 3.1 und 3.5.1	679.634,36 €	394.954,54 €
b) Installation und betriebliche Einbauten Kostengruppe 3.2 - 3.4 und 3.5.2 - 3.5.4	623.910,00 €	751.000,00 €
hieraus ergeben sich die anrechenbare kosten		
1.) aus a) zu 100 % zuzügl.	679.634,36 €	394.954,54 €
2.) 25 % aus a)	169.908,59 €	98.738,64 €
3.) 25 % aus Differenz b) - 2.)	113.500,35 €	163.065,34 €
Anrechenbare Kosten Ing. Bauwerk	963.043,30 €	656.758,52 €
Anrechenbare Kosten Statik (§ 62 , 4.)	498.580,90 €	367.425,00 €
Honorarermittlung		
Objektplanung (§ 51 - 56 HOAI, Honorarzone 3 Mitte)	64.100,00 €	46.270,00 €
Örtliche Bauleitung (3 % aus anrechenbaren Kosten)	28.891,30 €	19.702,76 €
Statik (§ 63 - 67 HOAI, Honorarzone 3 Mitte)	39.400,00 €	30.600,00 €
Sonstige Ing. Leistungen		
Vermessung, Baugrunduntersuchung	kostenneutral	kostenneutral
Zwischensumme Planungskosten	132.391,30 €	96.572,76 €

Tab 3.6.1.3.3: Planungskostenvergleich (Quelle: Abschlussbericht zur Entwicklung einer neuartigen beweglichen über- und unterströmbaren WKA, DBU – S.114)

➤ Gesamtkostenvergleich

In der nächsten Tabelle vom genannten Abschlussbericht sind die Gesamtkosten verglichen. Man kann schließen, dass bezüglich der Gesamtkosten das bewegliche Krafthaus einen Vorteil besitzt, weil diese Variante mehr als 13% weniger kostet.

	Konventionelles Krafthaus	Bewegliches Krafthaus
Baukosten	679.634,36 €	394.954,54 €
techn. Ausrüstung	623.910,00 €	751.000,00 €
Planungskosten	132.391,30 €	96.572,76 €
Erstellungskosten (ohne Gebühren und Nebenkosten)	1.435.935,66 €	1.242.527,30 €
	100 %	87 %

Tab 3.6.1.3.4: Gesamtkostenvergleich (Quelle: Abschlussbericht zur Entwicklung einer neuartigen beweglichen über- und unterströmbaren WKA, DBU – S.115)

3.6.2. Vergleich des Jahresertrages

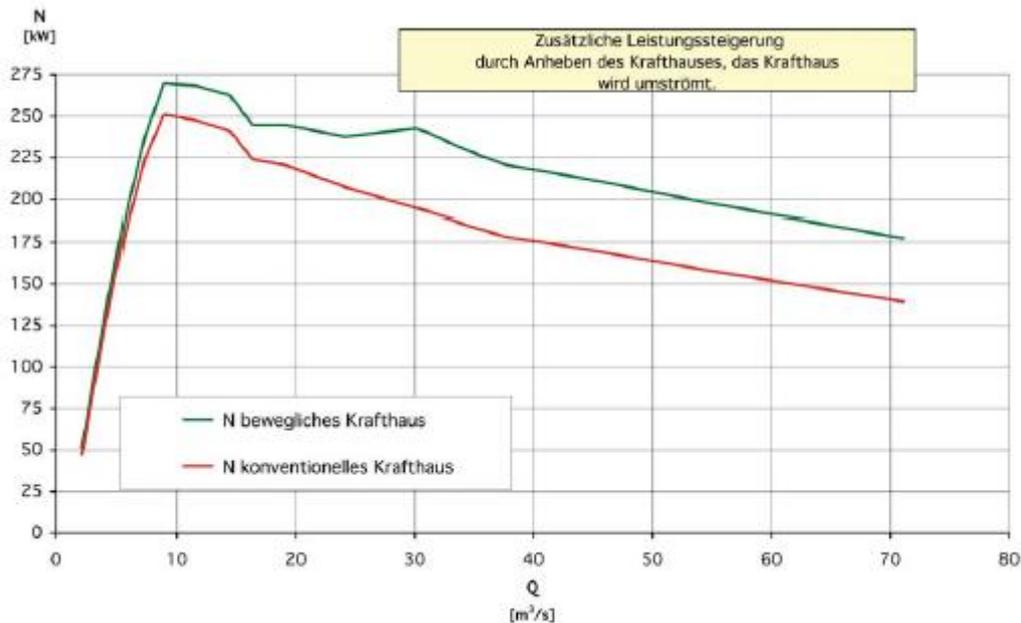


Abb 3.6.2.1: Energieertrag am Modellstandort im Vergleich mit einer konventionellen WKA (Quelle: Abschlussbericht zur Entwicklung einer neuartigen beweglichen über- und unterströmbaren WKA, DBU – S.107)

Beschreibung	Konventionelle WKA	Bewegliches Krafthaus
N_{Max}	251 kW	270 kW
Q_{Max}	10 m ³ /s	10 m ³ /s
Nettojahresenergieerzeugung	1.296.973 kWh	1.408.547 kWh

Tab 3.6.2.1: Nettojahresenergieerzeugung (Quelle: Abschlussbericht zur Entwicklung einer neuartigen beweglichen über- und unterströmbaren WKA, DBU – S.107)

➤ Schlussfolgerung

Der zitierte Bericht zeigt aufgrund des durchgeführten Vergleiches, dass der Jahresertrag bzw. die Energieerzeugung des beweglichen über- und unterströmbaren Krafthauses größer um mehr als 8,5% im Vergleich zu der konventionellen Bauweise sind.

Zum Abschluss dieses Vergleiches kann man die folgende Vorteilbereiche der beweglichen Flusskraftwerke ableiten:

3.6.3. Kostenreduktion und Wirtschaftlichkeit

Alle erwähnten Untersuchungen haben bewiesen, dass Wasserkraftanlagen in manchen Fällen relativ einfach errichtet werden können. Auf dieser Weise werden die Bauzeiten bzw. die Baukosten, und somit das Baurisiko gegenüber der konventionellen Bauweise verringert. Einige zusätzliche Bauwerke, wie Fischabstiegseinrichtungen, Grund - , Kiesschütze usw. können auch wegfallen.

Im Vergleich zu der konventionellen Bauweise ist das gesamte Konzept von Niederdruckanlagen im Gesamtpaket der Zeilsetzungen eines solchen Projektes geprüft und vereinheitlicht. Dadurch werden nicht nur die Planungskosten, sondern auch die Fehler bei der Planung (bei der hydraulischen Gestaltung und bei der Erfüllung der ökologischen und hydrologischen Anforderungen) vermindert.

Wie oben schon erwähnt wurde, kann die Errichtung der Wasserbauten auch relativ einfach sein. Die Anzahl der Bauteile ist erheblich geringer, weil einige (wie z.B. Kühlung und Belüftung) entfallen können, und das ist weiter eine Reduktion auch der Wartungskosten, aber die Betriebsicherheit und der Wirkungsgrad der Anlage werden erhöht.

Die Wahl der Ausrüstung ist auch von großer Bedeutung für die Kostenreduktion und die Wirtschaftlichkeit. Bei den beweglichen Wasserkraftanlagen werden kompakte direkt gekoppelten PMG-Synchrongeneratoren eingesetzt. Im Vergleich zu der konventionellen Bauweise, wo schnelllaufende Generatoren verwendet werden, werden hier die Qualität, die Dauerhaftigkeit und die Spitzenwirkungsgrade sogar steigern. Als einziger Nachteil im Vergleich zu den konventionellen Synchronmaschinen soll hier die Möglichkeit, mit den letzteren die Maschinen im Phasenschieberbetrieb zur Blindleistungsregelung im Verbundnetz zu betreiben. Es ist aber gut bekannt, dass diese Aufgabe in den modernen übernationalen Verbundnetzen immer mehr vor allem von den grossen Pumpspeicherwerken übernommen wird, was die Kleinkraftwerke wesentlich in dieser Verbindung entlastet.

3.6.4. Erhöhte Energieausbeute

Mit der Hilfe von vielen Untersuchungen wird nachgewiesen, dass bei dem Unterströmen des Krafthauses der so genannte Ejektoreffekt entsteht. Das führt zu einer Erhöhung der Nettofallhöhe, und auf dieser Weise wird die Leistung auch steigern. Bei hohen Wasseständen wird die Leistung im Vergleich zu der herkömmlichen Anlage somit bis zu 35% erhöht. Die Untersuchungen haben auch gezeigt, dass der Ejektoreffekt auch von der Öffnung unter dem Krafthausgehäuse abhängig ist. Wenn die Öffnung zwischen 0,2 bis 0,5m sich befindet, ist die Zunahme des Ejektoreffekts bedeutsam.

Durch das Überströmen kann man ähnliche Effekte bekommen, wie bei diesen so genannten Stützwelkenkraftwerken. Hier konkret wird der Unterwasserspiegel mit den steigenden Abflüssen zunehmen, und somit wird die Nettofallhöhe abnehmen.

Es gibt eine Anforderung bei der Anwendung dieser Effekte und sie ist, dass diese Effekte zur Erhöhung der Energiegewinnung zum Einsatz kommen können, wenn die Wasserführung größer als die Ausbauwassermenge ist. Wenn die Wasserführung: $Q_{GEW} \sim ca. 2 \times MQ$ (MQ – Mittelwasserführung) ist, wird das Krafthaus abgesenkt, um die Ejektoreffekte durch das Überströmen zu verwenden. Wenn die Wasserführung $Q_{GEW} > ca. 2 \times MQ$ ist, ergibt sich der umgekehrte Fall: das Krafthaus wird mit ungefähr 0,2m angehoben, dann strömt eine Wassermenge von ca. 0,5MQ unter das Krafthaus ab.

3.6.5.Ökologie

Der nächste wichtige Bereich von Vorteilen ist mit dem Bereich Ökologie verbunden. Mit der Hilfe von beweglichen Wasserkraftwerken werden Querbauwerke und Stauhaltungen nicht nur hydrologisch, sondern auch ökologisch verwertet.

Das bewegliche Kraftwerk ist von großer Bedeutung für der Fischökologie. Es ermöglicht die freie Durchgängigkeit der Fische unter und über dem Krafthaus. Der Rechen ist ein wichtiger Bestandteil, der auch eine wesentliche Bedeutung für den Fischschutz hat. Entscheidend dabei ist die Strömungsgeschwindigkeit unmittelbar vor und zwischen den Rechenstäben sowie der Abstand zwischen den Stäben. Viele Untersuchungen haben gezeigt, dass mit der Hilfe von dem Rundbogenrechen, den Fischaufstiegsanlagen usw. die gefahrenlose Migration von Fischen in beiden Richtungen ermöglicht ist, bzw. die Sterblichkeit dabei vermindert wird.

Als Zusammenfassung der Auswirkungen des beweglichen Kraftwerkes in den wichtigsten Fachbereichen kann man über die bedeutsamen Vorteile dieser Entwicklung schließen, wie folgt:

- Verbesserung der Hochwasserabführung ohne zusätzliche Bauwerke.
- ökologische Durchgängigkeit für Fische und aquatische Kleinlebewesen.
- keine Verlandung im Stau – und Wiedereinleitungsbereich.
- geringste Schallemissionen.
- sehr hoher Gesamtwirkungsgrad über den gesamten Betriebsbereich.
- höhere Stromerzeugung auch bei Hochwasser.
- robuste, langlebige und wartungsarme Technik.
- harmonische Einbindung in das Landschaftsbild
- kurze Bauzeiten und geringe Baukosten.
- höherer Jahresertrag bei günstigeren Herstellkosten.

4. Auswahl der erforderlichen Ausrüstung

4.1. Auswahl der Turbinen

4.1.1. Allgemeines

Die Wasserkraft spielt eine wesentliche Rolle bei der Stromerzeugung bzw. Energiegewinnung. In Bulgarien betrug der Anteil der Wasserkraft an der Gesamtenergieproduktion 2013 14,8%, in Österreich war dieser Anteil im selben Jahr genau 2/3. Es werden immer weiter sinnvolle Lösungen gesucht, so dass vor allem die bestehenden Anlagen so zu betreiben, dass die ökologischen und gesamtgesellschaftlichen Anforderungen (Passierbarkeit für Fische, Gewässer – und Hochwasserschutz) bei steigender Effizienz der Energieerzeugung eingehalten werden.

In diesem Zusammenhang werden viele Untersuchungen durchgeführt auf der Suche nach neuen und besser geeigneten Technologien zu diesem Zweck. Die beweglichen Flusskraftwerken sind eine wirtschaftliche und vernünftige Antwort auf diese Problemstellung, sie vermitteln den Fischen und den anderen aquatischen Lebewesen eine bessere Möglichkeit, ungeschädigt das Wasserkraftwerk zu überwinden. Eine wesentliche Bedeutung hat nicht nur der Wasserkraftanlagentyp, sondern auch der Auswahl der Turbine. Die ökologischen Anforderungen können im Prinzip nicht eingehalten werden, wenn die Fische in die Turbine gelangen, weil sie dort mit grosser Wahrscheinlichkeit beschädigt werden. Deshalb werden andere Wege gesucht, vor allem zur Vermeidung des Geratens der Fische in die Turbinen.

4.1.2. Einsatzbereiche

Im dritten Kapitel wurde erwähnt, dass das bewegliche, unter – und überströmbare Wasserkraftwerk aus einem Stahlkasten besteht, und es wird an einer Gefällestufe des Gewässers in einen neu gebauten Trog gestellt. Das Anlagekonzept besteht darin das Krafthaus sich um eine Drehachse bewegt, um Hochwassermengen und abgelagerte Sedimente problemlos unter dem Krafthaus weiter umzuleiten.

Das Konzept der Anlage wird zuerst für Fallhöhen für ungefähr 1,5 m bis 6 m bei Wassermengen je Kraftwerkseinheit von 2 m³/s bis 25 m³/s ausgearbeitet. Der Leistungsbereich befindet sich zwischen $P_{\text{elektrisch}} \sim 25 \text{ kW}$ bis 1.300 kW. Es gibt eine Möglichkeit, das System mit einer Ausbauwassermenge größer als 25 m³/s zu nutzen, wenn zwei oder mehrere Einheiten nebeneinander kombiniert werden.

Die bestehenden Stauhaltungen, Kulturwehre, Wehre zur Aufrechterhaltung der Schifffahrt usw. sind prinzipiell gut geeignet für die Verwendung des beweglichen Flusskraftwerks. Im Allgemeinen sind die Niederdruckstandorte weit verbreitet in Europa und stellen eine noch kaum genutzte Energiequelle dar. Dieses Konzept entspricht allen ökologischen Anforderungen und kann auch in ökologisch sensiblen Flussgebieten eingesetzt werden.

4.1.3. Konstruktionsgrenzen

Wenn man über Anlageneinheiten, im Allgemeinen über Wasserkraftanlagen spricht, ist die Transportierbarkeit ein wesentlicher Faktor. Der relevante Vorteil besteht hier in der Versetzung vieler Montageabläufe vom Standort der Anlage in das Herstellerwerk.

Wiederum steigert das die Qualität, aber die Kosten werden verringert. Der nächste Punkt ist die Transportierung der Kraftwerkseinheiten von dem Werk der Herstellung zum Bestimmungsort. Gemäß der europäischen Standarten bzw. Straßen, wenn die Einheitsbreite bis 5 m ist, muss sie mit einem Schwertransportmittel durchgeführt werden.

Nachdem die Einheiten transportiert sind ist es wichtig, Hebevorrichtungen an der Baustelle sicherzustellen zum Ermöglichen der Einbauarbeiten. Das muss in der Planung jeder Anlage im Fachbereich Baubetrieb und Bauverfahrenstechnik berücksichtigt werden, weil die Ausführung dieser Arbeiten von der Zugänglichkeit des Standortes abhängig ist.

4.1.4.Umweltrelevante Randparameter

4.1.4.1.Anordnung

Dieses System besitzt einen großen Vorteil und er besteht in der Nutzung der Energie des Wassers direkt ohne dass eine Ausleitung notwendig ist.

Das Konzept dieser Anlage schließt ein, dass das Wasser über den Krafthausrücken ständig im Betrieb abfließt und das führt zu dem Weitergehen der Schwebstoffe über den Krafthausrücken an das Unterwasser ohne das ökologische Gleichgewicht des Gewässers in dieser Verbindung zu zerstören. Aber nicht nur die Schwebstoffe, sondern auch die Fische bzw. alle Kleinlebewesen können über den Krafthausrücken ins Unterwasser unverletzt hinüber schwimmen. Das in Kombination mit einem flachen Rechen, angeordnet wo das Wasser abfließt, über den Krafthausrücken kann gemäß der Anforderungen als einen Abstieg dienen.

Das allgemeine Konzept setzt auch eine Fischaufstiegsanlage voraus, welche neben den Trog gestellt wird. Sie stellt ein gutes Auffinden des Fischaufstieges sicher. Aufgrund der Anordnung des beweglichen Krafthauses verlangt das Überströmen der Anlage während des Betriebes eine Fischaufstiegshilfe, wie schon erwähnt.

4.1.4.2.Einfügen in das Landschaftsbild

Im Vergleich zu der konventionellen Bauweise ist das Bauvolumen weniger und das führt zu nicht so erheblichen Veränderungen sowohl im Uferbereich als auch im Flussbett. Das stellt einen wichtigen Vorteil dar.

4.1.4.3.Fischschutz

Es ist schon unentbehrlich, dass das Konzept des beweglichen Krafthauses auch eine Fischabstiegsanlage enthält. Die Anströmgeschwindigkeit liegt im Bereich nicht höher als $v = 0,5 \text{ m/s}$ und die Bemessung wird gemäß der Ausbauwassermenge gewählt. Der Einlauf des Krafthauses soll mit einem Rundbogenrechen gesichert werden. Es gibt eine Anforderung für den Abstand zwischen den Stäben des Rechens: er soll nicht größer als 20 mm sein. Dieser Abstand von der Turbinengröße und den verschiedenen örtlichen Fischarten abhängig.

Die Wanderung der Fische flussabwärts soll auch gefahrenlos sichergestellt werden. Der Rechen spielt die Rolle einer optischen Barriere. Er führt zu dem Wunsch der Fische auszurücken, und wenn sie keine Fluchtmöglichkeit finden können, probieren sie zwischen den Rechenstäben zu schwimmen.

Es gibt bei dem beweglichen Krafthaus einige Möglichkeiten für die Fische, das Wasserkraftwerk unverletzt zu passieren. Sie sind wie folgt: über das Krafthaus, unter das angehobene Krafthaus und über den Fischaufstieg. Deshalb soll es betrachtet werden, ist die Anforderung erfüllt, beim Anheben eine Spalthöhe nicht weniger als 0,1 m sicherzustellen,

so dass die Fische unbeschädigt hinunter schwimmen können. Es gibt noch einen Anspruch, verbunden mit der Gestaltung der Außenflächen des Krafthauses: sie werden glatt erstellt, um die Verletzungsrisiko bei der Wanderung der Fische über oder unter dem Krafthaus zu vermeiden.

Es besteht die Möglichkeit, dass einige Fische (absteigende Jungfische) durch den Einlaufrechen wandern. Deshalb ist die Wahl der Turbine von größer Bedeutung. Aufgrund der großen, freien, durchströmten Flächen und den großen Abständen zwischen dem Leit – und Laufrad, der mit möglichst wenig Leitschaufeln gebaut ist, wird die moderne Kaplan turbine als relativ fischfreundlich bewertet. Es gibt eine Einzelheit, dass mit der Erhöhung der Fließgeschwindigkeit im Bereich des Leit – und Laufrades die Schädigungsgefahr sich auch erhöht. Es besteht noch ein Schädigungspotential bei der Wanderung der Fische durch den sich ergebenden Druckverlauf.

Bei Niederdruckanlagen mit einem Gefälle von $H < 6$ m sind die Druckunterschiede bei dem Durchschwimmen des Wasserkraftwerkes nicht so groß und bedenklich. Um den Unterdrücken entgegenzuarbeiten, soll die Turbine tiefer angeordnet werden, oder die absoluten Strömungsgeschwindigkeiten in dem moderaten Bereich beschränkt werden. Diese Anforderungen werden auch von den Turbinenherstellern berücksichtigt vor allem aber zur Vermeidung von Kavitationserscheinungen.

Man kann schließen, dass durch die Beachtung des geplanten Fischabstieges und des Rechenabstandes, die Schädigungsgefahr für die Fische im Allgemeinen beim Passieren des beweglichen, über – und unterströmbaren Wasserkraftwerkes verringert wird.

4.1.4.4.Hochwasserschutz / - entlastung

Das bewegliche Krafthaus wird an einer bestehenden Staustufe gebaut und das hilft, den Wasserspiegel in der Stauhaltung zu regeln. Wenn die Wassermengen höher sind, wird das Krafthaus angehoben und kann als Entlastungsorgan dienen, um den Oberwasserspiegel zu regeln. Somit können die Oberwasserstände im Bereich des Oberwassers der Anlage verringert werden. Noch ein Vorteil wird durch das gleichzeitige Unterströmen des Kraftwerkes im Hochwasserfall vertreten, wenn die Sedimente und das Geschiebe ins Unterwasserbereich weitergegeben werden können. Auf dieser Weise bleibt das ökologische Gleichgewicht des Gewässers im Bereich Flussmorphologie erhalten.

4.1.4.5.Emissionen

Wenn der Betrieb des Wasserkraftwerkes unter Wasser ist, werden die Geräusche stark eingeschränkt. Es kommt ein langsamlaufenden direkt gekoppelter PMGenerator, der von dem fließenden Wasser gekühlt ist, zum Einsatz.

Auf dieser Weise werden andere zusätzliche Geräuschequellen wegfallen. Man kann daraus schließen, dass die natürlichen Gewässersgeräusche im Vergleich zu der Gesamtgeräuschemission des Krafthauses höher sind. Das bedeutet, dass der Betrieb der Anlage akustisch nicht erkennbar ist.

4.1.4.6.Hoher Umsatzgrad der verfügbaren Rohenergie

Durch die Abstimmung des ganzen hydraulischen Systems nicht nur der Turbine, sondern auch des Zu – und Abströmbereichs wird ein bedeutsamer Umsetzungsgrad der hydraulischen Rohenergie in mechanische Energie erreicht.

Durch die Anwendung eines direkt gekoppelten Generators entfallen eine Übersetzung und zusätzliche Kühlsystemkomponenten. Somit wird ein erheblicher Wirkungsgrad bei der Umsetzung der mechanischen in die elektrische Energie erreicht.

Abschließend führt der signifikante Gesamtwirkungsgrad der Anlage zu einer Erhöhung des Jahresertrages.

4.1.4.7.Sedimenttransport

Von großer Bedeutung bei Wasserkraftanlagen ist der Sedimenttransport. Es gibt zwei Sedimentarten in natürlichen Fließgewässern, wie es schon bekannt ist – Geschiebe und Schwebstoffe.

Der Sedimenttransport kann verschiedenen schädlichen Auswirkungen verursachen und sie sind wie folgt:

- Ungünstige Verformungen des Flussbettes (z.B. Eintiefung) in bestimmten Flusstrecken;
- Abnutzung der Turbinen;
- Verringerung der Speicherkapazität und Verluste bei der Energieerzeugung, aufgrund der Auflandung eines großen Teiles des Speicherraumes.

Um diese schädlichen Auswirkungen abzuwenden ist es notwendig, geeignete Maßnahmen zu treffen. Das Prinzip dabei besteht darin, bei Errichtung von Staustufen mit Wasserkraftanlagen und ihrem nachfolgenden Betrieb so weit wie möglich den Fluss seinem natürlichen Sedimenttransport folgen zu lassen. Dazu sind bei praktischen Anwendungen die wasserbaulichen Modellversuche für die konkreten hydromorphologischen Verhältnisse in der jeweiligen Flusstrecke unentbehrlich.

In diesem Sinne besteht der grosse Vorteil des Konzeptes vom beweglichen Kraftwerk darin, dass besonders im Hochwasserfall, wenn die entscheidenden Geschiebemengen mobilisiert werden, das Modul angehoben werden kann, und somit ein Fließquerschnitt unter ihm zur Durchführung von diesen Geschiebemengen frei gegeben werden kann. Gleichzeitig besteht auch immer die Möglichkeit eines Überlaufens.

4.1.5.Hydraulische Randparameter

Bei den beweglichen, über- und unerströmbaren Kraftwerken kommen die axial durchströmten Turbinen zum Einsatz. Die zweckmäßigste Turbinenart sind die doppelgeregelten Kaplan turbinen, die einen hohen Wirkungsgrad über einen breiten Beaufschlagungsbereich besitzen.

4.1.5.1.Spezifische Turbinenkenndaten von Kaplan turbinen

Das Ziel dieses Kraftwerkstyps ist es, eine kompakte Einheit nach dem modularen Prinzip anzuwenden. Durch die Verwendung von Kaplan turbinen und ihrem hohen charakteristischen Schluckvermögen ergeben sich relativ kleine Durchmesser des Laufrades. Diese Besonderheit erfordert hohe Fließgeschwindigkeiten im Laufraddurchtritt, die andererseits hohe spezifische Drehzahlen bedingen.

Wenn die Turbinendrehzahl sich erhöht, sinkt die erforderliche Übersetzung zu der Anregung eines niederpoligen Standardgenerators d.h, dass bei der Direktkopplung des Generators mit der Turbine eine Minderung der Polpaarzahl denkbar ist, andererseits kann das sich auf ihre Baugröße und Preis auswirken.

Aufgrund der hohen Strömungsgeschwindigkeiten nach dem Laufradaustritt ist eine erhebliche Restenergie vorhanden, die im Saugrohr weiter verwertet werden muss. Diese Anforderung bedingt ein hydraulisch optimiertes, glattes und exzellentes in der Formgebung Saugrohr, dessen Ziel ist der Energierückgewinn durch eine dauernde Verminderung der Geschwindigkeit in dem Saugrohr. Seine Optimierung führt zu einer positiven Nachwirkung auf den Gesamtwirkungsgrad des Flusskraftwerkes.

Diese Erscheinung führt zu einem Druck nach dem Laufradaustritt, der im Vergleich zu dem Druck am Saugrohraustritt niedriger ist. Dieser Druck kann ungefähr als den atmosphärischen Luftdruck angenommen werden. Dieser zu niedrige Druck am Laufradaustritt bzw. die Druckunterschiede zwischen dem Laufrad – und Saugrohraustritt sind der Grund für Kavitation zu entstehen, die schädlich auf das Laufrad wirken kann. Es gibt einige Maßnahmen, die getroffen werden können, um der Kavitation entgegenzuarbeiten bzw. ihre Wirkung zu vermeiden. Die am besten bewährte Möglichkeit ist, die Turbine gegenüber dem Unterwasserpegel tiefer zu errichten.

Alle Anlagenwerte können aus den charakteristischen Kenndaten berechnet werden. Diese Kenndaten können mittels eines Modelversuchs für eine geometrisch gleiche Turbine bestimmt und im Muscheldiagramm für einen Einheitsdurchmesser von $D_1 = 1$ m und Fallhöhe $H_1 = 1$ m, d.h. in Einzelgrößen im s.g. z.B. Q_{11} - n_{11} -Feld dargestellt werden.

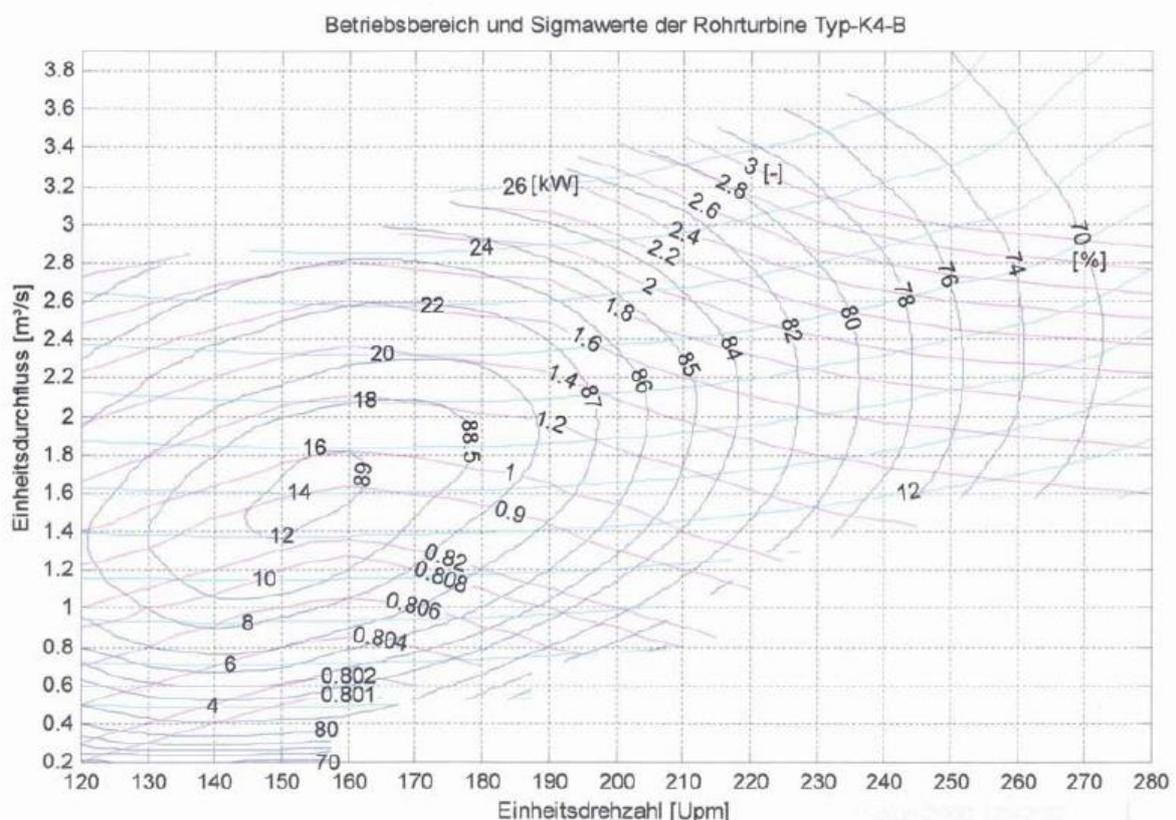


Abb 4.1.5.1: Muschelkurve für $D_1=1m$ und $H_1=1m$ für eine HSI Kaplanrohrturbine mit 4 Laufradschaufeln (Quelle: Abschlussbericht zur Entwicklung einer neuartigen beweglichen über- und unterströmbaren WKA, DBU – S.17)

Die obigen Wirkungsgradwerte sind von der Laufradgröße und Nettofallhöhe am Anlagenstandort abhängig und können mit der Hilfe folgender Formel berechnet werden.

$$\xi = 0,7 * (100 - \eta_{11}) * \left[1 - (0,3 + 0,7 / (H_r^{0,1} * D_1^{0,2})) \right] \quad (4.1.5.1)$$

ξ = Aufwertungszuschlag nach Hutton [%]

η_{11} = Wirkungsgrad der Modellturbine bei $H_r = 1\text{m}$ und $D_1 = 1\text{m}$ [%]

H_r = Nettofallhöhe des Anlagenstandortes [m]

D_1 = Laufraddurchmesser der Turbine am Anlagenstandort [m]

Je nach der Turbinenhersteller und gewählter Geometrie wurden im zitierten Abschlussbericht der Deutschen Bundesstiftung Umwelt zur Entwicklung einer neuartigen beweglichen, über – und uneterströmbaren Wasserkraftanlage für die maximale Beaufschlagung charakteristische Q_{11} – Werte im Bereich von 2,2 m³/s bis 3,8 m³/s abgeleitet.

Je nach den Ergebnissen bietet die Firma HSI Hydro Engineering GmbH die folgenden $Q_{11\text{max}}$ – Werte:

Bei Laufrad mit 3 Laufradschaufeln $Q_{11\text{max}} \sim 3,2$ bis $3,4$ m³/s

Bei Laufrad mit 4 Laufradschaufeln $Q_{11\text{max}} \sim 2,8$ bis $3,0$ m³/s

Bei Laufrad mit 5 Laufradschaufeln $Q_{11\text{max}} \sim 2,3$ bis $2,6$ m³/s

Bei dieser Anlage und gemäß ihres Konzeptes ist der tiefere Einbau der Turbine nicht empfehlenswert. Als Folge kommt, dass die charakteristischen Drehzahlen mit der Erhöhung des Gefälles und der Saughöhe vermindert werden müssen, um der Kavitation entgegenzuwirken.

Dann sind die abgeleiteten charakteristischen Drehzahlen:

Bei Laufrad mit 3 Laufradschaufeln $n_{11\text{max}} \sim 180$ bis 200 [1/min]

Bei Laufrad mit 4 Laufradschaufeln $n_{11\text{max}} \sim 155$ bis 175 [1/min]

Bei Laufrad mit 5 Laufradschaufeln $n_{11\text{max}} \sim 125$ bis 140 [1/min]

Um andere Laufraddurchmesser berechnen zu können, gelten die folgenden Zusammenhänge, d.h. die s.g. Ähnlichkeitsgesetze der Strömungsmaschinen (hier für Turbinen):

Umrechnung von Q_{11} auf Q_1 bei Veränderung von D_1 [m]

$$Q_1 = Q_{11} * (D_{Anlage} / D_1)^2 \quad (4.1.5.2)$$

Umrechnung von n_{11} auf n_1 bei Veränderung von D_1 [m]

$$n_1 = n_{11} * (D_{Anlage} / D_1) \quad (4.1.5.3)$$

Bei Veränderung der Fallhöhe sind die folgenden Zusammenhänge gültig.

$$Q_{Anlage} = Q_1 * (H_{Anlage} / H = 1m)^{0,5} \quad (4.1.5.4)$$

$$n_{Anlage} = n_1 * (H = 1m / H_{Anlage})^{0,5} \quad (4.1.5.5)$$

$$H_{Anlage} = H_r - \text{Nettogefälle [m]}$$

4.1.6.Festlegung der vereinheitlichten Randparameter

Nach allen durchgeführten Untersuchungen wurde die folgende Festlegung der Randparameter dargestellt.

4.1.6.1.Anströmgeschwindigkeit

Die maximale Anströmgeschwindigkeit des Rechens kann bis 0,6 m/s erreichen, unabhängig von der Fallhöhe am Anlagestandort. Es entsteht das Problem, dass dieser Wert sich oberhalb der möglichen minimalen Fluchtgeschwindigkeit von Fischen befindet. Auf diese Weise wird sichergestellt, dass die zweckmäßigste Entscheidung der Fluchtkorridor über das Krafthaus zu finden ist. Dazu wird dieser Wert auch nicht höher als 0,6 m/s angenommen.

4.1.6.2.Fallhöhenbereich

Normalerweise liegen die Stauhöhen bestehender Kulturwehre an Gewässern im Bereich zwischen 0,5 m und 15 m und der Grund dafür ist der Zweck, die Sohlerosion zu vermeiden, und / oder die Schiffbarkeit zu erhalten.

Am häufigsten wirtschaftlich ist es empfohlen, die nutzbaren Gefällestufen im Bereich von 1,5 m bis 6,0 m zu nutzen.

4.1.6.3.Ausbauwassermenge je Anlage

In Anbetracht der fast gleichen Grundkosten für die Baustelleinrichtung, Überwachungstechnik, Genehmigungsverfahren auch Netzanschlusskosten usw., die unabhängig von der Leistung der Anlage sind, ist eine wirtschaftliche Bewertung dargestellt und sie zeigt, dass die Niederdruckanlage einen Jahresertrag größer als 50 000 € besitzen muss.

Nach diesen Schätzungen kann geschlossen werden, dass die minimale wirtschaftliche Ausbauleistung an den Generatorklemmen von $P_{\text{elekt.r.min}} \sim 95 \text{ kW}$ sein muss.

Der Gesamtwirkungsgrad ist $\eta \sim 85 \%$ angenommen und so wurde eine minimale Ausbauwassermenge abgeleitet:

$$Q_A \text{ bei } H_r = 1,5 \text{ m} = Q_{\text{Turbine}} \sim 7,5 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_A \text{ bei } H_r = 6,0 \text{ m} = Q_{\text{Turbine}} \sim 2,0 \text{ m}^3/\text{s}$$

4.1.6.4.Turbinengrößen

Die Ergebnisse zeigen, dass die Firma HSI Hydro Engineering GmbH die Turbinengrößen nach der geometrischen Reihe R20 bestimmt hat. Die Turbinen sind Kaplan mit Laufraddurchmesser: $560 \text{ mm} < D_1 < 2240 \text{ mm}$.

In Anbetracht des Zieles der Ausbauwassermenge liegt der Laufraddurchmesser im Bereich von mindestens 1260 mm bei geringsten Fallhöhen bzw. bei den größten Fallhöhen – kleiner ca. 560 mm.

Hinsichtlich der maximalen transportierbaren Anlagengröße ergibt sich ein maximaler Laufraddurchmesser von $D_{1max} = 2,0$ m.

Es ist schon bekannt, dass wenn die Laufraddurchmesser kleiner sind, sinken auch die Wirkungsgrade, besonders wenn die Geschwemmestücke am Laufrad oder Leitapparat fallen. Das kann nicht immer durch Spüleinrichtungen vermieden werden. Die Lösung wäre ein geringerer Abstand zwischen den Stäben des Rechen, aber das bedeutet, dass die Ausführung des Rechen sehr sorgfältig sein muss. Das führt auch zwangsläufig zu höheren Einlaufverlusten am Rechen während des Betriebes. Hier entsteht der Widerspruch in der Anordnung des Krafthauses, weil im Hochwasserfall sich das auftretende Treibgut als Menge erhöht, und der Rechen nicht auf die Ansprüche antworten wird.

Dann ergibt sich in dem Gesamtkonzept ein Laufraddurchmesser von $D_1 > 1260$ mm.

Nach allen Betrachtungen kann man schließen, dass der Laufraddurchmesser von beweglichen, über - und unterströmbaren Wasserkraftanlagen im Bereich von 1260 bis 2000 mm liegen sollte.

4.1.7.Netzanschluss

Es gibt dazu einige Möglichkeiten, abhängig von dem Anlagenstandort. Der Netzanschluss kann auf der Niederspannungsebene mit Generatorspannung von 0,4 kV ausgeführt werden, diese Lösung führt aber immer zu hohen Energieverlusten bei der Übertragung. Auf der Mittelspannungsebene mit 10 – 20 kV ist die Einspeisung daher die übliche Lösung. Besonders wenn die Leistungen größer als 200 kW sind, wird am häufigsten ein Mittelspannungsanschluss eingesetzt.

4.2.Auswahl des Generators

4.2.1.Gegenüberstellung der verschiedenen Antriebsysteme

Bei den Niederdruckanlagen kommen verschiedene Konzepte mit Kaplan turbinen zur Übersetzung der Turbinenwellenleistung in elektrische Energie zum Einsatz. Sie werden in diesem Teil kurz vorgestellt.

4.2.1.1.Riemenübersetzung

Bei Wasserkraftanlagen mit einer Wellenleistung von ca. 500 kW werden Flachriemenantriebe verwendet. Es muss beachtet werden, wegen der auftretenden Radialkräfte, der Langlebigkeit und des Platzbedarfes Übersetzungen von $i \sim 1 : 4$ nicht zu überschreiten. Am häufigsten werden standartisierte Synchron – oder Asynchrongeneratoren mit Drehzahlen 600, 750, 1000 1/min eingesetzt. Die Instandhaltung bei dem Riemenantrieb ist nicht so erheblich und erzielt Wirkungsgrade bis zu $\eta_{Riemen} \sim 98 \%$ bei der Nennleistung. Im Teillastbetrieb entstehen konstante Lager- und Ventilationsverluste, und somit sinkt der Wirkungsgrad.

4.2.1.2.Getriebeübersetzung

Bei Wasserkraftanlagen, bei denen die Turbinenwellenleistungen 500 kW und die Übersetzungen $i \sim 1 : 4$ übersteigen, werden Getriebe verwendet, um die Verwendung der

standardisierten Synchron – oder Asynchrongeneratoren zu ermöglichen. Das Getriebe braucht sowohl eine permanente Kühlung und Überwachung, als auch regulären Ölwechsel und Instandhaltung. Die Wirkungsgrade betragen $\eta_{\text{Getriebe}} \sim 98,5 \%$ bei der Nennleistung und es ist schon bekannt, dass im Teillastbetrieb die Wirkungsgrade wegen der ständigen Lagerverluste, Verluste für die Ölumwälzung usw. sinken.

4.2.1.3. Direktantrieb

In der letzter Zeit werden die hochpoligen langsamlaufenden Generatoren verwendet, obwohl sie in Vergleich zu den niedrigpoligen schnelllaufenden Generatoren mit Übersetzung die teurere Möglichkeit sind. Wichtiger Grund ist, dass die Wartungskosten für die Übersetzung wegfallen und wegen der weniger beweglichen Teile sich die Betriebsicherheit erhöht. Auch die notwendigen Maßnahmen zur Körper- und Luftschalldämmung werden geringer.

Die Wahl des Generators ist von dem Konzept abhängig aber um ein einfaches und stabiles System zu realisieren, soll bei den beweglichen, über-, und unterströmbaren Flusskraftwerken grundsätzlich nur der direkt angetriebene Generator verwendet werden.

4.2.2. Gegenüberstellung der verschiedenen Generatortypen

Bei den Wasserkraftanlagen werden Drehstromgeneratoren verwendet. Bei Niederdruckanlagen mit einer Leistung von bis ca. 1.000 kW kommen Niederspannungsgeneratoren mit Klemmenspannung nicht größer als 1 kV zum Einsatz.

Prinzipiell unterscheidet man zwei Generatortypen: Synchron – und Asynchrongeneratoren, und sie werden charakterisiert wie folgt:

4.2.2.1. Asynchrongeneratoren

Erheblicher Vorteil der Asynchrongeneratoren ist, dass sie nicht nur sehr robust, sondern auch sehr einfach zu bauen sind. Sie sind niederpolige Generatoren, und im Vergleich zu den Synchronmaschinen sind sie wesentlich preiswerter.

Der Asynchrongenerator bringt die Blindleistung zum Bau des Erregerfeldes während des Betriebes aus dem Netz weg. Wenn die Leistung gleich ist, wird das Blindleistungsbedürfnis mit der Zunahme des Polpaarzahl erhöht. Die selbe Situation wird bei langsam drehenden Generatoren getroffen. Dieses induktive Blindleistungsbedürfnis aus dem Netz muss ausgeglichen werden. Normalerweise wird das durch entsprechende Kondensatoren verwirklicht. Als Folge diesen hohen Blindstromteil ist die Steigerung der Grundverluste im Bereich des Generators.

Es gibt einige Gründe, die zu den großen Abmessungen und dem hohen Gewicht des Generators führen und sie sind wie folgt: Polpaarzahlen größer als 7, Drehzahlen kleiner als 428,5 1/min, noch ein wichtiger Grund ist, dass das Blindleistungsbedürfnis im Vergleich zu der Nennwirkleistung höher ist. Deshalb entstehen Kosten und Verluste für den notwendigen Ausgleich, die in dem Gesamtenergieergebnis und den Kosten berücksichtigt werden müssen.

Als Ergebnis dieses Teiles kann man schließen, dass die Verwendung der Asynchrongeneratoren bei Drehzahlen mit 375 1/min (8 Polpaare) und niedriger nicht passend ist.

4.2.2.2.Synchronegeneratoren

Die wesentliche Unterschied zwischen den Asynchron – und Synchrongeneratoren besteht darin, dass der Synchrongenerator keine Blindleistung aus dem Netz braucht, weil die Erregerleistung die Blindleistung mittels selbständiger Magnetisierung der Pole erfolgt. Diese Pole werden mit nicht konstantem Gleichstrom magnetisiert. Dadurch muss der Synchrongenerator erregt werden und stellt Spannung her, die unabhängig von dem Netz ist. Durch die Veränderung des Erregerstromes in dem so genannten Netzparallelbetrieb kann der Generator so geregelt werden, dass keine Abgabe vom Blindstrom aus dem Netz ausgeführt werden. In diesem Betriebspunkt erzielt der Leistungsfaktor den Wert $\cos \varphi = 1$ bzw. der Generator erreicht den höchsten Wirkungsgrad.

Es gibt zwei Möglichkeiten den Erregerstrom den Polwicklungen abzugeben. Erstens durch Erregermaschine im Bereich des Generators oder zweitens durch externe statische Erregung. Aber das Ziel ist eine instandhaltungsfreie, bürstenlose Gleichstromanlieferung des Polrades zu ermöglichen, deshalb werden in der letzten Zeit die Erregermaschinen als Drehstromgeneratoren in Außenpolerfüllung in den Synchrongenerator angeordnet. Auf dieser Weise wird der hergestellte im Läufer Drehstrom anhand eines mitrotierenden Diodensatz gerichtet.

Trotz der schon über Jahrzehnte bewährte Technik entstehen Schädigungen am Erregerkreis und das führt zur Betriebsstörung des Generators.

Der wichtige Vorteil der Synchrongeneratoren besteht darin, dass keine Ausgleichsanlage brauchen und können auch ein unabhängiges von dem Netz Inselbetriebsnetz versorgen. Ebenfalls besitzen die hochpoligen Ausführungen einen guten Teillaststromwirkungsgrad, was der Grund ist, möglicherweise Synchrongeneratoren mit Direktkopplung zur Turbinenwelle anzuwenden.

Die Pole besitzen bestimmte geometrische Abmessungen. Wenn der Läuferdurchmesser zunimmt, erhöht sich auch der Außendurchmesser mit steigender Polzahl und abnehmender Drehzahl.

4.2.2.3.Synchronegeneratoren mit Permanentmagneten

Ein Sonderfall der Synchrongeneratoren ist der Synchrongenerator mit Permanentmagneten, die die Rolle der Pole spielen. In Bezug auf die Wirtschaftlichkeit sind diese Magnete sehr interessant, weil sie nicht so aufwendig sind aber in der selben Zeit werden aus hochwertigen Werkstoffen hergestellt.

Wenn die Läufer mit Permanentmagneten als Pole erstellt werden, ist es möglich kleine Läuferdurchmesser auszuführen. Ebenso werden die Verluste im Vergleich zu dem konventionellen Synchrongenerator um ca. 30 % verringert, weil die Erregerleistung abfällt. Auf diese Weise bekommt man eine sehr robuste Maschine, entsprechend der Asynchronmaschine, die ohne Einstellelektronik in dem Generator selbst auskommt.

Der Nachteil ist nur das, dass die Spannung proportional der Drehzahl ist, bzw. der Leistungsfaktor im Netzparallelbetrieb bei Netzspannungsschwankungen nicht eingestellt werden kann.



*Abb 4.2.2.1: Werkbild der Fa. Elin EBG eines Läufers mit Permanentmagneten vor dem Bandaagieren
(Quelle: Abschlussbericht zur Entwicklung einer neuartigen beweglichen über- und unterströmbaren WKA, DBU – S.24)*

Um eine nicht nur einfache, leichte und kompakte, sondern auch robuste Konstruktion des Generators zu erreichen, der bei dem beweglichen, über – und unterströmbaren Flusskraftwerk gekühlt und auch umfließt wird, wird empfohlen Synchrongeneratoren mit Permanentmagneten zu verwenden. Noch ein positiver Effekt dieser Generatortypen ist, dass sie einen sehr hohen Wirkungsgrad besitzen. Dabei kann die Anzahl der Polpaare leicht und kostengünstig wesentlich erhöht werden, was in letzter Zeit auch direkte Kupplung bei sehr niedrigen Drehzahlen ermöglicht.

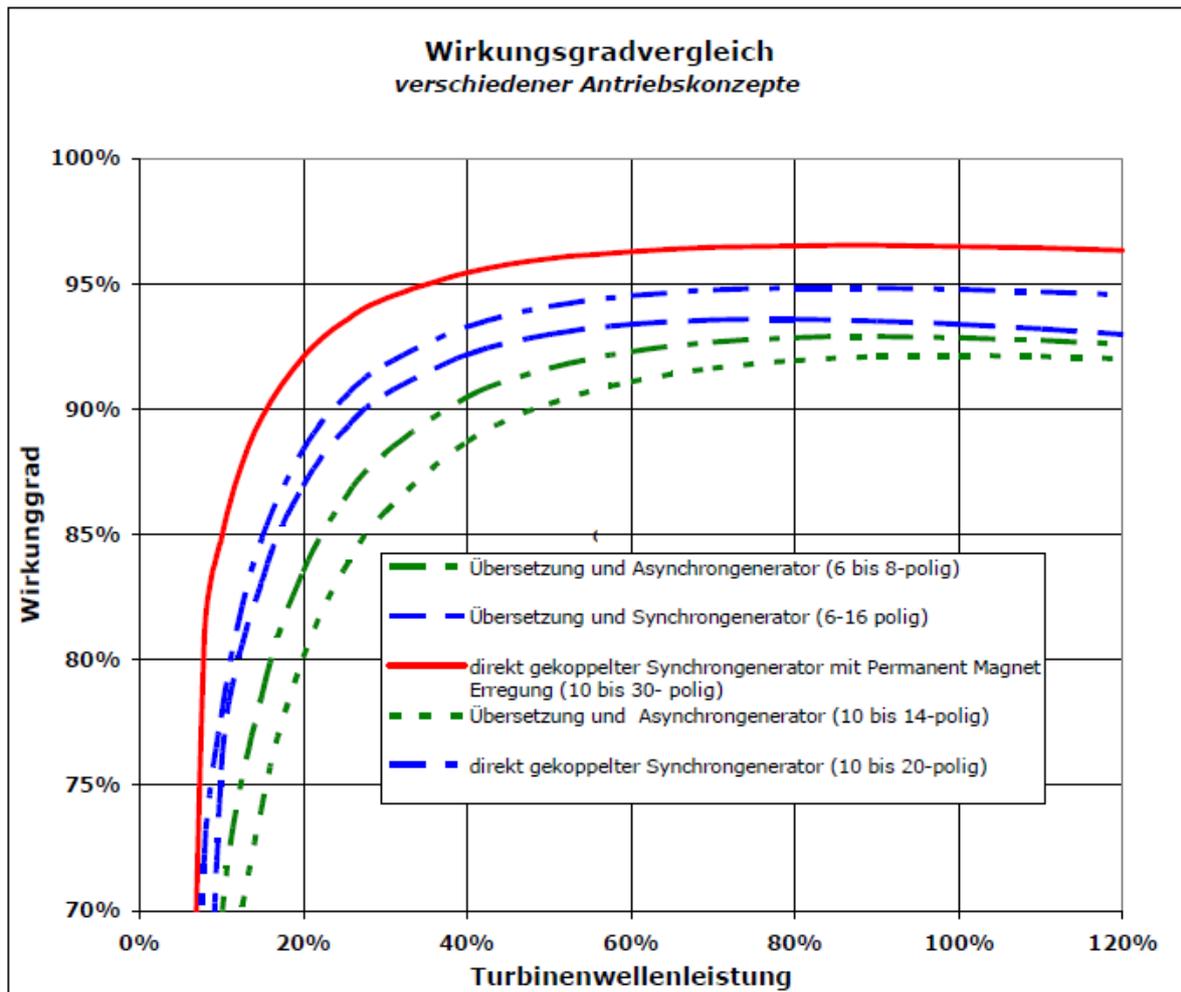


Abb 4.2.2.2: Vergleich des Gesamtwirkungsgrades der unterschiedlichen Systeme bei der Umsetzung der Turbinenwellenleistung in elektrische Energie an der Generatorklemme (Quelle: Abschlussbericht zur Entwicklung einer neuartigen beweglichen über- und unterströmbaren WKA, DBU – S.24)

4.2.3. Generatorbulbe

Um die Krafthausdimensionen zu bestimmen, ist es wichtig nicht nur die Turbinenauswahl, sondern auch die Festlegung der Abmessungen vom Generatorgehäuse.

Die Bulbgeneratoren sind interessant mit der direkten Kopplung (von Turbine und Generatorrotor). Der Laufschaufelverstellmechanismus und der Generator werden in einem wasserdichten Kasten gelagert. Weiter ist es auch wichtig, dass das Laufrad der Kaplan turbine und der Generatorrotor auf einer Welle angeordnet sind. Der Generatorstator ist direkt in dem Mantelkasten des Kastens gelagert, und die Oberfläche wird vom Wasser gekühlt.

Der Rotor des Generators ist mit Magneten und mit einem Dämpferkäfig ausgerüstet. Aufgrund der Ausrüstung wird die Erregung des Polrades praktisch ohne Verluste durchgeführt. Auf dieser Weise wird ein hoher Wirkungsgrad und eine hohe Leistungsdichte erzielt. Der Anschluss des Generatorstators mit dem elektrischen Verteilungsnetz nach der Schaltung der Synchronisierung kann direkt oder durch einen Transformator erfolgen.

Von großer Bedeutung für den Preis eines Generators sind die Kostenkomponenten: Entwicklungs-, Konstruktionskosten und Kosten für Sonderinstrumente. Für jede Baugröße,

die dem Durchmesser des Laufrades entspricht, empfiehlt sich nur eine synchrone Drehzahl zu bestimmen. Der Wechsel der maximalen Leistung des Generators kann bei den Synchrongeneratoren mit Permanentmagneten durch die Veränderung der aktiven Länge des Stators und Läufers geschehen.

Die elektrische Deutung wird so verstanden, dass bei Leistungs-, oder Netzspannungsschwankungen ein Leistungsfaktor besser als 0,9 erzielt wird.

4.2.4.Korrosionsschutz

Bei den Wasserkraftanlagen arbeitet der Generator in einem Flusswasser (mit einer Temperatur von 0 – 20 ° C) und es gibt einige Anforderungen, die Korrosion zu vermeiden:

1)Es besteht die Möglichkeit einer Kondensatbildung durch Überdruckbeaufschlagung mit getrockneter Umgebungsluft. Das soll vermieden werden, aber in jedem Fall ist ein Schutzsystem notwendig.

2)Im Notfall ist es eine Überflutung des Bulbs nicht ausgeschlossen. Deshalb sollen alle Komponenten des Generators eine Überflutung mit der entsprechenden Trocknung zur Inbetriebnahme ohne Abbau unbeschädigt ertragen.

3)Der Abbau und die Zerlegbarkeit sollen auch bei nachhaltigem Betrieb mit nicht ausgeschlossenen Überflutungen sichergestellt sein.

Zum Abschluss ist auf der nächsten Abbildung (4.2.4.1) die Anordnung eines Bulbgenerators dargestellt.

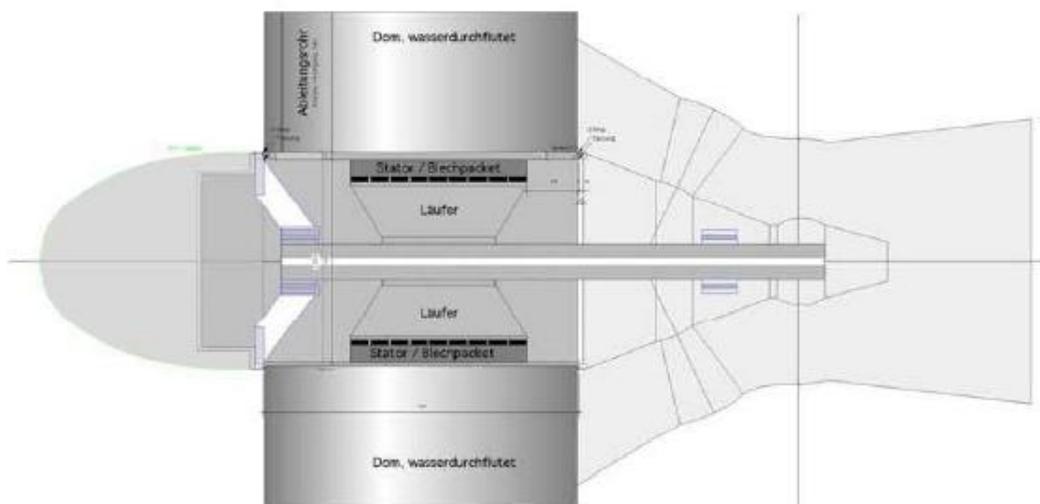


Abb 4.2.4.1 Anordnung eines Bulbgenerators im Zulauf einer Kaplanturbine (Quelle:Abschlussbericht zur Realisierung einer Versuchsanlage des beweglichen, über – und unterströmbar Wasserkraftwerks zwecks Validierung der Forschungsergebnisse – S.57)

4.3.Krafthausdimensionierung

Aufgrund verschiedener Untersuchungen kann zusammengefasst werden, dass das Krafthaus der Flusskraftwerke das komplizierteste und aufwendigste ist. Deshalb muss man neue Konzepte suchen, um das Krafthaus zu vereinfachen. Solche Möglichkeiten sind die

Hydromatrix® -, StrafloMatrix™ - Turbine, das bewegliche, über – und unterströmbare Kraftwerk.

Das Krafthaus des Flusskraftwerkes soll die folgenden Bedingungen erfüllen:

- Wirtschaftlichkeit, d.h. hohe Wirkungsgrade zu erreichen, weil die Turbinen sehr große und gewichtige Teile sind bzw. die Generatoren mit grossen Durchmessern.
- Der Hochwasserschutz – das Krafthaus soll dem Hochwasser standhalten.
- Der Sedimenttransport – der Geschiebedurchfluss soll möglicherweise gleichmäßig ins Unterwasser erfolgen.
- Der Fischschutz – es soll ein guter ökologischer Zustand des Gewässers sichergestellt werden.

Das bewegliche, über – und unterströmbare Flusskraftwerk erfüllt alle Bedingungen und ist eine geeignete Möglichkeit, weil das bewegliche Kraftwerk das Streben nach der Vereinfachung oder Abschaffung des Krafthauses vertritt.

4.4. Technische Ausführungsdetails

Die folgenden Abbildungen zeigen verschiedene Ausführungsmodelle des Flusskraftwerkes, wie folgt: bewegliches Krafthaus, Hebemechanismus, Dichtungssystem.

4.4.1. Bewegliches Krafthaus

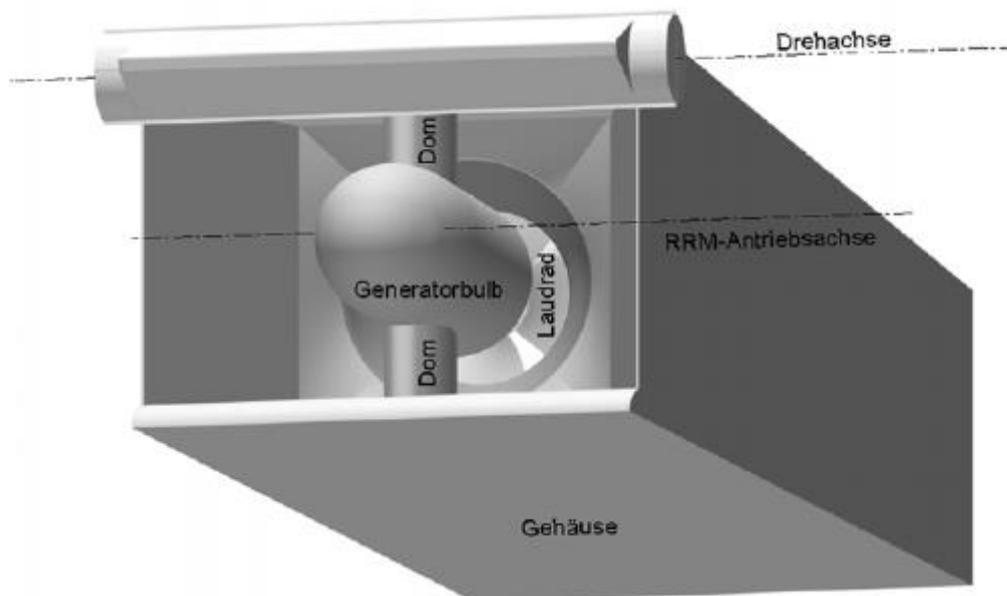


Abb 4.4.1.1: Krafthausmodell ohne Rechen, ohne Leitapparat (Quelle: Abschlussbericht zur Entwicklung einer neuartigen beweglichen über- und unterströmbaren WKA, DBU – S.117)

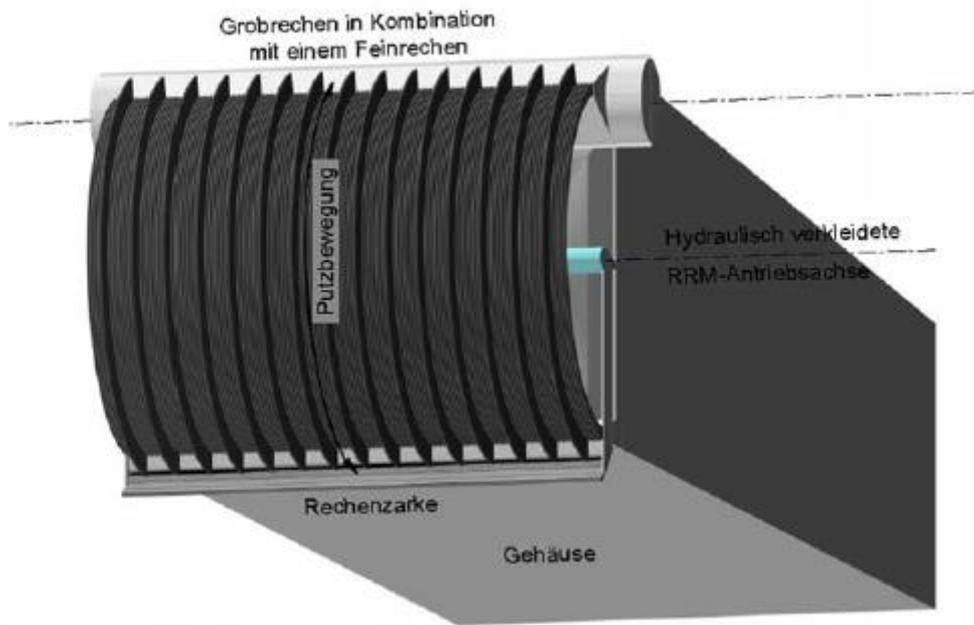


Abb 4.4.1.2: Fertiges Krafthausmodell, Rechen als Kombination Grob -/ Feinrechen (Quelle: Abschlussbericht zur Entwicklung einer neuartigen beweglichen über- und unterströmbaren WKA, DBU – S.117)

4.4.2. Hebemechanismus

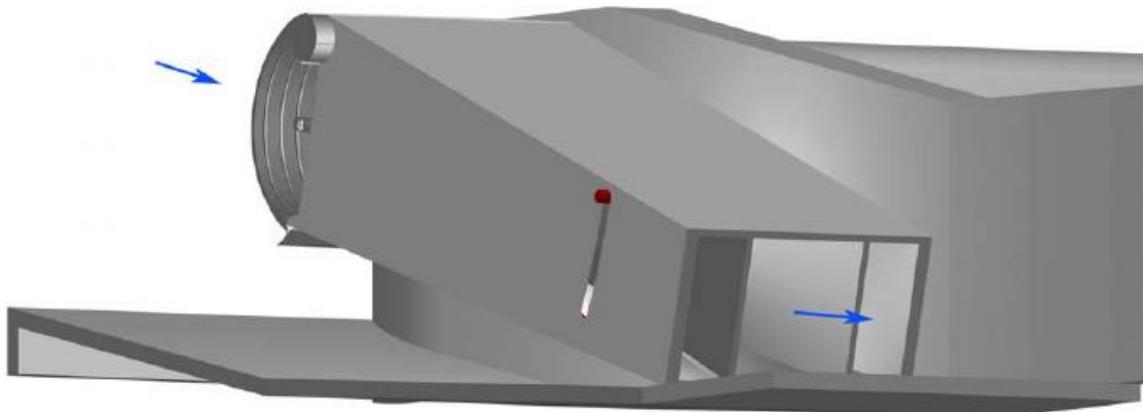


Abb 4.4.2.1: Krafthaus abgesenkt, Betriebsweise bis Ausbauleistung, roter Bolzen ist in der Trogwand fest verankert (Quelle: Abschlussbericht zur Entwicklung einer neuartigen beweglichen über- und unterströmbaren WKA, DBU – S.118)

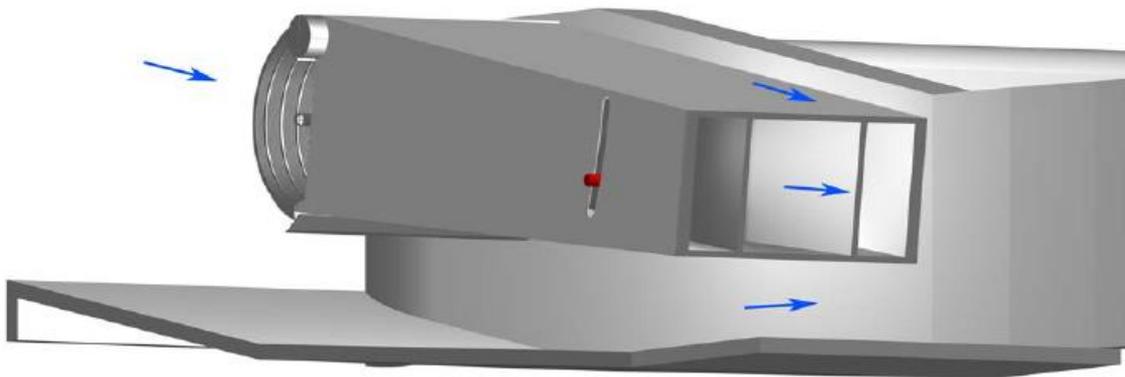


Abb 4.4.2.2: Krafthaus oberhalb, Betriebsweise oberhalb der Ausbauleistung, Krafthaus wird umströmt (Quelle: Abschlussbericht zur Entwicklung einer neuartigen beweglichen über- und unterströmbaren WKA, DBU – S.118)

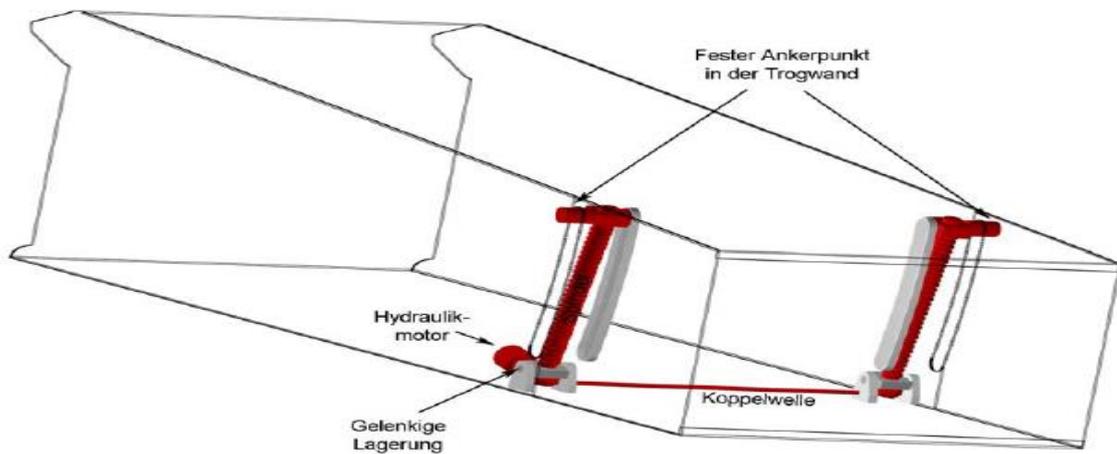


Abb 4.4.2.3: Krafthaus abgesenkt, Hebemechanismus als Spindelantrieb (Quelle: Abschlussbericht zur Entwicklung einer neuartigen beweglichen über- und unterströmbaren WKA, DBU – S.119)

4.4.3. Dichtungssystem

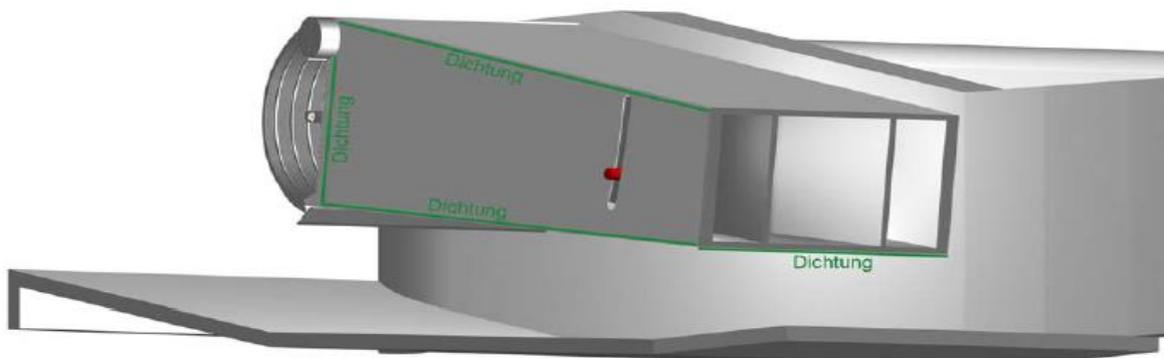


Abb 4.4.3.1: Übersicht der Dichtungen (Quelle: Abschlussbericht zur Entwicklung einer neuartigen beweglichen über- und unterströmbaren WKA, DBU – S.120)

5.Anlagen: geplante und ausgeführte

In diesem Teil werden verschiedene sowohl geplante als auch ausgeführte Anlagen in Deutschland und in der Schweiz vorgestellt.

5.1.In Deutschland

5.1.1.Bad Sulza

Eines der bekanntesten beweglichen Flusskraftwerke ist Bad Sulza. Es befindet sich in Thüringen und ist die weltweit erste Pilotanlage. Sie ist als die Anlage mit der kleinsten Baugröße bekannt – bis 5 m Fallhöhe bzw. 225 kW stehen zur Verfügung.

“Bad Sulza” ist eine Neuheit, deren Ziel ist den Energiertrag zu erhöhen und gleichzeitig den Hochwasserschutz zu gewährleisten.

Diese Anlage ist ein Beispiel, wie die Energieerzeugung und der Umweltschutz kombiniert werden können.

Auf der unteren Abbildung (5.1.1) ist diese Anlage in Betrieb gezeigt.



Abb 5.1.1: WKA Bad Sulza, 2009:Inbetriebnahme der Versuchsanlage (Quelle:Anhang 21: Vorträge anlässlich des Symposiums im Offenburg,Entwicklungsschritte Bewegliches Krafthaus, S.8)

5.1.2.Gegenbach und Offenburg

➤Gegenbach

Eigenschaften:

→ $Q_A \sim 20 \text{ m}^3/\text{s}$, $H \sim 3,2 \text{ m}$

→Die maximale “Normal” – Leistung $\sim 540 \text{ kW}$ bei $H_{br} \sim 3,0 \text{ m}$.

→Die Leistungen steigern sich bei Umströmung bei $H_{br} \sim 2,4 \text{ m}$ von 450 kW auf 600 kW (+33%)

→Das System der Rechenreinigung ist sehr effektiv.

→Die Steuerung des Oberwasserstandes wird durch die Abschwemmkappen problemlos durchgeführt.

Die folgende Abbildungen zeigen den Bauablauf des Gengenbach – Flusskraftwerkes.



Abb 5.1.2: Ansicht der Stauhaltung vor Projektbeginn in Gengenbach (Quelle:Abschlussbericht über die Projektstätigkeit vom 01.10.2006 bis zum 30.06.2011, S.20)



Abb 5.1.3: Aufschütten und Befestigen eines Schutzwalls (Quelle:Abschlussbericht über die Projektstätigkeit vom 01.10.2006 bis zum 30.06.2011, S.20)



Abb 5.1.4: Betonierung der Betonpfähle (Quelle:Abschlussbericht über die Projektstätigkeit vom 01.10.2006 bis zum 30.06.2011, S.21)



Abb 5.1.5: Schaltwarte im vielfältigen Duechlässen für die Anschlüsse (Quelle:Abschlussbericht über die Projektstätigkeit vom 01.10.2006 bis zum 30.06.2011, S.21)



Abb 5.1.6: Beginn des Baus des Fischpasses, der aufgrund eines Hochwassers geflutet wurde (Quelle:Abschlussbericht über die Projektstätigkeit vom 01.10.2006 bis zum 30.06.2011, S.21)



Abb 5.1.7: Stahlarmierung und geschaltes Betonieren der Seitenwände (Quelle:Abschlussbericht über die Projektstätigkeit vom 01.10.2006 bis zum 30.06.2011, S.22)



Abb 5.1.8: Einbau der Hydraulikzylinder und Test der Passagenauigkeit des Fischrechens (Quelle: Abschlussbericht über die Projektstätigkeit vom 01.10.2006 bis zum 30.06.2011, S.22)



Abb 5.1.9: Einheben der Anlage (Quelle: Abschlussbericht über die Projektstätigkeit vom 01.10.2006 bis zum 30.06.2011, S.23)



Abb 5.1.10:Montage Fischrechen und Hydraulikzylinder (Quelle:Abschlussbericht über die Projektstätigkeit vom 01.10.2006 bis zum 30.06.2011, S.23)

Auf der letzten Abbildung (5.1.11) ist das erste Hochwasser der Anlage gezeigt.



Abb 5.1.11:Wasserkraftanlage in Gengenbach am 10.01.2011 (Quelle:Abschlussbericht über die Projektstätigkeit vom 01.10.2006 bis zum 30.06.2011, S.24)

➤Offenburg

Die Anlage in Gengenbach wurde zeitverlegt, deshalb wurden einige Maßnahmen ergriffen, um diese Anlage in Offenburg zu errichten. Es wurde eine Baustraße, eine neue Brücke über den Mühlkanal und Brunnenschachten zur Grundwasserüberwachung eines Ausfluglokales errichtet.

Die folgende Abbildungen zeigen wie folgt: die Ausgangssituation in Offenburg und den Ablauf des Baues der Wasserkraftanlage Offenburg.



Abb 5.1.12:Ausgangssituation in Offenburg (Quelle:Abschlussbericht über die Projektstätigkeit vom 01.10.2006 bis zum 30.06.2011, S.25)



Abb 5.1.13:Baufortschritt in Offenburg (Quelle:Abschlussbericht über die Projektstätigkeit vom 01.10.2006 bis zum 30.06.2011, S.25)



Abb 5.1.14: Einheben des Krafthauses (Quelle: Abschlussbericht über die Projektstätigkeit vom 01.10.2006 bis zum 30.06.2011, S.26)

Die nächste Abbildung (5.1.15) stellt die Inbetriebnahme dieser Anlage und die letzte (5.1.16) zeigt das erste Hochwasser aus dem Dezember 2010.



Abb 5.1.15: Inbetriebnahme in Offenburg (Quelle: Abschlussbericht über die Projektstätigkeit vom 01.10.2006 bis zum 30.06.2011, S.26)



Abb 5.1.16: Erste Hochwassersituation in Offenburg (Quelle: Abschlussbericht über die Projektstätigkeit vom 01.10.2006 bis zum 30.06.2011, S.27)

5.1.3. Salzach

Die Wasserkraftanlage stellt auch das innovative Konzept des beweglichen Kraftwerks dar. Die folgende Abbildung (5.1.17) zeigt das Kraftwerk mit den entsprechenden Kenndaten.

Kenndaten

- › Gesamtbreite ca. 110 m
- › Fallhöhe bei MQ ca. 5 m - 6 m
- › Fallhöhen bei Q_A ca. 4,5 m - 5,3 m (!)
- › max. Leistung 16 - 18 MW
- › jährliche Erzeugung 75 - 90 GWh
- › Haushalte ca. 22.000 - 26.000

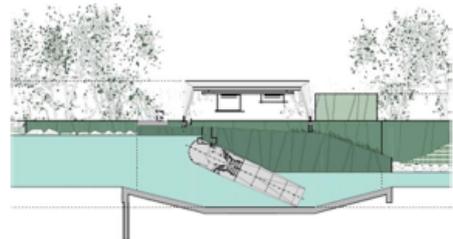


Abb 5.1.17: Das Kraftwerk Salzach mit den entsprechenden Kenndaten (Quelle: Flussbauliches Sanierungsprojekt Freilassingener Becken mit standortoptimierter energetischer Nutzung, S.12)

Kraftwerksmodule werden eingesetzt, die diesen Anlagentyp charakterisieren. Diese Module sind beweglich, unter – und überströmbar, ausgerüstet mit Kaplan turbine und Synchron generator. Die folgende Abbildung (5.1.18) stellt einen Ansicht des Flusskraftwerks flussaufwärts dar.



Abb 5.1.17: Ansicht Kraftwerk Blickrichtung flussaufwärts (Quelle: Flussbauliches Sanierungsprojekt Freilassingener Becken mit standortoptimierter energetischer Nutzung, S.15)

5.2. In der Schweiz

In der Schweiz gibt es auch viele Beispiele für diesen Anlagentyp. In diesem Schritt werden einige dargestellt.

5.2.1. Bellerive

Bellerive / Birse ist ein gutes Beispiel für bewegliches Kraftwerk. Die Aufgaben dieser Anlage bestehen in der Optimierung der schon bestehenden Anlage, Errichtung einer neuen Rechenanlage und in der Installation einer Fischaufstiegsanlage mit Dotierzentrale am Wehr. Die Idee dieser Zentrale liegt in der Nutzung des Restwassers.

Technische Daten der Dotierzentrale

1 Kaplan – Schachtturbine
Ausbauwassermenge $Q_A = 4,2 \text{ m}^3/\text{s}$
Restwassermenge $Q_{\text{Rest}} = 0,82 \text{ m}^3/\text{s}$
Fallhöhe $H_A = 4,3 \text{ m}$
Leistung $P_{\text{el}} = 150 \text{ kW}$

Kenndaten der Fischaufstiegsanlage

Bauweise: Borsten - Fischpass
 $Q_{\text{AAA}} = 200 \text{ l/s}$
 $L = 65 \text{ m}$
 $H = \text{ca. } 4,9 \text{ m}$

Anhand einiger Abbildungen wird der Ablauf des Baus verfolgt bzw. wird die schon fertige Anlage gezeigt.



Abb 5.2.1: Das Modell des Kraftwerkes (Quelle: www.hydroenergie.de)



Abb 5.2.2:Der Bau des Kraftwerkes (Quelle:www.hydroenergie.de)



Abb 5.2.2:Borstenfischpass (Quelle:www.hydroenergie.de)

5.2.2. Burgholz

Diese Wasserkraftanlage war erstens mit 2 Kaplan – Schachtturbinen mit Getriebe errichtet. Dann haben 2 vertikale Kaplan – Schachtturbinen die vorigen ersetzt. Aufgrund des Einbaus der neuen Turbinen wird der Jahresertrag um ca. 25 % erhöht.

Auf der nächsten Abbildung (5.2.3) wird die neue ersetzte Ausrüstung des Kraftwerks Burgholz dargestellt.

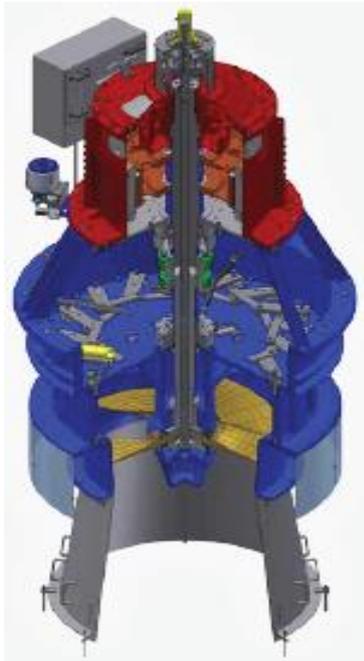


Abb 5.2.3. Die Ausrüstung des Kraftwerks Burgholz (Quelle: www.hydroenergie.de)

5.2.3. Thurfeld

Die folgende Abbildung (5.2.4) stellt die wichtige Daten und Information für diese Wasserkraftanlage dar.

erstmaliger Einsatz von zwei Einheiten an einem Standort



Abb 5.2.4. KW Thurfeld (Schweiz) (Quelle: Anhang 21: Vorträge anlässlich des Symposiums im Offenburg, Folgerprojekte, S.22)

6.Zusammenfassung

Die vorliegende Diplomarbeit ist den Flusskraftwerken, insbesondere den beweglichen, über – und unterströmbaren Flusskraftwerken gewidmet. Sie stellt das Wesen von Flusskraftwerken, die Hauptarten, ihre Anwendung und die Problemen, die diese Anlagen begleiten: das Hochwasser, Abgabe der Restwassermenge, die Fische, der Geschiebetransport vor. Aufgrund der vorliegenden Information kann geschlossen werden, dass die Krafthäuser von den Flusskraftwerken sehr teuer, kompliziert und arbeitsaufwendig sind, deshalb ist es notwendig, neue Möglichkeiten zu ergründen. So ist das innovative Konzept des beweglichen, unter – und überströmbaren Flusskraftwerkes entstanden.

Das bewegliche Flusskraftwerk stellt ein schwenkbaren Stahlkasten dar, mit Kaplan -Turbine, die doppelt reguliert ist. Die optimale derzeit Nutzfalhöhe beträgt ungefähr 6m. Es kann in Abhängigkeit von den jeweiligen Betriebsverhältnissen sowohl unterströmbar, als auch überströmbar sein. Dieses Flusskraftwerk hat den Anspruch auf Lösung aller obengenannten Probleme, in dem es die wichtigsten Anforderungen in den genannten Fachbereichen erfüllt. Seine Idee besteht in der Vereinfachung bzw. des Wegfalls des Krafthauses des Flusskraftwerks bei einem sehr hohen Wirkungsgrad der Energieerzeugung.

Aufgrund eines Vergleichs zwischen der konventionellen und der beweglichen Anlage wurden die wichtigeren Vorteile dieses Konzeptes vorgestellt.

Kostenreduktion und Wirtschaftlichkeit werden aufgrund der sinnvollen Wahl der Ausrüstung dargestellt, die in dem vierten Kapitel ausführlicher behandelt ist: Kaplan turbine mit permanenmagneterregtem Synchrongenerator.

Wie oben schon erwähnt wurde, wird diese Anlage als unter – und überströmbar bezeichnet. Auf dieser Weise entsteht der so gennante *“Ejektoreffekt“*, wodurch die Energie – und Leistungserzeugung um bis zu ca. 35 % erhöht werden können. Die Kosten, Bauzeiten, das Baurisiko, der Flächenbedarf werden dabei verringert.

Die Umweltfreundlichkeit kann mittels des Konzepts der Anlage erreicht werden. Die Wanderung der Fische flussabwärts durch die Staustufe kann sowie unter als auch über das Krafthaus erfolgen.

Das bewegliche, unter – und überstrombare Flusskraftwerk ist nicht das einzige innovative Konzept. Die Entwicklungen HYDROMATRIX®, StrafloMatrix™ und StreamDiver stellen weitere Lösungen von Flusskraftwerken, bei denen das Krafthaus völlig entfallen kann. Bei ihrer Entwicklung ist man aber einen anderen Weg gegangen, unterschiedlich zum Konzept des beweglichen Flusskraftwerkes. Ihre charakteristischen Merkmale wurden auch kurz vorgestellt.

In Deutschland und in der Schweiz gibt es nicht nur geplante, sondern auch ausgeführte Anlagen aufgrund diesen Konzeptes. In der vorhigenden Arbeit wurden einige von ihnen vorgestellt.

7.Literatur und verwendete Unterlagen

Inhalt

- [1] Amt der Salzburger Landesregierung Arbeitsgruppe, Wasserwirtschaft und Naturschutz. Flussbauliches Sanierungsprojekt Freilassingener Becken mit standortoptimierter energetischer Nutzung, 27 Januar. 2012.
- [2] Christoph Jehle, Bau von Wasserkraftanlagen. Praxisbezogene Planungsgrundlagen, VDE Verlag GMBH – Berlin – Offenbach, 2011.
- [3] Dipl. – Ing. Thomas Zimmermann, Dipl. – Ing. Christian Pfaff, Umgestaltung des Schwabentonwehres. Machbarkeitsstudie und Realisierungskonzepte einer Wasserkraftanlage im denkmalpflegerischen und urbanen Umfeld, UNGER ingenieure Freiburg, 2014.
- [4] Dr. Ing. Anton Grzywiński, Flusskraftwerke und Stromwerke, Springer, Springer Verlag, Wien 1948.
- [5] Dr. Ing. Thobias Lang, Geometrische Kriterien zur Gestaltung von Kraftwerkseinläufern. Experimentelle Untersuchungen an Rohr – S – Turbine und Durchströmturbine, Lehrstuhl und Versuchswirtschaft, Technische Universität München.
- [6] DWA Landesverband Bayern, Mitglieder Rundbrief, Ökologisch optimiert Wasserkraftwerk – eine Chance für Bayern, Juni 2015.
- [7] HYDRO - ENERGIE ROTH GMBH, Planung und Erstellung schlüsselfertiger Kraftwerksanlagen in Abschlussbericht zur Entwicklung einer neuartigen beweglichen, über – und unterströmbaren Wasserkraftanlage, Deutsche Bundesstiftung Umwelt.
- [8] HYDRO - ENERGIE ROTH GMBH, EU – Life Projekt ENV /D/000485, Das bewegliche Wasserkraftwerk.
- [9] HYDRO - ENERGIE ROTH GMBH, Einweichungsfeier der Wasserkraftanlage Offenburg. Das bewegliche, über – und unterströmbare Wasserkraftwerk, Einweichungsfeier 18.09.2010.
- [10] HYDRO–ENERGIE Projekt Bad Sulza GmbH & Co.KG. (2010), Realisierung einer Versuchsanlage des beweglichen, über- und unterströmbaren Wasserkraftwerks zwecks Validierung der Forschungsergebnisse, Karlsruhe.
- [11] HYDRO - ENERGIE ROTH GMBH, Innovative Systemwasserkraftanlage für geringe Fallhöhe, Bonn 18.04.2013.
- [12] <http://voith.com/en/products-services/hydro-power/small-hydro-power-plants-552.html>, abgerufen am 05.05.2017.
- [13] J.Giesecke, E.Mosonyi, St.Heimerl. (2014), Wasserkraftanlagen, Planung, Bau und Betrieb. (6. Auflage Ausg.). Springer Vieweg
- [14] Lebensministerium. at, Leitfaden zum Bau von Fischaufstiegshilfen, Wien Dezember 2012.
- [15] LIFE Projektnummer, LIFE 06 ENV/D/000485, Laienbericht über die Projektstätigkeit vom 01.10.2006 to 30.06.2011, Berichtsdatum 30.06.2011
- [16] Prof. Dr. Andre Niemann, Universität Duisburg – Essen, Gewässerverträgliche Wasserkraft – Entwicklung von Potentialstandorten und Vorstellung von Potentialstandort – Steckbriefen, Arusberg 11.11.2014.
- [17] Prof. Dr. Ing. Markus Aufleger, Dipl. – Ing. Dr. techn. Barbara Brinkmeier, Wasserkraftanlagen mit niedrigen Fallhöhen, Arbeitsbereich Wasserbau, Universität Innsbruck.
- [18] Prof. Dr. – Ing. Hans Blind, Technische Universität München, Pages from Blind, 4. Wasserkraftanlagen, Wasserbauten aus Beton 1987.
- [19] R. Prenner, Hydromatrix® - eine alternative Technologie zur hydraulischen Energieerzeugung, 35 Internationales Wasserbau – Symposium Aachen (IWASA) 4 – 5 Jänner 2005.

[20] R. Prenner, Hydromatrix® - Technologie bei bestehenden Stauanlagen, Institut für Konstruktiven Wasserbau, TU Wien 2004.

[21]Theodor Strobl, Franz Zunic, Wasserbau – aktuelle Grundlagen – neue Entwicklungen, Springer Verlag Berlin Heidelberg 2006.

[22]Thomas MAYR – Diplomarbeit, Bauliche und konstruktive Gestaltung von Buchtenkraftwerken, Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie – Abteilung Wasserbau, Wien 2008.

[23]www.hsihydro.de, HSI HYDRO Engineering GmbH, Das bewegliche Wasserkraftwerk. Wir bewegen Wasser.

Катедра "Хидротехника"

Дипломант: Християна Владимирова Маринова

спец. ХС – немскоезиково обучение, фак No. 735

Зададена на:

Предадена на:

Задание за дипломна работа

Като част от дипломна работа в Института по Конструктивно хидростроителство и инженерна хидрология към ТУ Виена, да се разработи в качеството на илюстративен пример идеен проект за на руслова МВЕЦ „Долна Бешовица“ при зададен ситуационен план на възможния участък и следните данни:

- $Q_{1\%} = 650 \text{ м}^3/\text{с};$
- $Q_{3\%} = 570 \text{ м}^3/\text{с};$
- $Q_{5\%} = 520 \text{ м}^3/\text{с};$
- $Q_{\text{застр}} = 38.00 \text{ м}^3/\text{с}.$

Проектът да съдържа:

1. Разработка на решение с подвижна Каплан турбина по отношение на хидро- и електромеханичното оборудване:
2. Описание на технологията за изграждане на съоръженията от хидровъзела.

Ръководител:

/проф. д-р инж. Д. Кисляков/

Ръководител кат. "Хидротехника и хидромелиорации":

/доц. д-р инж. В. Ташев/

1. Характеристика на МВЕЦ Долна Бешовица

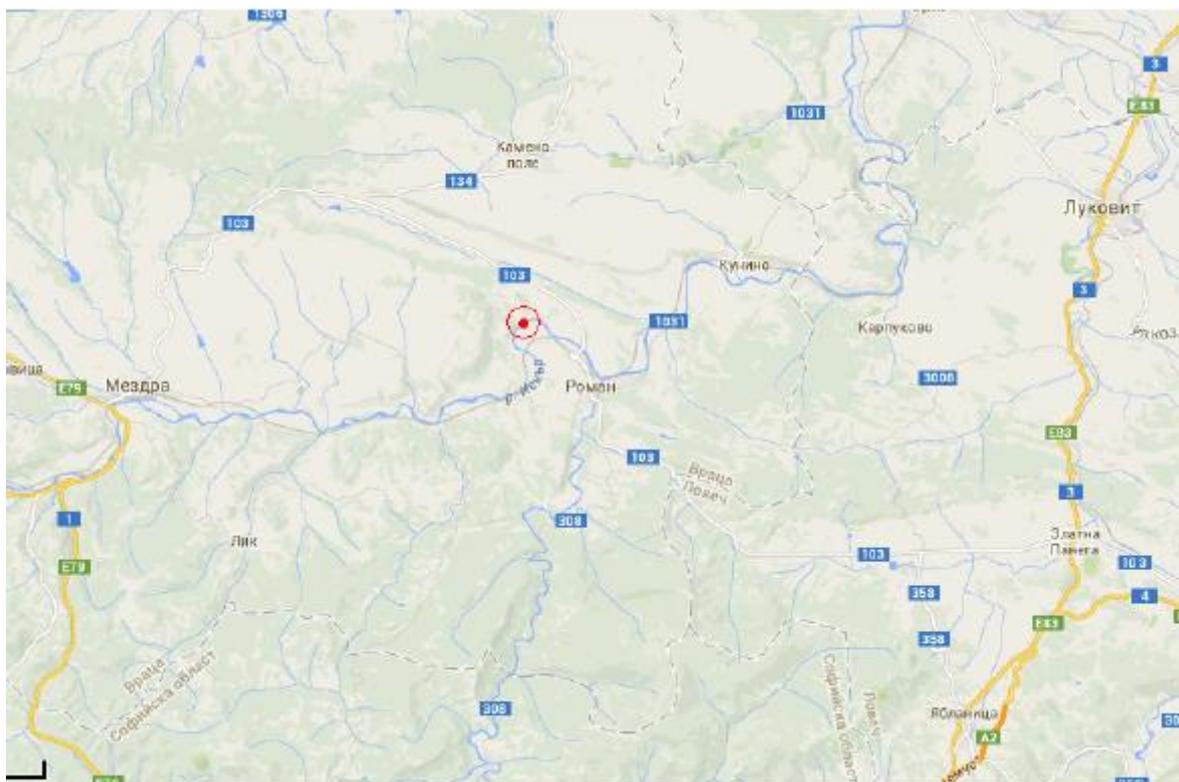
1.1. Схема и разположение на съоръженията от хидровъзела

Руслова ВЕЦ Долна Бешовица е разположена на река Искър, която извира от Рила планина. Дължината ѝ се образува от сбора на реките Искър и Бели Искър и се равнява на 368 км. В частност река Искър е дълга 340 км. Тя представлява десен приток на река Дунав, като приема най – големия си приток при град Роман, обл. Враца. Притокът се явява десен в лицето на река Малки Искър. Водосборният басейн на река Искър е с площ 8 646 км², което се равнява на 1,1 % от водосборния басейн на река Дунав.

В настоящата дипломна работа се предвижда да се разработи идейно решение с Подвижна Капан – Булб турбина по отношение на хидро – и електромеханичното оборудване на руслова ВЕЦ „Долна Бешовица“.

1.2. Местоположение

МВЕЦ „Долна Бешовица“ е разположена в местността Долци – Воденицата, на левия бряг на река Искър, в землището на село Долна Бешовица, община Роман, област Враца.



Фиг. 1.2.1. Местоположение на МВЕЦ „Долна Бешовица“



Фиг. 1.2.2. Ос на хидровъзела МВЕЦ „Долна Бешовица“

1.3. Основни параметри на МВЕЦ „Долна Бешовица“

→ $Q_{1\%} = 650 \text{ м}^3/\text{с};$

→ $Q_{3\%} = 570 \text{ м}^3/\text{с};$

→ $Q_{5\%} = 520 \text{ м}^3/\text{с};$

→ $Q_{\text{застр}} = 38.00 \text{ м}^3/\text{с};$

→ $H = 6 \text{ м}.$

2. Особенности на подвижните Каплан – Булб турбини и приложението им при нисконапорни руслови ВЕЦ на течащи води

Данните, използвани при избора на подходяща Каплан турбина, са предоставени от проф. Д.Кисляков. За изготвянето на един хидравличен математически модел на работа на турбината необходимите данни, които се предоставят на фирмата производител, са водното количество и напорът, като по този начин се осъществява и определянето на основните параметри на самата турбина: оптимален диаметър на работното колело, оборотите, оптималният ъгъл на работа, дължината на корпуса също така и коефициента на полезно действие на турбината.

Турбината, която е избрана с параметри, близки до настоящите, е следната:

За $Q_{1T} = 19\text{m}^3/\text{s}$ и $H = 6,43\text{m}$ → **Bulbrohrturbine HSI BD5 – 224**

$D_{p.k} = 1,66\text{m}$

$n = 219,37\text{min}^{-1}$

В повечето случаи височината и широчината не се менят и са еднакви, но дължината винаги се мени (свързва се с експлоатацията – оптималният ъгъл на инсталиране).

$L = 17,2\text{m}$

$H = 4,3\text{m}$

$B = 5,3\text{m}$

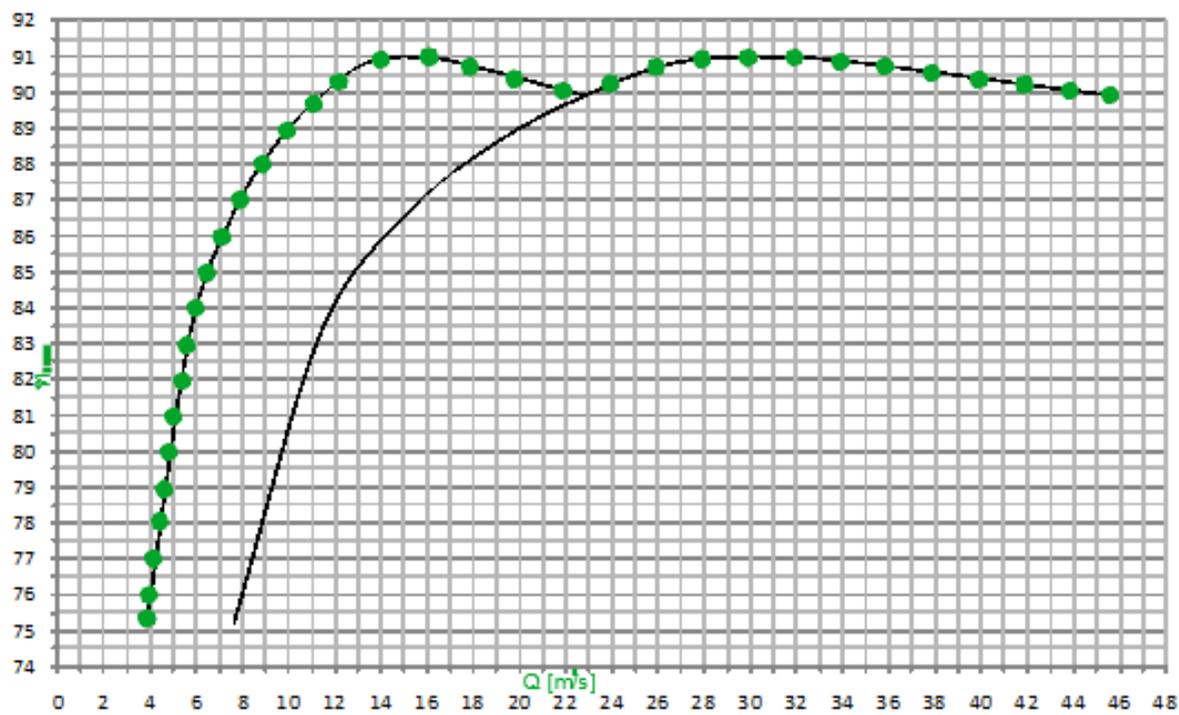
$M = 130\ 000\text{kg}$

Поради съображения за конфиденциалност информацията с коефициентите на η_T и η_G не се прилага.

$$\eta_{\text{ТОБЩО}} = \eta_T * \eta_G / 100$$

Q	Q	2Q	n-общ
%	m ³ /s	m ³ /s	%
100	19	38	89,52
90	17,1	34,2	90,4
80	15,2	30,4	90,89
70	13,3	26,6	90,79
60	11,4	22,8	89,92
50	9,5	19	88,63
40	7,6	15,2	86,66
30	5,7	11,4	83,31
20	3,8	7,6	75,21

Табл.2.1.



Фиг. 2.1. Работна характеристика на ВЕЦ с 2 подвижни КапланБулб - турбини

3. Описание на технологията за изграждане на съоръженията от хидровъзела

3.1. Подготвителни работи

Подготвителните работи се състоят в изпълняването на задачите по подготвяне на строителната площадка - ограждане, охрана, почистване на строителната площадка, електрическа и водопроводна инсталация, както и всякакво временно строителство, необходимо за извършване на работите по обекта. Преди започване на земните работи, се извършват следните подготвителни работи на строителната площадка:

Трасиране осите и геометричните контури на съоръженията

Изпълнителят извършва цялостно трасиране на съоръженията по централата и установява и поддържа всички точки (върхове, преходни базови главни точки от кривите и нивелачни репери), които определят осите на съоръженията. По време на строителството, съобразно етапите на изпълнение, изпълнителят ще възстановява пикетажа с точност както следва:

- за дължините - 10 см на 100 м при двустранно измерване;
- за полигонови ъгли - 0.02 гради;
- за нивото - 3 см на 100 м при двойна нивелация.

Изпълнителят отговаря за точността на трасирането и възстановяването на коя да е опорна точка или нивелачен репер. Ако е необходимо, се проверяват линиите и нивата за всяка част от работата.

Заснемане на естествения терен

Преди започване на каквато и да била работа, изпълнителят трябва да заснеме естествения (оригиналния) терен. Така получената информация се запазва и служи за целите на определяне на количествата на извършените земни работи.

Отстраняване на растителността

Подготовката на строителната площадка се прави непосредствено преди започването на строителството и се свързва с разчистването на площадката от камъни, храсти, дървета и др. Дърветата и храстите в участъците, в които се изисква почистване се изсичат и/или отрязват от повърхността на естествения терен до не повече от 150 мм, мерено по посока отдолу нагоре. Почистването се разпростира до 1.0 м, мерено хоризонтално извън краищата на изкопите и насипите, освен ако друго не е указано. Почистването включва също така и задължителното премахване на дънери, корени, затрупани дървени трупи, органичен материал и др.

Депонирането на материала се извършва чрез натрупване на купчини на одобрени/съгласувани площи или по друг начин както е наредено. За изрязването на храсти и дървета с дебелина до 20 см се използват хресторези, а при по-дебелите - моторни триони. За изкореняването на пъновете и разчистването на камъните се използват булдозери. По - големите камъни, които са с диаметър 60 - 80 см, се оставят в близост до строителната площадка, за да се използват впоследствие при укрепването на речното корито в участъка след яза. Останалите събрани отпадъци се натоварват и извозват с авто - самосвали и се депонират на оказаните за това места.

Временни пътища

На 600 м до мястото, където се извършва изграждането на централата, минава съществуващ черен път. Предвижда се изграждането на пътна връзка с тази дължина да стане с насипването и уплътняването на трошен камък с дебелина 30 см и пясък с дебелина 5 см. Новоизграденият път се разполага на десния бряг на реката, като трасето му зависи от топографските характеристики на района и конкретните нужди за изпълнение на строителството.

Временно строителство

Временното строителство се провежда в рамките на три месеца. През този период се оформя строителната площадка, като се обособяват минимални площи за кофражен и арматурен двор, временна площадка за машинния парк, фургон за работниците и за канцелария на техническия персонал, химически тоалетни.

Предпазни заграждения и предупредителна сигнализация

Изпълнителят изгражда изискваните предпазни заграждения и монтира необходимата предупредителна сигнализация от пътни знаци табели, изисквани от „Правилника за безопасност на труда при изпълнение на СМР“ и Правилника за прилагане на „Закона за движение по пътищата“.

3.2. Отбиване на строителните води

Водите, които текат през строителния период в коритото на реката, където се изгражда хидровъзелът, затрудняват изкопните работи и фундирането, като по този начин се налага отбиването им и осушаването на строителната площадка. Този процес е зависим от вида и компановката на хидротехническото съоръжение, хидроложките, хидрогеоложките и топографските условия на района. За отбиването на строителните води съществуват следните възможности: чрез обходни тунели или канали или чрез етапно секциониране на реката по нейната широчина.

В разработения проект е прието да се използва секционното отбиване на строителните води. При него изграждането на съоръженията се осъществява на два етапа.

През първия етап створа на реката се огражда с временна отбивна дига, при което се изгражда сградата на електроцентрала и част от подприщващото съоръжение заедно с облекчителните съоръжения. След изграждането им дигите се разрушават и се пристъпва към ограждането на другата част от реката за втория етап на строителството. През времето на строителство на втория етап водата преминава през отворите на яза, изградени през първия етап. Ако сечението им се окаже недостатъчно за провеждането на водното количество в реката, то в такъв случай се допуска пропускането на част от водите през вече изградената централа. Преграждането на реката става чрез интензивно насипване в течащи води на каменни и бетонни блокове, ломен камък, баластра и глина.

Рационално е да се избере периодът на маловодие в реката. Насипването започва с едрозърнестия материал, след което се насипва баластра и земни почви, които запълват празнините между едрите блокове. Глината колматира в по - малките празнини на така образувания скелет, като се получава относително водоплътен насип. Използват се тежкотоварни самосвали, които се разтоварват върху понтонни мостове или от бреговия насип.

3.3. Земни работи



Фиг. 3.3.1

→ Изкопни работи

Започват след като площадката е внимателно почистена и осушена. Изкопните работи се извършват с помощта на багер с обратна лопата с хидравлично задвижване на работния механизъм, с булдозер, както и ръчно, където е необходимо. Извозването се осъществява с автосамосвали. При разравянето на почвата се получава първично разбухване, в зависимост от категорията на почвите, което задължително трябва да се вземе под внимание при избора на транспортната техника. Когато изкопният материал може да бъде използван за направата на насипи или укрепване, се депонира на подходящо място в близост до обекта, след което бива положен и уплътнен. Изкопен материал, който не е годен за насип бива депониран на подходящи одобрени места или по друг начин, както е предвидено.

Преди започването на изкопните работи хумусът се отнема, транспортира и съответно депонира на оказаните за това места. Той ще се използва за рекултивация на площадките след завършването на строителството. Премахването, транспортирането и депонирането на хумуса да се извърши в съответствие на Наредба № 26/02.10.1996 год. след съгласуване с оторизираните инстанции. При извършване на изкопите да се обърне внимание за избягване на свличания по откоса и основата. При възстановяване на свличания целият материал трябва да бъде отстранен до стабилен откос по или извън линиите, както е наредено, като повредените съоръжения ще бъдат поправени. Изкопите могат да се извършат по всеки одобрен метод при използването на всякакви изкопни машини, подходящи за работа.

Те могат да се изпълнят на хоризонтални пластове или вертикално направление, вземайки предвид топографските условия, както и промените на материала в изкопната зона.

В процеса на изпълнение на изкопите е възможно да се променя дълбочината, ширината, както и дължината на изкопа и да се увеличават или намаляват откосите, включително и бермите на изкопите и да се изисква изпълнението на берми по постоянните откоси, ако условията го изискват или разрешават такива модификации с цел получаването на по-стабилни или икономични откоси и/или основи, съгласувано с проектант.

Изпълнителят е длъжен да взема всички необходими предварителни мерки, необходими за запазване на материалите зад и под линиите на изкопа в здраво и ненарушено състояние.

Прекопавания при изкопи в земни почви не са позволени. При установени прекопавания вследствие на извадени валуни и едри скални късове запълването на празнините се извършва с материал от изкопа, като се уплътни до степен, равна на естествената плътност на основата. Изкопът да бъде извършен до подходяща основа, както е наредено. Откосите на изкопа могат да бъдат променяни в съответствие с условията, възникнали по време на изпълнението на изкопните работи.

→ Насипни работи

Подготовка на основата

Земната основа на насипа представлява цялата опорна площ на насипа, която трябва да бъде подравнена и уплътнена в една равнина или стъпаловидно, в зависимост от наклона на естествения терен и напречните профили. Там, където при разкриване на основата се разкрият материали неотговарящи на изискванията на проекта, е необходимо те да бъдат премахнати и заменени с материал, одобрен от отговорния инженер на обекта.

При подготовка на основата за полагане на насипа в участъка на горната вада, основата и почвеният пласт се почистват от алувиално и делувиални глинести отложения и коренища. Трябва да се вземат предвид и местата с материали, на които якостните и деформационни качества са по-ниски от тези, посочени в проекта. Където е указано, материалът, неотговарящ на изискванията, да бъде отстранен от пространството между оголените скали и създадените отвори, които ще бъдат отново запълнени със специфицирания насипен материал, използвайки ръчни способности на насипване и уплътнение. При скални повърхности (ако са налични такива), които са в процес на изветряне, основата се подготвя така, че основната повърхност да не бъде по-слаба или по-мека от уплътнения насип, който ще се полага отгоре.

Преди приемането на основата, геологът на обекта трябва да направи геоложки кадастър на изкопната повърхност, независимо от това дали Изпълнителят е извършил такава.

Приемането на основата се извършва с акт съгласно Наредба № 3 от ЗУТ.

3.4. Кофражни работи

Кофражните работи е необходимо да отговарят на "Правилник за извършване и приемане на строителните и монтажните работи", освен ако не е специфицирано друго. Кофражът бива използван винаги, когато е необходимо бетонът да постигне

необходимата форма. Котражът трябва да има достатъчна здравина да издържи налягането в резултат от полагаането и вибрирането на бетонната смес. Якостта и коравината на котража да е такава, че образуваните повърхности да са в съответствие със специфицираните изисквания, отнасящи се до равномерността на повърхността на бетонната конструкция. Котражът трябва и да е достатъчно плътен, за да не се допусне изтичане на разтвор от бетона.



Фиг. 3.4.1

Котражните работи са съставени от трудоемки ръчноизпълними процеси. В проекта е предвидено да се използва сглобяемо - разглобяем котраж. Основен елемент при този тип котражи е котражното платно, което е с размери 1:1 до 1:3 с площ до 2 т². Направено е от леки алуминиеви елементи, което притежава следните предимства: удобни са за работа без наличието на кран; осигуряват бърз монтаж и демонтаж; изключителна гладкост на бетонната повърхност и висока товарносимост на котражните платна. Котражът се конструира така, че фугите, образували се след декофрирането, да следват линиите на водния поток. Котражът на криволинейни повърхности да бъде изпълнен точно по специфицираните криви повърхности, които да са изпълнени на няколко секции.

Междинните участъци да се интерполират при нужда и котражът да се конструира така, че кривината да е непрекъсната между секциите. Където трябва да се изпълнят изискванията за постигане на дадена крива, дървеният или шперплатов котраж да бъде съставен от отделни части, скроени и отрязани така, че да образуват здрава гладка повърхност. Котражът да бъде конструирани така, че следите от фугите му върху бетона, да следват линиите на водния поток. След изграждането на котража, всички неравности да се изгладят, както и всички неравности при снаждане на лицеви страни на котража да се направят до исканите криви. Връзката между отделните елементи се

осъществява с шпилки, планки, болтове и гайки. Преди полагането на бетонната смес кофражните форми се почистват и намазват с масла, което спомага за по - лесното декофриране впоследствие. При полагането на бетона по кофражните форми не трябва да има остатъци от строителен разтвор, течни разтвори или други материали, които ще замърсят положения бетон или ще попречат изпълнението на специфицираните изисквания за завършване на повърхностите на бетона. Повърхностите на кофражните форми да бъдат намазани преди полагането на бетона с фабрично произведени за целта масла, които не оставят петна по бетона. Трябва да се вземат мерки маслата да не навлизат в бетон, който ще се свързва със следващ пласт на бетониране. Кофраж за повърхности, които по - късно ще бъдат боядисвани, да бъде намазан с материали, съвместими с предвиденото боядисване. Времето за набиране на якост е различно и зависи от типа на конструкцията, класа на бетона, температурата на въздуха и др. Декофрирането на стените става, когато бетонът е набрал 60 - 70 % от кубовата си якост на натиск, която е 100 % на 28-я ден след полагането на бетонната смес. При яза декофрирането става, когато бетонът е достигнал якост 0,6 MN/m². При декофрирането се използват различни ръчни инструменти, като свалянето на кофражните платна трябва да става внимателно без удари по обшивката, за да не се нарани готовата бетонова повърхност.

Допустими отклонения

Кофражът да бъде изпълнен точно по линиите и наклоните. Отклоненията да се проверяват преди, по време и след бетонирането. Приемливи отклонения от линиите и наклоните да не биват натрупвани. Граничните толеранси, специфицирани тук, както и граничните неравномерности на повърхността, са максималните допустими граници за неравности на повърхностите, които могат да се случат въпреки сериозните усилия кофражът да се изгради и поддържа точно и стабилно по специфицираните повърхности. Тези граници на допуски да се прилагат само за отделни или относително не чести неравности, като кофрирането и използването на материали за кофраж, от които ще се получат неравности, да бъдат забранени дори ако тези неравномерности са в границите на допустимото.

За бетонови повърхности с наклон над 30° да се използва кофраж за оформяне на повърхността. Повърхности с наклон между 15° и 30° по правило да се оформят с кофраж, освен ако Изпълнителят докаже на Инженера, че такива повърхности могат да се оформят със специални шаблони, поддържащи бетонната смес при вибрирането ѝ. Повърхности с наклон под 15° да се оформят по шаблон, като бетонната смес се трамбова ръчно и заглажда с изравнителни летви.

Декофриране на кофражни елементи

Освен ако друго не се изисква от Възложителя, кофражът да не се демонтира, докато бетонът не е достигнал натискава якост, достатъчна да носи собственото си тегло заедно с всички въздействащи строителни натоварвания на други части на конструкцията. Кофражът, ако няма специални изисквания за обекта, да се демонтира по „Правилник за извършване и приемане на бетонови и стоманобетонови работи”.



Фиг. 3.4.2

Вземайки предвид климатичните условия и начина на изливане, Изпълнителят може да поиска да се удължи или съответно скъси времето до момента, когато кофражът може да се демонтира за даден етап на бетониране. В случай на погрешна работа, кофражът не трябва да се демонтира, докато бетонът не достигне специфицираната проектна якост.

Декофрирането трябва да се извършва по такъв начин, че да се избегне напукване, разцепване, отлепване, счупване на ръбовете и повърхностите или други повреди на бетона. Ако е необходимо, да се използват само дървени клинове.

3.5. Армировъчни работи

Полагането на армировката трябва да отговаря на изискванията на Нормите за проектиране на бетонови и стоманобетонови конструкции в Хидротехническото строителство, освен ако има допълнителни предписания. Армировъчните пръти не трябва да се монтират по време на бетониране или без здрави връзки, с които арматурата да е стабилна в нейната проектна позиция. Когато полагането на бетона се изисква да бъде направено на няколко етапа, то армировъчни пръти, монтирани за повече от един етап, да се почистват между отделните етапи от залепнал разтвор или бетон преди да започне полагането на следващия пласт. Един път положена, армировката да бъде поддържана чиста до окончателното ѝ забетониране. Армировката да се положи така, че минималното разстояние между прътите да е 30 mm, за да се осигури навлизането на едрия добавъчен материал, както и между заложените анкери и други закладни части. Да се обърне внимание да не се наруши армирането във вече излят бетон. При монтиране на армировъчните пръти разстоянията да се мерят между осите им, а при покритието – над повърхността на пръта. Армировката да бъде фабрично направена или приготвена на обекта.



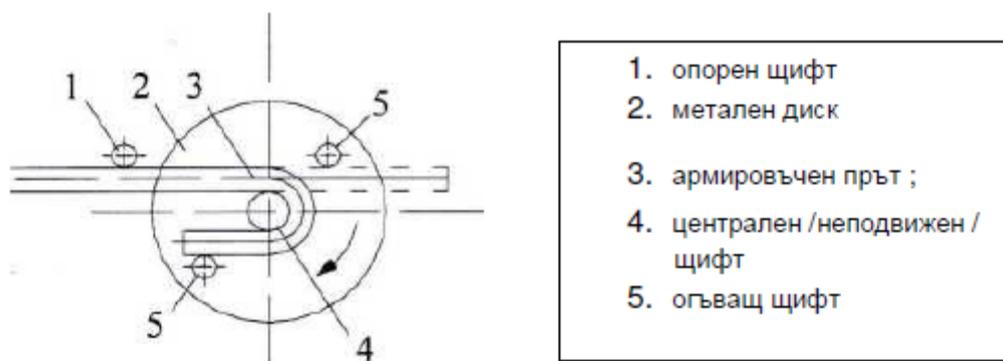
Фиг. 3.5.1

Огъване на прътите

Огъването на прътите се извършва според стандартно възприетата практика.

Не трябва да се допуска подгряване на армировъчните пръти при тяхното огъване.

Армировъчните работи се състоят от заготвяне на армировката и монтажа ѝ в кофражната форма. Използва се стомана клас AI и AIII. Армировъчната стомана с диаметър до 012 се доставя на кангали. Армировъчната стомана с диаметър над 012 се доставя на обекта на пръти. Изправянето ѝ се извършва по механизирани способ, чрез преминаването ѝ през стоманени валове, които се въртят в противоположни посоки. Разстоянието между валове зависи от дебелината на армировката. Преди полагането на армировката в кофражната форма е необходимо огъването ѝ в съответствие с формата, указана в армировъчните планове. При огъване на стомана клас AI минималният радиус на кривите трябва да е 1,25, а за стомана клас AIII - 2,50. Огъването на армировката става ръчно, с помощта на лостова ръкохватка върху армировъчен тезгях. Прътите се поставят между два стоманени щифта на метален диск - единият е централен (неподвижен) щифт, а другият е огъващ (подвижен). Радиусът на централния щифт определя радиуса на огъване на армировката. По тази причина този щифт се подменя при работа с различни диаметри. При завъртането на металния диск посредством лостова ръкохватка, прътът се огъва от огъващия щифт, който се придвижва в ново положение. На схемата (Фиг. 3.5.2) с пунктир е показано положението на подвижния щифт и армировъчния прът преди огъването. За да се създаде устойчивост на пръта при огъването му, той се опира в неподвижно закрепен опорен щифт, който се намира извън металния диск. Степента на завъртане на металния диск, респективно степента на преместване на огъващия щифт определя ъгъла, на който ще се огъне армировъчният прът. Единичните армировъчни пръти се монтират в кофражната форма ръчно, съгласно армировъчните планове.



Фиг. 3.5.2

Прътите

Съединените чрез застъпване краища на армировъчните пръти да се допрат един до друг и надлъжно да се вържат или да се разделят достатъчно, за да се позволи бетониране по цялата повърхност на всеки прът. Обикновено да се използва съединена чрез застъпване армировка, но заварени снадки или снадки с куплунги с конична резба също могат да бъдат използвани. Снаждането на стоманени мрежи да бъде извършвано чрез застъпване не по-малко от 150 mm и снажданите краища да бъдат сигурно заплетени или захванати със стандартни скоби.

По принцип чистото бетонно покритие да бъде не по-малко от 70 mm за бетонови повърхности временно или постоянно в контакт с вода или 50 mm за всички друго повърхности. Чистото покритие се измерва от периферията на носещия прът.

Цялата армировка да бъде осигурена на позициите си чрез използване на метални или бетонови подпори, разпределители или връзки, както е одобрено. Тези подпори трябва да са достатъчно здрави, за да поддържат арматурата в позиция по време на изливане, разстилане и вибриране на бетона. Заварки между подпорните елементи и армировката се изключват. Стоманените опори трябва да се полагат така, че да не са в контакт с бетоновата повърхност. Пластмасови опори могат да бъдат използвани само с одобрение, основано на сертификати за тяхната форма и при условие, че не довеждат до намаляване на механичната якост на бетона или неговата устойчивост срещу пожар и стареене. Краищата на телта, укрепваща бетоновите (или пластмасови) подпори към армировката, да не се огъва навътре към вътрешната страна на конструкцията.

Преди да се полага бетон е необходимо да се установи, че всички забетонирани части са здраво закрепени на местата, както е предвидено. Всички забетонирани части трябва да са цялостно изчистени от масла, от ръжда, боя, разтвор и т.н. Забетониране на дърво в бетона не се допуска, освен ако не е специално оторизирано. Въздушни или водни проводи или други материали, вложени в бетона по целесъобразност, да отговарят на горепосочените изисквания и след завършване на използването им, да бъдат запълнени с бетон или разтвор, както е наредено.

3.6. Бетонови работи

Те се състоят от приготвяне, транспортиране, полагане и уплътняване на бетонната смес. Поради сравнително малкият обем на бетоновите работи, не се предвижда изграждането на бетоново стопанство на самия обект и вече готовата бетонова смес ще се приготвя и транспортира от другаде. Преди полагането му повърхностите трябва да са добре почистени, за което се използват телени четки и водна струя под налягаме 0,4 - 0,6 Мра. Направените кофражни форми трябва да са добре укрепени, за да не се получат размествания при изливането на сместа. След полагането е задължително бетоновата смес да се уплътни. Това става с иглени вибратори, които се поставят във вертикално положение без да се допират до кофража. Вибрирането се прекратява след като на повърхността се появи циментово мляко. Разстоянието между отделните бодове е 1,8 г, където „г” е радиусът на действие на вибратора. Дебелината на пластове трябва да бъде 0,6^г-0,9 от дължината на вибраторната игла, като долният ѝ край влиза поне 5 см в преди положената бетонна смес. При случай на прекъсване на бетонирането за по - дълго време, полагането на бетона може да продължи след специално обработване на получената работна фуга с метална четка, като при това якостта на бетона трябва да е достигнала поне 15 кг/см², но не по - рано от 24 часа след прекъсването. Това налага специални грижи за бетона след неговото полагане. През първите 7 - 8 часа се покрива с брезент и се полива с вода по 3 - 5 пъти на ден в продължение на 7 - 14 дни.



Фиг. 3.6.1

В ранната си възраст бетонът трябва да се защити от механични повреди и динамични натоварвания. Не се допуска движението на хора и складиране на материали и инвентар, докато не се добие якост най - малко $2 - 2,5 \text{ MN/m}^2$. В тази връзка трябва да се спазва и срокът за декофриране, предписан в проекта. Сравнително малките размери на елементите не предвиждат допълнителни мероприятия за намаляване на екзотермията при хидратацията на цимента.

Трябва да се изисква одобрение преди започването на всяко бетониране. Преди полагане на бетон, Изпълнителят да предаде на Инженера писмено известие, използвайки одобрена от Инженера форма за известията, че приготвянето на кофража, почистването, армирането, електрическите проводни, водопроводите и други закладни части са завършени. Изпълнителят е необходимо да осигури на Инженера поне 4 часа, в които след получаването на известията, Инженерът да провери и одобри подготовката за бетониране. Да не се полага бетон преди транспортът, приготвянето за полагане, кофражът, инсталациите, армировката и закладните части, както и приготвянето на повърхностите, до които ще се полага бетон, не бъдат одобрени от Инженера.

Доставяне на бетона

Бетонът се превозва до местопологането, колкото е възможно по - бързо, по начин, който да позволи недопускане на разслояване, загуба на компоненти на бетона или промяна в слягането над допустимите граници. Не трябва да се допуска свободно вертикално изсипване на бетонната смес от височина повече от 2 т, освен ако са осигурени подходящи средства за предотвратяване на разслояването. Улеи да биват

използвани само ако са позволени, като се осигурят условия за неразслояване и недопустима загуба на разтвор от бетонната смес.

Полагане на бетона

В допълнение към настоящите Технически изисквания полагането на бетон трябва да отговаря на изискванията на БДС 4718 и БДС EN 206-1.

Бетониране не трябва да се започва, ако следните изисквания не са спазени: достатъчен материал и оборудване, който да позволява непрекъснато бетониране; готов кофраж, закладни части, армировка, почистена основа и работни фуги, включени в полагането, които да се проверени и одобрени. Да са налице приемливи приспособления и оборудване за бетонирането, както е специфицирано.

Бетонови повърхности върху или до които ще се полага нов бетон, е необходимо да бъдат почистени от масла, кал, вредни покрития, втвърдено циментено мляко, отломки и слабо свързани нездравни частици. Всички тръби и дренажи, необходими за осушаване на основата да бъдат монтирани и здраво закрепени, за да се избегне разместването им при бетонирането. Цялата площ да бъде поддържана мокра най-малко 12 часа от последните 24 часа преди бетонирането и да бъде подсушена за момента на бетонирането. Цялата вода, включително образувани локви да бъде премахната преди полагането на бетона.

Бетон, положен върху земя, скала или бетон да бъде излят върху чиста влажна повърхност, без стояща или течаща вода. Бетонът да не е в контакт с течаща вода до втвърдяването му.

Добавъчните материали не трябва да замръзват, да не съдържат буци лед или сняг или буци от замръзнал материал преди подаване в бетонобъркачката. Пясъкът и трошеният камък (чакъл) да се загряват до максимум 40° C в бункерите на бетоновия възел чрез серпентини с топла вода или горещ въздух.

Изискванията за полагане на бетон при горещи климатични условия да бъдат спазени при температури на въздуха, измерени в 14:00 часа, по-високи от +25° C и влажност по-малка от 50%.

При изпълнение на бетоновите работи при летни условия трябва да се отчита:

- Бързото намаляване на консистенцията на бетонната смес по време на транспортирането и отлежаването ѝ до полагането;
- Интензивно изпарение на влагата от положения бетон;
- Значително пластично съсъхване в началния период.

Допуска се повторно повърхностно вибриране на бетона не по-късно от 1 час след полагането му, ако за това време са се появили съсъхвателни пукнатини по неговата повърхност.

Оформяне на фугите

Работните фуги са бетонови повърхности, върху които или до които се полага нов бетон и които имат такава твърдост, че новопоставеният бетон не може да образува монолитна връзка със стария чрез вибриране. Работните фуги трябва да са чисти и влажни, но не и мокри, когато се покриват с нов бетон. Кофрираните повърхности на

работните фуги да бъдат старателно почистени от излишъци бетон или друг чужд материал чрез остъргване, отделяне или други ефективни методи. Методът за отстраняване на отмитите остатъци чрез очукване и промиване на бетоновата повърхност да бъде такъв, че отпадната вода да не остави петна, или да въздейства неблагоприятно на откритите повърхности на конструкцията.

При приготвянето на работните фуги да се използва вода под налягане за почистване на повърхностите преди полагане на следващия бетон. Този процес да продължи до пълното отстраняване на дефектен слаб бетон, циментово мляко, покрития, петна, остатъци и всички други чужди материали. Повърхността на бетона да бъде измита цялостно, за да се отстранят всички излишни материали. Където промиването не е направено непосредствено преди полагането на новия бетон или където се е извършвала работа след почистването, причинила запрашаване и замърсяване на въпросната повърхност, то последната да се промие непосредствено преди полагане на новия бетон. Бетонът да се полага върху чиста и влажна повърхност. Шупли няма да се приемат за неравности и ще бъдат поправени. Всички открити повърхности да бъдат почистени от образувани кори и петна.

Защита и грижи за бетона

Бетонът е необходимо да бъде предпазен от замръзване през целия период на втвърдяване до набиране на проектна якост. Въздухът и кофражите в контакт с бетона да се поддържат с температура не по-ниска от 5° С през първите 5 дни и с температура над 0° С за останалия период на грижи за бетона. При приключване на специфицирания период на грижи за бетона, топлоизолацията да се сваля постепенно така, че спадането на температурата да не надвишава 2° С за 24 часа. Там, където се прилага изкуствено затопляне, е нужно да се вземат специални мерки за предпазване на бетона от изсъхване. През време на грижите за бетона, последният да бъде защитен от повреди от механизацията, материали или методи, от прилагане на процедури за грижи за бетона, от дъжд или течаща вода. След привършване на дадено полагане на бетон, никакъв трафик или каквато и да е дейност да не се допускат минимум 24 часа или докато бетонът достигне якост на натиск най-малко 2.5 МПа. Ако човешки трафик трябва да мине през места, положени преди по-малко от 24 часа, да бъдат инсталирани мостове и премествания.

Грижите за бетона се състоят в поддържане на влажна бетоновата повърхност постоянно (а не периодично) в продължение на целия период на грижи за бетона, или до покриването му с нов бетон. Водата за грижите за бетона да бъде чиста без никакви елементи, които да причинят петна или оцветяване на бетон. Качествата на водата да отговарят на изискванията на БВД 636 (БДС EN 1008). При изискване за гладка повърхност влажността да се поддържа чрез покриване с водонепропусклив материал или с други ефективни средства веднага след като бетонът е достатъчно втвърдил, за да не се допусне повреждането му чрез вода. Полиетиленовото покритие да бъде държано върху бетона съгласното специфицирано време за грижи за бетона. За да не се разкъса или увреди покритието през периода на грижи за бетона, може да бъде защитено чрез пласт от пясък или чрез друг подходящ материал. Кофрираните повърхности да се поддържат влажни преди и след свалянето на кофража чрез поливане с вода на горните некофрирани повърхности, така че да се обтичат кофрираните. Поливането на бетона да започне след като се втвърди достатъчно, за да не се разрушава от вода.

Всички бетони да бъдат влажно третирани не по-малко от 14 или 28 последователни дни, или до момента на покриването на бетона с нов бетон по одобрен метод или чрез комбинирани методи според наличните условия, както е дадено по-долу. Преди всяко полагане на бетон, цялата екипировка и материали, свързани с грижите за бетона и неговата защита, да бъдат на лице или готови за инсталиране.

Бетонът, положен за плочи, канали, улеи и за други съоръжения може да бъде третиран чрез покриване с полиетиленово покритие.

Поправки на бетона

Поправките на неравности по кофрирани бетонови повърхности трябва да се извършат в срок 24 часа след демонтажа на кофража. Ребрата на кофража да бъдат внимателно отстранени от видимите повърхности. Нарушен люспест бетон е необходимо да бъде изгладен до твърда основа със секач. В повърхностите, върху които ще тече вода или ще са постоянно открити, да се очука минимум на 2.5 cm до здрава основа около каверната (шуплата). След това да се запълни с разширяващ се земновлажен разтвор или бетон, както е специфицирано. Никакви поправки на нарушен бетон да не се извършват, докато не се инспектират от Инженер. Методите, използвани за поправяне на нарушени места в кофриран бетон да бъдат одобрени. Разширяващ се земновлажен разтвор да бъде използван за всички нарушения с дълбочина под 2.5 cm и ширина равна или по - голяма от 2.5 cm , за дупки, получили се от премахнати връзки от кофража. Адхезионен слой или циментов разтвор да се положи върху ремонтираните бетонови повърхности преди запълването с разтвор. Прилагането на този слой да е в съответствие с инструкциите на производителя. Всички запълвания да се свързват здраво с повърхността на дупките; да бъдат здрави и без пукнатини, грапавини; да бъдат правилно третирани при грижите за бетона и да съвпадат с околния бетон по цвят и вид.

Поправка на водопровеждащи повърхности - около шуплата бетонът да се очука до здрава основа, но не по-малко от 2.5 cm дебелина. Да се измие и да се положи адхезионен слой съгласно предписаното от производителите или циментов разтвор. Дупката да се запълни и уплътни със земновлажен високоякостен фибро - бетон или такъв с компенсирано съсъхване. Нарушеното място да се препълни с около 0.5 cm и да се обработи добре. Каверни при фуги да се очукат на минимум до 10 cm дълбочина или до здрава основа. При полагането на фибро - бетона или на бетон с компенсирано съсъхване, чрез метална пластини с 5 = 4 mm бетонът да се придържа здраво към фугата. Каверната да се препълни с около 0.5 cm, а пластината да се преплъзне, оставяйки отворена фугата. Малки нарушения или дупки от кофражни болтове да се изрязват или пробиват с пистолет преди запълване. Дупките да се запълват с разтвор с компенсирано съсъхване.

Земновлажният разтвор да се полага и обработва на пластове. Всеки пласт да бъде добре уплътнен по цялата площ чрез дървени чукове. Земновлажният разтвор да се поддържа влажен с намокрени брезенти, рогозки или други приети методи по време на периода специфициран за грижи за бетона.

Контрол и изпитвания

Контролирането на бетоновите работи трябва да се извършва съгласно указанията на настоящите Технически изисквания, „Правилника за извършване и приемане на строителните и монтажните работи“ и БДС.

Съставните материали, съоръженията, производствените процедури и бетонът се контролират по отношение на тяхното съответствие със спецификациите и изискванията на БДС EN 206-1. Контролът трябва да бъде такъв, че да се установяват значителните изменения, които влияят върху свойствата и да се предприемат подходящи коригиращи действия.

Производственият контрол обхваща всички необходими мерки, за да се поддържат свойствата на бетона и включва:

- Производство на бетон;
- Контрол и изпитвания; използване на резултатите от изпитванията на съставните материали, бетонната смес и втвърдения бетон и съоръженията;
- Контрол на съоръженията за транспорт на бетонната смес;
- Контрол на съответствието.

Системата на производствен контрол включва документиране на процедури и инструкции с права и задължения на целия персонал, който ръководи, изпълнява и проверява работата, оказваща влияние върху качеството на бетоните.

При съставянето на процедурите и инструкциите по производствен контрол да се спазват настоящите Технически изисквания и изискванията на БДС EN 206-1.

Всички съставни данни от производствения контрол се записват в дневници и протоколи, които да са съгласно указанията на таблица 20 на БДС EN 206-1.

Изпитванията да се извършват съгласно указанията на настоящите Технически изисквания и изискванията на БДС EN 206-1.

Цимент

При всяка доставка на цимент е нужно да се проверява експедиционната бележка, за да се установи дали пратката е такава, каквато е поръчана и е от точния източник. Всяка експедиционна бележка трябва да съдържа или да бъде придружена с декларация за съответствие или сертификат, както се изисква в БДС EN 171-1 и БДС EN 171-2. Препоръчително е веднъж седмично да се взема проба от доставения цимент, който да се съхранява за изпитване в случай на съмнение.

От всяка партида цимент, доставена на обекта, трябва да се взема проба според БДС EN 171-1. Пробите да се изпитват по БДС EN 169 части 1, 2, 5, 6, 7, 21 за установяване на: механичните изисквания (ранна и стандартна якост), физичните изисквания (времесвързване, нормена гъстота, ситност на смилане, обемна маса, обемопостоянност), химичните изисквания.

Добавъчен материал

Всяка доставка на добавъчен материал преди разтоварване трябва да се проверява за сравнение с нормалния вид по отношение на зърнометричния състав, форма и замърсявания. При съмнителен случай или при промяна на източника трябва да се установи съответствието със съгласувания зърнометричен състав, като се изпитва по БДС EN 933-1 за ситов анализ. При доставката се проверява експедиционната бележка или листа с данните за продукта, който трябва да съдържа информация за максимално съдържание на хлориди и съдържание на алкално-реакционни минерали.

От доставения добавъчен материал (пясък, чакъл), от един и същ източник, да се взима проба за изследване на зърнометричен състав, модул на едрина, обемна маса в свободно насипано и стръскано състояние, специфична маса, съдържание на глинести и праховидни частици, съдържание на парчета глина и др. примеси, съдържание на органични примеси, съдържание на обща сяра SO₃, слюда, съдържание на алкално-реакционни минерали, влажност.

Влажността на пясъка от бункерите на бетоновия център е необходимо да се изследва всяка работна смяна.

Изпитанията да се провеждат по БДС 172 и БДС EN 932 части 1, 2, 3, 4, 5, 6, БДС EN 933 части 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9; БДС EN 1097 части 2, 3, 4, 5, 6, 7.

Вода

Водата за промиване на добавъчните материали и за приготвяне на бетонната смес трябва да се изследва един път на 3 месеца при редовно бетониране и при съмнителни случаи (голяма мътност и др.). Да се определят показателите, дадени в БДС 636. Изследванията да се провеждат по БДС 3097.

Химически добавки

Всяка доставка на химическа добавка, преди разтоварване трябва да бъде проверена експедиционната бележка и етикета на контейнера, за да се установи дали пратката е такава, каквато е поръчана и дали и точно маркирана.

В случай на съмнение за сравнение с дадените от производителя данни, да се извършва изпитване за идентификация съгласно БДС EN 934-2 за плътност, инфрачервен спектър.

Преди всяко бетониране да се проверява концентрацията на химически добавки.

Производствен контрол на технологията на бетониране

Контролирането на съоръженията за приготвяне на бетонната смес се извършва съгласно изискванията на БДС EN 206-1. Контролирането на производствените процедури и свойствата на бетоните се извършва съгласно БДС EN 206-1.

Допълнително се изисква:

- Да се изследва всяка смяна (при редовно бетониране) влажността на пясъка и едрия добавъчен материал, за да се правят съответните корекции в количествата на пясъка, едрия добавъчен материал и водата съобразно предписани състави.
- Да се проверява точността на тегловните дозатори един път на 6 месеца. Проверката да се извършва от сертифицирана метрологична служба.
- Концентрацията на химическите добавки да се проверява всеки път при започване на бетонирането.
- Да се проверява пластичността на бетонната смес на мястото на нейното приготвяне и полагане чрез конуса на Абрамс минимум три пъти на смяна, според указанията на БДС EN 12350-2.