



ÜBER DIE AUSWAHL DES KRAFTHAUSKONZEPTEES EINES KLEINWASSERKRAFTWERKES BEI UNTERSCHIEDLICHEN VARIANTEN DER MASCHINENTECHNISCHEN AUSRÜSTUNG

Diplomarbeit



Veselina Yankova
Wien, 2016

DANKSAGUNG

Für die Unterstützung während meiner Diplomarbeit möchte ich an dieser Stelle folgenden Personen und Institutionen herzlichst danken:

Meinem Betreuer aus Bulgarien Herr Univ. Prof. Dr. techn.- Ing. Dimitar KISLIAKOV für die kontinuierliche Unterstützung, Hilfe und Anweisungen sowohl beim Erstellen der Diplomarbeit, als auch während des gesamten Studiums;

Meinem Betreuer aus Österreich Herr Univ. Prof. i. R. Dipl.- Ing .Dr. techn. Peter TSCHERNUTTER für die wissenschaftliche Betreuung, sowie meinem Mitbetreuer Herr Univ. Ass. Dipl.- Ing. BSc Michael BERGER für die konstruktive Kritik und die hilfreichen Anregungen bei der Diplomarbeit;

Dem Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie der Technischen Universität Wien, das mir höflichst den Zugang zu der notwendigen Literatur und den Quellen zur Verfügung gestellt hat und natürlich die Universität für Architektur, Bauwesen und Geodäsie-Sofia, die mein Studium ermöglicht hat;

Zu guter Letzt ein ganz herzliches Dankeschön an meine FAMILIE, die mir immer unterstützt, geholfen und mich auf dem Studienweg begleitet hat sowie an alle meine FREUNDE für das Verständnis, die Geduld und die Freundschaft!

DANKE!

KURZFASSUNG

Die Wasserkraft ist nicht nur umweltfreundlich, sondern auch kostengünstig. Die Wasserkraftwerke besitzen die höchste wirtschaftliche Rentabilität aller erneuerbaren Energiesysteme. Flüsse mit niedrigen Durchflüssen bieten ein ungenutztes Potential der Energieerzeugung. Deshalb stehen unterschiedliche technologische Konzepte zur Verfügung um eine kostengünstige und kompakte Bauweise von kleinen Flusskraftwerken mit einem minimalen Eingriff in die Natur zu ermöglichen.

Im Rahmen dieser Diplomarbeit wurde die Auswahl des Krafthauskonzeptes eines Kleinwasserkraftwerkes bei unterschiedlichen Varianten der maschinentechnischen Ausrüstung untersucht, wobei besonderes Augenmerk auf die Turbinen im Niederdruckbereich, die eine wesentliche Rolle der Krafthausgestaltung spielen, gelegt wurde.

ABSTRACT

Hydro power is not only environmentally friendly, but also cost- effective. Hydro power plants have the highest operating efficiency of all renewable systems. Rivers with low flow rates offer an unused potential of energy production. That is why some different technological concepts are available to make a cost- effective and compact design of small power plants on rivers possible with minimal intervention in nature.

Within the framework of this diploma thesis was developed the selection of small hydro power plant concept for different types of mechanical equipment. A special attention was given to turbines in the low- pressure range, that play an essential role in power plants design.

INHALTSVERZEICHNIS

Danksagung	2
Kurzfassung	3
Abstract	3
Inhaltsverzeichnis	4
I. Theoretische Grundlagen	8
1. Einleitung	8
1.1. Gegenstand der Diplomarbeit	10
2. Typen von Wasserkraftwerken	12
2.1. Einteilung von Wasserkraftwerken.....	13
2.2. Kleinwasserkraftwerke- Allgemeines.....	15
2.3. Besonderheiten der Anwendungen bei kleinen Leistungen.....	18
3. Niederdruckanlagen	20
3.1. Flusskraftwerke.....	20
3.1.1. Zusammenhängende Bauweise.....	21
3.1.2. Aufgelöste Bauweise	23
3.1.3. Überströmbare Bauweise.....	24
3.2. Ausleitungskraftwerke	25
4. Übersicht über die maschinentechnische Ausrüstung und entsprechende Anforderungen an die konstruktiven Lösungen für das Krafthaus von kleinen Flusskraftwerken	27
4.1. Einteilung von Turbinen	31
4.1.1. Nach der Betriebsweise	31
4.1.2. Nach der Wellenausrichtung und Wasserzuführung	32
4.1.3. Nach der Regelungsart.....	33
4.1.4. Nach der spezifischen Drehzahl n_q und der Fallhöhe h_f	33
4.1.5. Nach der Fallhöhe h_f und dem Durchfluss Q	33
4.2. Turbinen im Niederdruckbereich.....	34
4.2.1. Kaplan- Turbine.....	34
4.2.2. DIVE- Turbine.....	40
4.2.3. Francis- Schachtturbine	41
4.2.4. Durchströmturbine.....	43
4.2.5. Das bewegliche Kraftwerk	46
4.2.6. Modulare Lösungen (HYDROMATRIX®, StrafloMatrix™, StreamDiver®) ...	47
4.3. Turbinen bei ganz kleinen Fallhöhen.....	50
4.3.1. VLH- Turbine	50

4.3.2.	Die Staudruckmaschine (Wasserdruckmaschine)	51
4.3.3.	Wasserkraftschnecke	53
4.3.4.	Wasserräder	54
4.4.	Sonderlösungen	56
4.4.1.	Die hydraulische Lastabnahme	56
II.	Fallstudie als Beispiel zur Entwicklung des Krafthauskonzeptes eines Flusskraftwerkes	59
1.	Allgemeines	59
2.	Grundlagen für die Projekterstellung	61
2.1.	Topographische Grundlagen	61
2.1.1.	Relief	61
2.2.	Geologische und Hydrogeologische Grundlagen	61
2.2.1.	Geologische Grundlagen	61
2.2.2.	Physikalisch- geologische Gegebenheiten	62
2.2.3.	Seismizität	62
2.2.4.	Hydrogeologische Bedingungen	62
2.3.	Lithologisches Struktur	63
2.3.1.	Lithologische Beschreibung	63
2.3.2.	Physikalisch- mechanische Eigenschaften der lithologischen Arten	63
2.4.	Hydrologische Grundlagen	64
2.4.1.	Klimabedingungen	64
2.4.2.	Abflussparameter	65
2.5.	Kenndaten	67
3.	Bauverfahrenstechnik und Baudurchführung	68
3.1.	Vorbereitungsperiode	68
3.2.	Hauptbautätigkeit	68
3.2.1.	Rampen für den Zugang zum Fluss	68
3.2.2.	Umleitung des Abwassers	68
3.2.3.	Umleitungskanal	69
3.2.4.	Umleitungsdeiche	70
3.2.5.	Hauptanlagen	71
3.2.6.	Arbeitsschutz und - sicherheit	75
3.3.	Prüfung der Anlagen	75
4.	Hydraulische Bemessung des Systems	76
4.1.	Wehranlage	76
4.1.1.	Ermittlung der natürliche Tiefe nach dem Wehr bei $Q_{1\%} = 260,00 \text{ m}^3/\text{s}$	76

4.1.2.	Wehr mit pneumatischer Stauklappe (Wehrklappensystem).....	78
4.2.	Tosbeckenbemessung	81
4.2.1.	Tosbeckenlänge	82
4.3.	Fischaufstiegsanlage	82
4.3.1.	Einlauf	82
4.3.2.	Schlupflöcher und Kronenausschnitte	83
4.3.3.	Ermittlung der Mindestgröße des Durchflusses bei $Q_{DF\%} = 1,84 \text{ m}^3/\text{s}$	84
4.3.4.	Beckenabmessungen.....	86
5.	Statische Bemessung der Wehranlage	87
5.1.	Kräfte auf Wehrkörper	87
5.1.1.	Eigengewicht des Wehres.....	88
5.1.2.	Erddruck	89
5.1.3.	Hydrostatischer Wasserdruck	89
5.1.4.	Sohlwasserdruck	90
5.1.5.	Seismische Kraft.....	91
5.2.	Lastfall I- Normaler Betriebsfall.....	91
5.2.1.	Belastungsfälle ohne die Sporneinwirkung	91
5.2.2.	Belastungsfälle mit der Sporneinwirkung	94
5.3.	Lastfall II- Besonderer Betriebsfall.....	96
5.3.1.	Spannungsnachweis.....	96
5.3.2.	Gleitsicherheit.....	98
5.3.3.	Kippsicherheit.....	98
6.	Gestaltung und Bemessung des Verschlusskörpers	99
6.1.	Graphisches Verfahren zur Ermittlung der Lastflächen	99
6.2.	Belastungen.....	101
6.3.	Dicke der Stauwand	102
6.4.	Bemessung der Riegel.....	102
7.	Auswahl der Turbinen- und Generatorausrüstung des Kleinwasserkraftwerkes	106
7.1.	Rahmenbedingungen.....	106
7.2.	Auswahl der mechanischen Ausrüstung	106
7.3.	Turbine.....	107
7.3.1.	Technische Daten der anzuwendenden Turbine- Zusammenfassung.....	108
7.3.2.	Wirkungsgradwerte	108
7.4.	Hydraulisches Druckölsystem	110
7.4.1.	Technische Daten des Druckölsystems	110
7.5.	Rechenreinigungsmaschine.....	110

7.5.1.	Technische Daten der Rechenreinigungsanlage	111
7.6.	Auswahl und technische Beschreibung des Generators.....	111
7.6.1.	Technische Daten des Generators.....	111
7.6.2.	Mechanische Daten des Generators.....	112
8.	Überschlägige Gestaltung des Krafthauses	113
8.1.	Kraftwerksunterbau.....	113
8.1.1.	Ermittlung der Abmessungen der Turbine und der Triebwasserzuführung und – ableitung	114
8.1.2.	Entwickeln der Betonkonstruktion der Fundamente zur Auflagerung des Maschinensatzes und der Zusatzeinrichtungen	115
8.1.3.	Errechnen der Abmessungen des gesamten Maschinensatzes	116
8.2.	Krafthausoberbau	117
8.2.1.	Anordnen des Transformators und allen Zusatzeinrichtungen; Errichten der Betriebsräume, Werkstätten, Zugangsflächen etc.	118
8.3.	Allgemeine Voraussetzungen für das Konstruieren des Krafthauses	119
	Schlussfolgerung.....	120
	Literaturverzeichnis	121
	Abbildungsverzeichnis	124
	PLÄNE.....	127

I. THEORETISCHE GRUNDLAGEN

1. EINLEITUNG

Wasser ist eine erneuerbare natürliche Ressource, die eine bedeutende Rolle in der Natur einnimmt und dadurch entscheidend für Mensch, Tier und Pflanzenwelt ist. Sie ist Voraussetzung und Grundlage des Lebens, unser wichtiges Lebensmittel. Ohne Wasser ist das Leben auf der Erde nicht möglich. Das Wasser wird für viele Wirtschaftszweige benötigt von der Befriedigung der menschlichen Grundbedürfnisse, der Gesundheit, der Nahrungsmittelproduktion, der Energie bis hin zur Wartung der regionalen und globalen Ökosysteme. Etwa 70% der Erdoberfläche sind mit Wasser bedeckt, eine Ressource, die seit vielen Jahrhunderten genutzt wird.

Mit der Entwicklung des technologischen Fortschritts der Menschheit steigt der Energiebedarf. Seit Jahrzehnten ist man der Auffassung, dass Erdöl in ausreichender Menge vorhanden wäre, um den weltweiten Energiebedarf decken zu können und, dass dies auch mit nuklearer Energie möglich wäre. Deshalb wurde das Potential der Wasserkraftressourcen für eine sehr lange Zeit nicht ausgeschöpft. Es stellte sich heraus, dass diese beiden Annahmen nichts mehr als naive Erwartungen waren. Der steigende Energiebedarf führt nicht nur zu einer Zunahme der Energieproduktion, sondern auch zur Zunahme der Treibhausgasemissionen durch die Verbrennung von fossilen Brennstoffen. Der Klimawandel durch CO₂-Emissionen wird als eine der wichtigsten ökologischen Herausforderungen definiert, mit der sich die internationale Gemeinschaft heutzutage konfrontiert sieht. Dadurch kommt der Wunsch im Menschen auf, andere Methoden der Energieproduktion zu nutzen, die erneuerbar, umweltfreundlich und unerschöpflich sind.

Die Wasserkraft ist eine der weltweit am meisten genutzten, erneuerbaren Energiequellen. Sie ist eine zuverlässige Technologie zur Stromerzeugung und lässt sich, im Unterschied zu anderen erneuerbaren Energieträgern wie Wind oder Photovoltaik, aufgrund der hohen Verfügbarkeit gut in das Elektrizitätssystem integrieren. Die Wasserkraft unterscheidet sich von anderen erneuerbaren Energiequellen durch ihr großes Leistungsspektrum, ihre Flexibilität und ihre Speicherfähigkeit bei der Anbindung an ein Speicherbecken. Wasserkraftwerke können in unterschiedlich großen Netzen eingesetzt werden, wodurch sie verschiedene Dienstleistungen bereitstellen können. Die Wasserkraft schafft einen Mehrwert durch ihre flexible Stromerzeugung und erhöht dadurch gleichzeitig

die Versorgungssicherheit (Wasserkraft für ein nachhaltiges Europa, 2013). Die Wasserkraft erreicht alle nationalen Klimaschutzziele und erfüllt die Kyotoverpflichtungen¹. Weltweit gibt es ein großes Ausbaupotenzial für die Wasserkraft. Das Wasserkraftpotential eines Gebietes hängt von folgenden Faktoren ab: Einerseits stehen die Niederschläge, andererseits sind die von den Niederschlägen bestehenden Oberflächengewässer, die der Flussabfluss bestimmen. Auf die Größe des Potenzials wirken das Relief, sowie die Oberflächenbesonderheiten- etwa die Höhe über dem Meeresspiegel und die konzentrierten Fallhöhen. Das Wasserkraftpotential wird als eine zeitlich variable Anzeige, die im Wesentlichen mit dem globalen Klimawandel (Erwärmung, Niederschlag, Abfluss) verbunden ist, gehalten. Die natürlichen Voraussetzungen zur Wasserkraftnutzung sind in den Ländern Europas höchst unterschiedlich verteilt. In Ländern wie Deutschland, Norwegen und Schweiz kommt kaum zum Neubau von Wasserkraftwerken, weil das Potential, nicht nur wegen ökologischer, sondern auch wegen wirtschaftlicher, gesellschaftlicher und raumplanerischer Hemmnisse beschränkt ist. Andere Länder wie Kroatien, Bulgarien² und die Türkei bieten noch ein großes, nicht erschlossenes Potenzial mit günstigen Bedingungen zur Entwicklung des Wasserkraftsektors. Jedoch unterscheidet sich die Nutzung des Wasserkraftpotentials weltweit sehr voneinander. Global werden ca. 20 % des ausgebauten Potenzials genutzt. Die größten Reserven besitzen Asien, das den größten Energiekonsumenten darstellt (E. Göde, A. Ruprecht, 2003). Der wachsende Bedarf an Wasserkraft verlangt den Bau von Wasserkraftanlagen, die neben der Erzeugung erneuerbarer Energie auch viele andere wasserbaulichen, energiewirtschaftliche und ökologische Aufgaben erfüllen können.

Die Nutzung des Wasserkraftpotenzials hat eine lange Tradition. Beim Wasserrad, das als eines der ältesten und einfachsten wasserbaulichen Anlagen bekannt ist, wird die Lageenergie (potenzielle Energie) aus dem Gewicht des Wassers in Bewegungsenergie umgewandelt. Mit der schrittweisen Entwicklung der Kultur in verschiedenen Bereichen, wie etwa der Landwirtschaft oder Industrie, manifestiert sich der Gedanke die natürlichen Wasserläufe zur Gewinnung von elektrischer Energie zu verwenden. Die Weiterentwicklung dieser Idee führte zur Entwicklung der ersten Wasserturbinen.

Die Möglichkeiten der Wasserkraft hängen von zahlreichen Faktoren ab. Diese sind etwa das verfügbare Wasserangebot, die nutzbare Fallhöhe, der wirtschaftliche Nutzen und

¹ Das Protokoll von Kyoto ist ein Zusatzprotokoll zur Ausgestaltung der Klimarahmenkonvention der Vereinten Nationen mit dem Ziel des Klimaschutzes. Die Industrieländer verpflichteten sich mit dem Kyoto-Protokoll zu Emissionsreduktionen für den bestimmten Zeitraum (JuraForum-Wiki, 2013).

² Ungefähr 1/3 des gesamten Kleinwasserkraftpotentials Bulgariens (2020) ist noch nicht ausgeschöpft (European Small Hydropower Association, 2012)

die ökologische Vertretbarkeit. Grundsätzlich ist die Wasserkraft dort nutzbar, wo das Wasser über einen möglichst großen Zeitraum des Jahres in möglichst großer und vor allem konstanter Menge verfügbar ist. Für den Bau eines Wasserkraftwerkes sind viele Anforderungen zu berücksichtigen. Diese sind etwa die Topographie und Geomorphologie des Standortes, die Bewertung des Abflusses, das Erzeugungspotential oder die Abschätzungen der Umweltverträglichkeit und Kompensationsmaßnahmen. Neben den topographischen und wirtschaftlichen Voraussetzungen müssen auch die rechtlichen Rahmenbedingungen berücksichtigt werden. Der Bau von Wasserkraftanlagen greift wie jede menschliche Aktivität in die Natur ein. Während die konventionelle Wasserkraft den Einstau großer Gebiete mit schwerwiegenden ökologischen und sozialen Folgen fordert, lassen sich angepasste entworfene Kleinwasserkraftwerke leicht in lokale Ökosysteme integrieren.

1.1. GEGENSTAND DER DIPLOMARBEIT

Die vorliegende Diplomarbeit setzt sich zum Ziel, eine Übersicht der konstruktiven Lösungen von Krafthäusern bei Niederdruckanlagen (insbesondere bei Flusskraftwerken) mit kleiner Leistung aufzuzeigen. Dabei werden unterschiedliche Schemenlösungen von Krafthäustypen für Flusskraftwerke dargestellt. In der Arbeit werden verschiedene Varianten der maschinentechnischen Ausrüstung, bzw. verschiedene Turbinentypen, verschiedene Anwendungsbereiche, sowie typische Funktionsweisen von Niederdruckanlagen beschrieben.

Die Diplomarbeit gliedert sich in vier Hauptpunkte:

- die Arten von Wasserkraftsystemen von Wasserkraftanlagen und die Besonderheiten der Anwendungen bei kleinen Leistungen;
- Wasserkraftwerke im Niederdruckbereich, Besonderheiten der konstruktiven Lösungen und der maschinellen Ausrüstung;
- Anforderungen an die elektromechanische Ausrüstung und an konstruktive Lösungen von Krafthäusern bei kleinen Flusskraftwerken;
- Planung eines kleinen Flusskraftwerkes unter konkret vorgegebenen Ortsbedingungen.

Die Arbeit baut sich wie folgt: Der erste Teil gibt einen kurzen Überblick über die Wasserkraftressourcen und -potentiale. Dieser Teil beinhaltet einen allgemeinen Umriss der Entwicklung des Wasserkraftsektors und des Energiebedarfs der Menschheit. Weiters wird eine Definition, sowie eine Einteilung von Wasserkraftwerken, als auch eine Unterscheidung von verschiedenen Typen von Wasserkraftwerken präsentiert. Zum Abschluss werden die

Definitionen und Besonderheiten von Kleinwasserkraftwerken und von Niederdruckanlagen vorgestellt.

Der Hauptteil der Diplomarbeit beschäftigt sich mit der konstruktiven Gestaltung eines kleinen Flusskraftwerkes und mit den damit verbundenen Anforderungen an das Krafthaus. Hier werden einerseits die Hauptbestandteile, die Aufgaben und die möglichen Bauweisen eines Kraftwerks beschrieben und andererseits werden die meist verbreiteten Turbinentypen im Niederdruckbereich, ihre Funktionsweisen, Einsatzgebiete und konstruktive Lösungsmöglichkeiten des Krafthauses dargestellt.

Zum Schluss wird mit Hilfe des ersten Teils und des Hauptteils ein kleines Flusskraftwerk mit ausgewählten maschinentechnischer Ausrüstung geplant. Der Projektteil besteht aus Schemen, hydraulischen Bemessungen der Anlagen, Beispiel für Tragfähigkeits- und Stabilitätsnachweis und der Bauverfahrenstechnik der Ausführung.

2. TYPEN VON WASSERKRAFTWERKEN

Ein Wasserkraftwerk ist ein Kraftwerk, mit dem Ziel, die potentielle Energie des Wassers in mechanische Energie und in weiterer Folge in elektrische Energie umzuwandeln. Als Wasserkraftwerk bezeichnet man Kraftwerke an Flüssen, Seen und im Meer. Neben der Stromerzeugung, kann ein Wasserkraftsystem auch für die Bewässerung, Trinkwasserversorgung, Gewässerregulierung, Hochwasserschutz, Grundwasseranreicherung, Sicherstellung der Schifffahrt herangezogen werden. Des Weiteren haben Wasserkraftanlagen einige wichtige Eigenschaften, die innerhalb eines Verbundnetzes von Bedeutung sind:

- Sie sind als Grund-, Mittel- und Spitzenlastkraftwerke einsetzbar.
- Sie haben eine relativ hohe Ausnutzungsdauer mit durchschnittlich mehr als 6.000 Stunden pro Jahr (Verband der Elektrotechnik Elektronik Informationstechnik, 2008).
- Im Vergleich zu anderen Erzeugungsformen verursachen sie sehr geringe Emissionen in der Natur.
- In Abhängigkeit der Leistung und der Ausrüstung tragen sie zur Spannungs- und Frequenzhaltung im Verbundnetz bei.
- Sie haben eine lange Lebensdauer.
- Nach der Tilgung der Investition erzeugen sie sehr kostengünstig Energie.
- Sowie mehrere Zusatzaufgaben (Hochwasserschutz, Gewässerregulierung etc.).
- Extrem kurze Anfahrzeiten und verfügen über eine Schwarzstartfähigkeit (d. h. Anfahren ohne Unterstützung aus dem Netz) (Wasserkraft für ein nachhaltiges Europa, 2013).

Ein Wasserkraftwerk ist prinzipiell so aufgebaut, dass Wasser durch ein Absperrbauwerk aufgestaut wird und über eine Triebwasserleitung in die Turbine gelangt. Die Turbine ist das Herzstück jedes Wasserkraftwerkes und unterscheidet sich durch ihre unterschiedlichen Bauarten voneinander, die ein breites Anwendungsgebiet für die unterschiedlichsten Anforderungen aufweisen. Die Turbine wird mittels durchfließendem Wasser direkt oder über ein Getriebe, bzw. einem elektrischen Generator, der auch als Hydrogenerator bezeichnet wird, angetrieben. Ein Rechen verhindert den Einzug von Wildholz und Geschiebe in die Turbine. Ein Diffusor gleicht die Abweichungen im Druck oder der Strömungsgeschwindigkeit wieder aus. Die Differenz zwischen Ober- und Unterwasser wird Fallhöhe genannt und ist es ein entscheidender Faktor in der Berechnung der Leistung einer Wasserturbine. Wir unterscheiden Brutto- und Nettofallhöhe. Die Bruttofallhöhe ist der geometrische Höhenunterschied zwischen Ober- und Unterwasserstand. Entspricht die

Fallhöhe nicht nur der Differenz zwischen Ober- und Unterwasser, sondern berücksichtigt diese auch die Reibungsverluste in den Rohrleitungen wird von der Nettofallhöhe gesprochen.

Die kinetische Energie von Wasser wird mittels Wasserturbinen in Rotationsenergie umgewandelt, was die Drehung der Turbinenwelle bewirkt. Diese Drehung wird als Antrieb für den Generator genutzt. Die von der Wasserkraftmaschine gewonnene mechanische Energie wird entweder direkt oder mit einem Getriebe auf den Generator übertragen. Dieser wandelt die Rotationsenergie in elektrischen Strom um. Die Leistung P [W] einer Wasserturbine ist das Produkt aus Wirkungsgrad η [-] der Turbine, Wasserdichte ρ [kg/m³], Erdbeschleunigung g [m/s²], Wassermenge Q [m³/s] und Fallhöhe h [m] (siehe Formel 2.1):

$$P = \eta \cdot \rho \cdot g \cdot Q \cdot h \text{ [kW]} \quad (2.1)$$

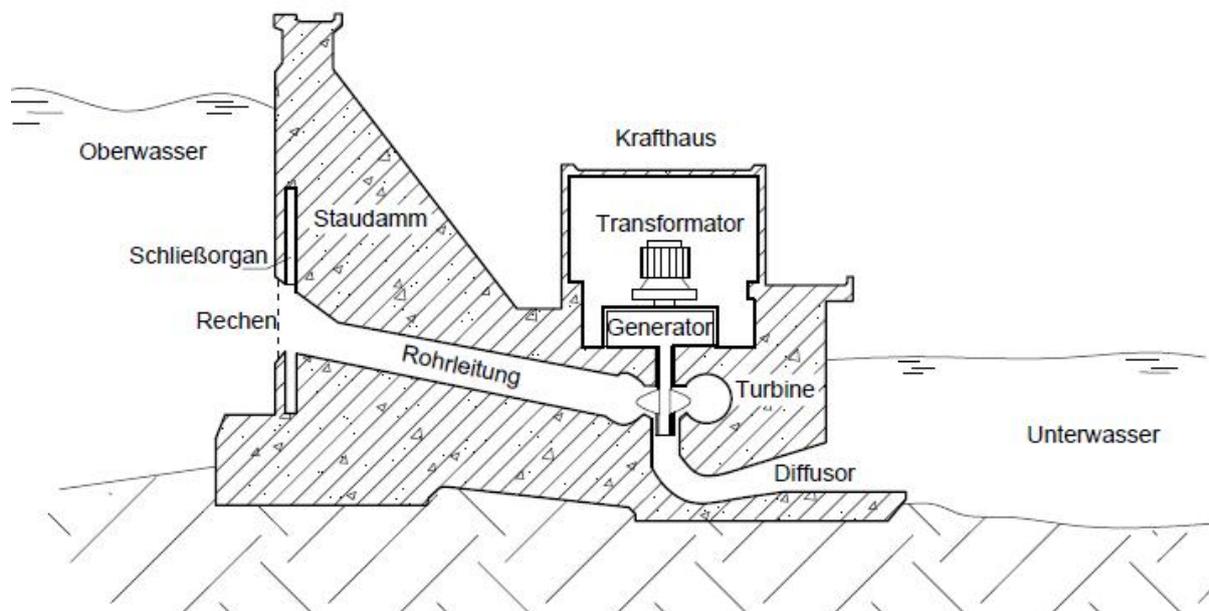


Abbildung 1: Funktionsweise eines Wasserkraftwerkes (Zeichendarstellung)

Der Wirkungsgrad bezeichnet generell das Verhältnis von abgegebener und zugeführter Leistung und ist bei Wasserturbinen sehr hoch (bis zu 95%). Er variiert je nach Typ, Alter und Betriebspunkt der Turbine.

Die jährliche Stromproduktion einer Wasserkraftanlage lässt sich angeben als (s.a. Formel 2.2):

$$E = P \cdot 4500 \text{ [kWh]} \quad (2.2)$$

2.1. EINTEILUNG VON WASSERKRAFTWERKEN

Da die Wasserkraft eine der ältesten erneuerbaren Energiequelle der Menschheit darstellt, etablierten sich verschiedene Typen von Wasserkraftwerken mit unterschiedlichen Funktionsweisen. Diese können nach unterschiedlichen Kriterien eingeteilt werden, jedoch besteht oft eine enge Beziehung und fließende Übergänge zwischen den einzelnen

Klassifizierungsgruppen. Folgende Klassifizierung wird nach J. Giesecke und E. Mosonyi getroffen:

1. Einteilung nach Technologie:
 - a. Laufkraftwerke;
 - b. Speicherkraftwerke;
 - c. Pumpspeicherkraftwerke;
 - d. Gezeitenkraftwerke.
2. Einteilung nach Topografie:
 - a. Flusskraftwerke im Unterlauf;
 - b. Wasserkraftwerke im Mittelgebirge;
 - c. Speicherkraftwerk im Hochgebirge.
3. Einteilung nach der Nutzfallhöhe:
 - a. Niederdruckanlagen (Fallhöhe < 15 m) (Abb. 3);
 - b. Mitteldruckanlagen (Fallhöhe ≈ 15 bis 50 m) (Abb. 1);
 - c. Hochdruckanlagen (Fallhöhe > 50 m) (Abb. 2).
4. Einteilung unter energiewirtschaftlichen Gesichtspunkten:
 - a. Grundlastkraftwerke;
 - b. Mittellastkraftwerke;
 - c. Spitzenlastkraftwerke.
5. Einteilung nach der Betriebsweise:
 - a. Inselbetrieb;
 - b. Verbundbetrieb.
6. Einteilung nach der installierten Leistung:
 - a. Kleinwasserkraftanlagen (in der Regel < 1 MW³);
 - b. Mittelgroße Wasserkraftanlagen (< 100 MW);
 - c. Großwasserkraftanlagen (> 100 MW);

Die oben angeführte Einteilung darf als Hilfsmittel zur Klassifizierung verstanden werden. In manchen Ländern unterscheiden sich einige der Grenzen.

³ 10 MW im Sinne der European Small Hydropower Association (ESHA)

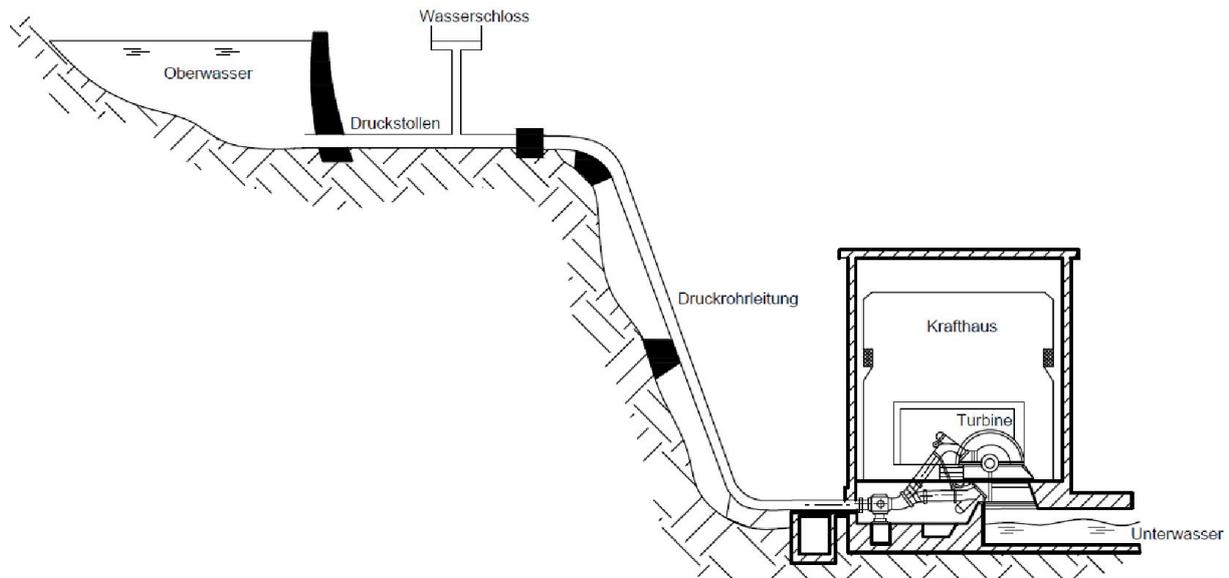


Abbildung 2: Funktionsweise einer Hochdruckanlage (Zeichendarstellung)

2.2. KLEINWASSERKRAFTWERKE- ALLGEMEINES

Eine Kleinwasserkraftanlage ist nicht nur eine reduzierte Version eines großen Wasserkraftwerkes, sondern ein weiterentwickeltes System mit vielen Vereinfachungen und Verbesserungen sowohl aus der ökologischen Sicht, als auch durch eine vereinheitlichte und billigere Bauweise. Kleine Wasserkraftwerke erzeugen Strom aus mechanischer Energie durch die Umwandlung von fließendem Wasser aus Flüssen, Kanälen und Bächen, die bei einer gewissen Fallhöhe in elektrische Energie umgewandelt wird. Aufgrund ihrer kompakten Bauweise und dem minimalen Eingriff in die natürliche Landschaft gelten Kleinwasserkraftanlagen in Europa, als Möglichkeit zur umweltfreundlichen Energieumwandlung, im Gegensatz zu den Großwasserkraftanlagen. Die Vorteile der Kleinwasserkraftwerke sind zahlreich und umfassen die Netzstabilität, die Versorgungssicherheit und den reduzierten Flächenbedarf. Als lang etablierte Technologie spielt die Kleinwasserkraft vom Sektor der erneuerbaren Energieträger, die immer noch Raum für technologische Weiterentwicklung aufweist. Die Geschichte der Kleinwasserkraft ist eng verknüpft mit der Geschichte der Industrialisierung. In Europa steigerte sich die Nutzung der Kleinwasserkraft seit den 1970er Jahren. Auslöser dafür waren nicht nur eine weltweite Energiekrise, sondern auch technische Entwicklungen in der maschinellen Ausrüstung der Kraftwerke. Aus globaler Sicht gibt es keinen Zweifel über die Vorteile der Nutzung der Energie von Kleinwasserkraftwerken (Klimaschutz, Energieversorgungssicherheit). Auch auf regionaler Ebene (lokale Entwicklung und Beschäftigung) trifft dies zu. Die Kleinwasserkraftwerke schließen die Lücke der dezentralen Erzeugung in ländlichen Gebieten.

Das Prinzip der Wasserkraftnutzung variiert nicht zwischen Kleinwasserkraftwerken und größeren Anlagen. Im Allgemeinen handelt es sich bei Kleinwasserkraftwerken um Einzellösungen hinsichtlich ihrer Konstruktion und durch ihre Größe stellt der Bau einen kleineren Eingriff in die Natur dar. In der Regel werden Kleinwasserkraftanlagen nach ihrer installierten Leistung eingeteilt. Während die Tagesleistung ziemlich konstant verläuft, kann die Leistung innerhalb eines Jahres größere jahreszeitliche Schwankungen aufweisen, die je nach Lage und Art des Einzugsgebietes unterschiedlich stark sein können. Deshalb kann sich die von der Wasserkraft erzeugte Leistung im Laufe eines Jahres ändern.

Üblicherweise weisen die Kleinwasserkraftwerke eine installierte Leistung von unten 1 MW auf und können innerhalb Europas bis zu 10 MW aufweisen. Dabei handelt es sich um vor definierte Grenzen, die nur der Orientierung dienen. Zur Veranschaulichung der verschiedenen Kleinwasserkraftwerkstypen, ist noch eine Einteilung nach der installierten Leistung zu nennen:

- Mikrowasserkraftwerke ($P < 100 \text{ kW}$);
- Miniwasserkraftwerke ($100 \text{ kW} < P < 500 \text{ kW}$);
- Kleinwasserkraftwerke ($500 \text{ kW} < P < 10 \text{ MW}$).

Diese Einteilung ist jedoch in vielen Ländern unterschiedlich, beispielsweise gibt es in einigen Staaten mit einem hoch entwickelten Wasserkraftssektor keine Einteilung in Klein- und Großwasserkraft nach der Leistung. Die strenge Einhaltung der oben genannten Grenzen könnte viele Probleme bei der Planung mit sich bringen, weil es erhebliche rechtliche Einschränkungen bei den verschiedenen Typen geben sollte. Es ist nicht sinnvoll Wasserkraftanlagen nur auf Basis kleine Unterschiede ihrer Leistung einzuteilen, da sich durch die verschiedenen Regelungen auch ihre Bauweise ändert. Weiters nehmen Kleinwasserkraftwerke nicht an der Betriebsregelung und an der globalen Netzwartung teil. Dadurch haben Kleinwasserkraftwerke nur eine wirtschaftliche Bedeutung in der Makroökonomie. Eine Einteilung nach der Leistung sollte nur unter Vorbehalt und ohne zusätzliche bauliche und rechtliche Folgen berücksichtigt werden, da diese nur mit großen Aufwänden in der Herstellung und Wartung verbunden sind. Auch ein wichtiges Merkmal ist, dass der Verkaufspreis der erzeugten Energie auch von der installierten Leistung abhängig ist. Bei einigen Fällen ist das Netz sogar verpflichtet den Strom aus erneuerbare Energien zu kaufen. Andere Definitionen von Kleinwasserkraftwerken basieren auf folgende Charakteristiken nach Kisliakov und Petkova (D. Kisliakov, S. Petkova, 2012):

- Die Möglichkeit die Kleinwasserkraftwerke wirtschaftlich als „kleine Kraftwerke“ zu betrachten, ohne regionalen oder nationalen Einfluss (bzw. die Anwendung der Machbarkeitsanalyse- Modelle);
- Netzanschlussbedingungen (Kleinwasserkraftwerke sind in der Regel auf mittlere Spannung geschaltet, was keine positive Auswirkung auf das lokale Netz hat);
- Die Möglichkeit zur Versorgung der Betriebs- und Frequenzgangreserve, Leistungsfaktorkorrektur usw., also Eigenschaften mit dem Netzbetrieb verbunden ist.

Im Allgemeinen wird bei den Kleinwasserkraftanlagen eine Lösung nach einem bestimmten Schema erstrebt, d.h. unkomplizierte, übersichtliche, kostengünstige und standardisierte Lösungen. Die Auswahl des Turbinentyps erfolgt durch die Wahl der Hüllkurve des jeweiligen Turbinentyps und ist somit relativ einfach. Durch weitgehend standardisierte Turbinengrößen lassen sich die Größe und die Drehzahlen leicht aus den Diagrammen und Tabellen der Hersteller ablesen. Prinzipiell eignen sich alle klassischen Turbinentypen auch für kleine Ausbauleistungen. Sollte es jedoch aufgrund der wasserwirtschaftlichen Randbedingungen zu Schwankungen des Wasserdargebotes kommen, sind die im Großkraftwerksbau verwendeten Turbinentypen benachteiligt. Durch technologische Weiterentwicklungen und Innovationen konnte die Effizienz der Anlagen gesteigert, die Kosten verringert und die modernsten ökologischen Standards erfüllt werden.

Angesichts der steigenden Stromnachfrage, internationalen Vereinbarungen zur Reduktion von Treibhausgasen und der Tatsache, dass in vielen europäischen Ländern große Wasserkraftstandorte meist ausgenutzt sind, gibt es ein wachsendes Interesse an der Entwicklung der Kleinwasserkraft. Einige Gründe dafür sind die langlebige Ausrüstung, die geringeren Kosten bei der Herstellung und Wartung, sowie die Investitionssicherheit, trotz der relativ langen Amortisationszeit.

Für den Bau und die Inbetriebnahme jeder Wasserkraftanlage sind eine Reihe von Anforderungen und Erhebungsarbeiten zu erfüllen, um den normalen und sicheren Betrieb der Anlage zu garantieren. Ihren Anschluss an das Elektrizitätsnetz des Staates ist ein sensibler Prozess, da der zuverlässige Betrieb des Stromnetzes, die Sicherheit und die Qualität der bestehenden Stromversorgung durch den Anschluss weiterhin gegeben werden muss.

2.3. BESONDERHEITEN DER ANWENDUNGEN BEI KLEINEN LEISTUNGEN

Trotz der Probleme mit der Einteilung der Wasserkraftanlagen nach der installierten Leistung (siehe Abschnitt 2.2.), gibt es einige Besonderheiten, die den Einsatz von Wasserkraftwerken bei kleinen Leistungen befürworten. Im Prinzip werden Kleinwasserkraftwerke als Niederdruckanlagen (Fluss- und Ausleitungskraftwerke) angeordnet, d.h. dass sie weniger Wasser speichern, weil das Krafthaus selbst als Absperrbauwerk dient. Das ist ein bemerkenswerter Schritt im Wasserbau, da der Einsatz bei kleinen Leistungen zu großen Ersparnissen im Platzbedarfs und in weiterer Folge zur Reduktion von weiteren Kosten führt. Dies sind die wichtigsten und erwünschten Besonderheiten bei denen Kleinwasserkraftwerken eine kostengünstige und standardisierte Lösung bieten. Durch die standardisierten Lösungen kommt es zu einer Vereinheitlichung der Konstruktion und auch einer merklichen Reduzierung der gesamten Kosten des Krafthauses. Manche Länder können trotz billiger Arbeitskraft und Verwendung von Inlandsbaumaterialien die Kosten der teuren importierten Ausrüstung nicht decken und somit keine kostengünstige Lösung erreichen. Weiters sind wegen des hohen Qualifikationsniveaus des Personals die Bauarbeiten bei einem Kleinwasserkraftwerk sehr teuer. Die kleinen Wasserkraftanlagen werden heutzutage vollautomatisch und ohne Bedienungspersonal betrieben. Aufgrund dieser Tatsachen werden verschiedene Möglichkeiten zur Kostensenkung durch Typisierung gesucht und neue Konzepte entwickelt.

Seit vielen Jahren wird nach einer vereinfachten Anwendung der Schemenlösungen und nach einer Weiterentwicklung der Ausrüstungskomponenten bei Wasserkraftanlagen erstrebt. Diese Bemühungen werden zum größten Teil von den Herstellern der Wasserbauindustrie realisiert. Der Anlagenbau von kleiner Leistungen besteht aus größtenteils typisierten Ausrüstungskomponenten, d.h. es wird eine Turbine mittels der Fallhöhe und der erwarteten Wassermenge aus einem Diagramm ausgewählt. Dies erleichtert die Auswahl einer geeigneten Turbine. Im Gegensatz zu den Großwasserkraftwerken werden bei Kleinwasserkraftwerken alle Komponenten der maschinentechnischen Ausrüstung bloß von einem Hersteller bereit gestellt. Kürzlich haben einige Hersteller vorhandene Informationen über manche Turbinentypen verheimlicht, insbesondere wegen der Erleichterung der Auswahl von den Verbrauchern. Eine weitere Besonderheit, die mit der Energieumwandlung bei kleinen Leistungen zu tun hat, ist die Turbinenkonstruktion selbst. Außer den konventionellen Wasserturbinen, die für sehr große Einzugsgebiete angeordnet werden können, gibt es solche, die spezifisch für die Anwendung bei geringen Leistungen geeignet sind. Sie unterscheiden sich sehr in der Konstruktion,

zeichnen sich besonders durch ihren einfachen Aufbau aus und durch die Unabhängigkeit der Maschinen. Sie können einzeln arbeiten und dadurch kleinere Leistungen produzieren. Gerade bei Kleinwasserkraftwerken kann auch auf ein teures Getriebe verzichtet werden. Ein größter Vorteil bei der maschinellen Ausrüstung der Wasserkraftwerke mit kleinen Leistungen ist die Möglichkeit zum Bau einer umfassenden Einheit zur Energieumwandlung. Vor allem bei den Modullösungen ist diese Kompaktheit von besonderer Bedeutung. Die gesamte Bauweise wird dadurch sehr vereinfacht und nimmt einen geringen Platz ein, weil auf das Maschinengebäude verzichtet werden kann. Ein weiterer Vorteil ist, dass die Turbinen- Generator Einheit gleichzeitig gesteuert wird.

Wichtig ist zu erwähnen, dass die Kleinwasserkraftwerke, also die Wasserkraftwerke mit kleinen installierten Leistungen, bloß den Energiebedarf für lokale Bereiche (z.B.: private Haushalte, einzelne Gemeinden) decken können. Micro- und Miniwasserkraftwerke (siehe Abschnitt 2.2.) werden errichtet, wo gar kein Stromnetz vorhanden ist und somit ein Inselbetrieb notwendig ist.

Die Installierung der kleinen Leistungen ist in den meisten Fällen mit weniger Bauarbeiten verbunden. Dadurch kommt es zu geringeren Eingriffen in die Natur, somit kann diese Maßnahme als ökologisch verträglicher betrachtet werden. Als Standort für kleine Wasserkraftwerke eignen sich besonders ökologisch sensible Gebiete, jedoch bewirkt jeder Bau einen Eingriff in das Ökosystem. Deshalb ist vor dem Bau die Notwendigkeit des Bauvorhabens und die möglichen naturräumlichen Auswirkungen in Varianten-, Machbarkeitsstudien, Umweltverträglichkeitsprüfungen, eine detaillierte und aufmerksame Überlegung zu prüfen und darzustellen.

3. NIEDERDRUCKANLAGEN

Die Niederdruckanlagen charakterisieren sich durch Fallhöhen kleiner als 15m. Bei einem Niederdruckkraftwerk oft auch Laufkraftwerk (Abb. 3) genannt, wird ein Fluss gestaut und die Turbine durch das abfließende Wasser angetrieben. Hinsichtlich des Funktionsprinzips ist zwischen der Anordnung der Kraftwerke direkt im Fluss (Flusskraftwerke) und der Ausleitungssituation (Ausleitungskraftwerke) zu unterscheiden. Die Produktion elektrischer Energie ist von der Wassermenge des Flusses abhängig. Wasserkraftanlagen mit niedrigen Fallhöhen sind insbesondere für den Einsatz an gewässerökologisch wertvollen Flusstrecken vorgesehen. Bei den Niederdruckanlagen gibt es viele verschiedene Konzepte, welche das Ziel haben, ungünstige Einwirkungen auf die Fließgewässerökologie zu begrenzen bzw. zu vermeiden. Als typische Maschinen kommen bei Niederdruckkraftwerken vor allem Propeller-, Kaplan-, Rohr-, Straflo- und Durchströmturbinen zum Einsatz. Bei kleineren Fallhöhen werden beispielsweise Wasserdruckmaschinen, Wasserschnecken oder Wasserräder verwendet.

3.1. FLUSSKRAFTWERKE

Das Flusskraftwerk ist ein Wasserkraftwerk, das die natürliche Strömung und das Gefälle eines Flusses zur Stromproduktion nützt. Diese Kraftwerke werden direkt in den Flusslauf gebaut. Durch den Aufstau des Flusses wird ein geringer Speicherraum im Oberlauf geschaffen. Im Allgemein befinden sich die Wehranlage und das Krafthaus direkt nebeneinander und ihre gemeinsame Längsachse ist quer zum Stromstrich ausgerichtet. Zwischen dem Wehr und dem Krafthaus ist ein Trennpfeiler anzuordnen. Er wird so geformt, dass sowohl bei kleineren, als auch bei größeren Abflüssen eine gute Anströmung der Turbineneinläufe, bzw. der Wehrfelder gewährleistet wird. Das Wehr dient zur Stauhaltung und zur sicheren Hochwasserabfuhr. Die Energie wird hauptsächlich aus dem Durchfluss des strömenden Gewässers und zu einem kleinen Teil aus der Fallhöhe des Wassers erzielt. Die Leistung eines Flusskraftwerks ist abhängig vom Wasserstand eines Flusses. Das Gefälle ist weniger relevant als die Durchflussmenge. Als typische Vertreter der Niederdruckanlagen sind die Flusskraftwerke zu nennen. Sie können durch die Nutzung von niedrigen Fallhöhen, geringer Bauhöhen und Einbautiefen realisiert werden. Die Anwendung von spezifischen Turbinentypen ermöglicht die Realisierung verschiedener Kraftwerkskonzepte, die sich sehr gut in das vorhandene Landschaftsbild integrieren können.

Von besonderer Bedeutung bei den Flusskraftwerken ist die Erhaltung des Fließgewässercharakters der ausgewählten Strecke und die Bewältigung von schwierigen wasserwirtschaftlichen Rahmenbedingungen. Das grundsätzliche Ziel bei Flusskraftwerken ist

die Reduzierung ungünstiger Einflüsse auf die Gewässerökologie. Dies wird durch verschiedene Maßnahmen erzielt, z. B. durch eine niedrige Fallhöhe und vergleichsweise hohe Fließgeschwindigkeiten, die die Kolmationseffekte (die Verringerung der Durchlässigkeit des Bodengerüsts) verhindern. Weiters variiert bei Flusskraftwerken der Oberwasserspiegel in Abhängigkeit des Abflusses (Dynamik der Wasserspiegellagen), sowie durch sehr lange Zwischenstrecken wegen des deutlich höheren Energieliniengefälles (M. Aufleger, B. Brinkmeier, 2010).

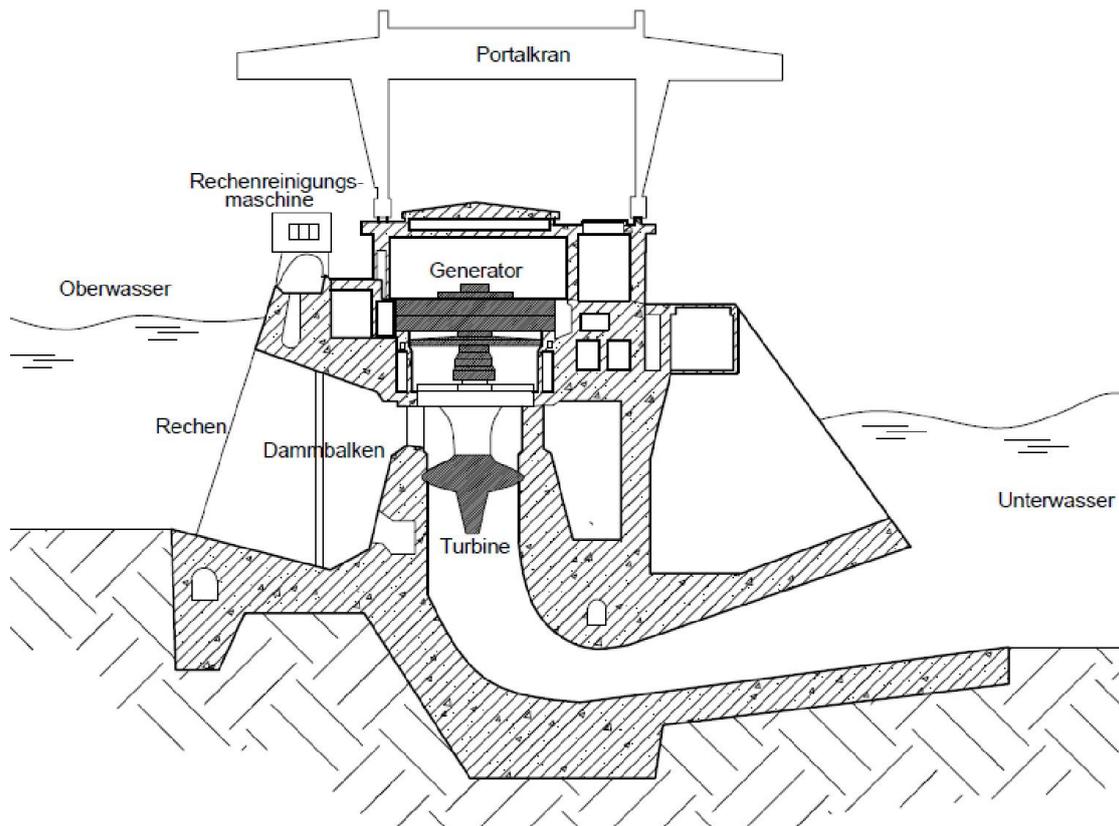


Abbildung 3: Funktionsweise eines Laufkraftwerkes (Zeichendarstellung)

Je nach Anordnung des Krafthauses in Bezug auf den Flussquerschnitt lassen sich bei Flusskraftwerkstypen drei Bauarten unterscheiden: [1;2]

3.1.1. Zusammenhängende Bauweise

Diese Bauweise ist die am meist verbreitete Ausführungsart. Hier wird zwischen zwei Bauweisen unterschieden:

A) Blockbauweise (Abb. 5a)

Bei dieser Bauweise wird das Krafthaus in einem einzigen Block direkt im Flussbett errichtet. Sofern die zulässige Stauhöhe ausreichend hoch ist, um ein Hochwasser störungsfrei abzuführen, ist die Blockbauweise bzw. konventionellen Bauweise ohne Verbreiterung des Flussquerschnittes auszuführen. Das Krafthaus liegt bevorzugt am geschleebärmeren Ufer und ist unmittelbar neben dem Wehr angeordnet. Zwischen Wehr und Kraftwerk sorgt der Wehrpfeiler für eine hydraulisch günstige Anströmung des Kraftwerkes. Infolge der Oberflächenströmung kann das auftretende Treibgut durch Abweisbalken auf die Wehrfelder abgelenkt oder durch Rechenanlagen entnommen werden. Auch der Eisgang ist zu beachten. Bei Flüssen mit starkem Eisgang ist darauf zu achten, dass das Eis vom Kraftwerk abgelenkt wird.

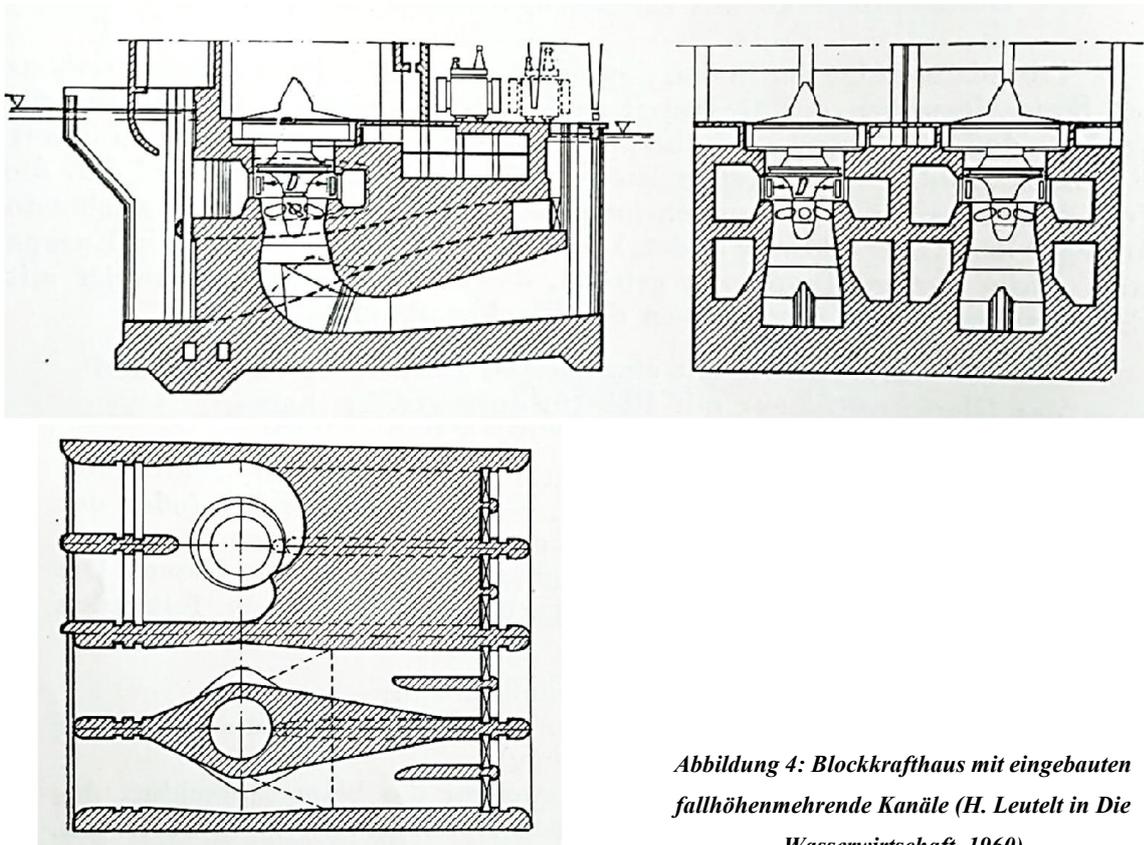


Abbildung 4: Blockkrafthaus mit eingebauten fallhöhenmehrende Kanäle (H. Leutelt in Die Wasserwirtschaft, 1960)

B) Buchtenkraftwerk (Abb. 5b)

Buchtenkraftwerke sind eine häufig realisierte Sonderform der Blockbauweise, bei der das Kraftwerk seitlich des ursprünglichen Flusslaufs in einer künstlich geschaffenen Bucht liegt. Auch dieses Kraftwerk befindet sich auf der geschleebefreien Außenseite einer Flusskrümmung. Durch die Verbreiterung des Querschnitts kann das Hochwasser (wie im

unverbauten Zustand) störungsfrei abgeführt werden. Die durch die Verbreiterung ansteigenden Baukosten werden durch die vereinfachte Herstellung der Anlage in einer trockenen Baugrube kompensiert.

Eine besondere Bedeutung hat die Anordnung des Krafthauses zum Stauwerk. Hierbei sind folgende drei Varianten möglich, die bei unterschiedlichen Anforderungen zum Einsatz kommen. Krafthaus in der Verlängerung des Wehres, vorspringendes Krafthaus, sowie das Krafthaus wird flussabwärts verschoben. Die Lage hängt von verschiedenen Faktoren, wie den Strömungsverhältnissen, Erdarbeiten, Verkehrsverbindungen, Baukosten usw., ab. Bei den Buchtenkraftwerken wird oft auf das Entnahmebauwerk verzichtet (Flusskraftwerk in offener Bucht) und die Rechenanlage wird direkt den Turbineneinläufen parallel vorgelagert (Mosonyi, Wasserkraftwerke I, 1966).

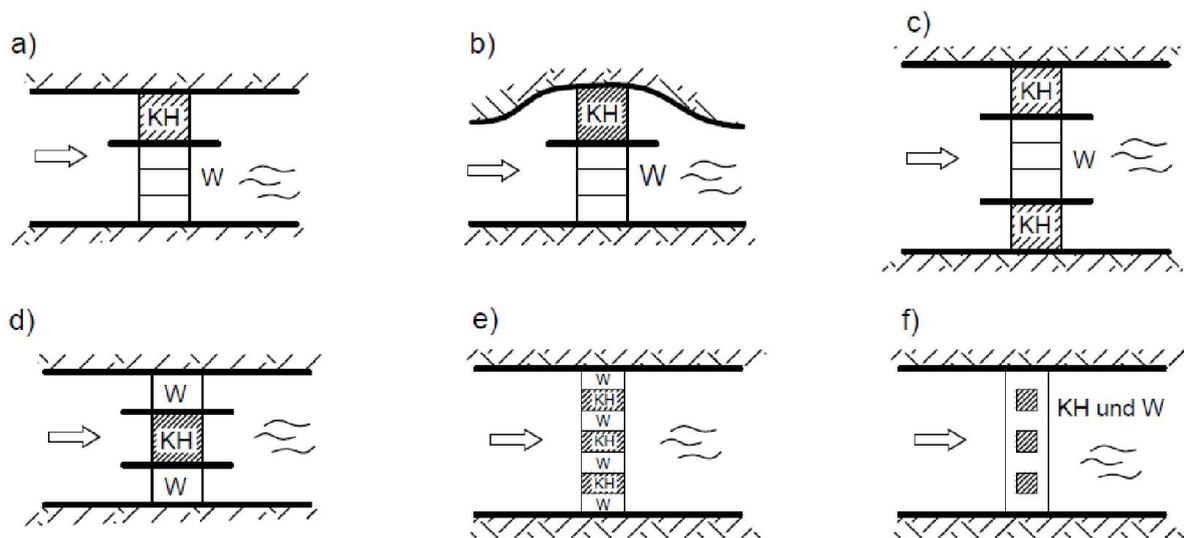


Abbildung 5: Anordnung von Flusskraftwerken (KH- Krafthaus, W- Wehr): a) Blockbauweise, b) Buchtenkraftwerk, c) Zwillingskraftwerk, d) Inselkraftwerk, e) Pfeilerkraftwerk, f) überströmbares Kraftwerk

3.1.2. Aufgelöste Bauweise

A) Zweiteilige (Zwillings-) Kraftwerke (Abb. 5c)

Bei Gewässern mit großen Abflüssen, jedoch kleiner Fallhöhe kann eine Zweiteilung der Krafthäuser sinnvoll sein. Die Maschinensätze werden aufgrund der höheren Anzahl von Maschinengruppen in zwei Krafthäuser eingeteilt. An Grenzflüssen ist diese Anordnung von Wasserkraftwerken häufig vorzufinden, da jeweils ein Kraftwerk pro Flussufer errichtet wird.

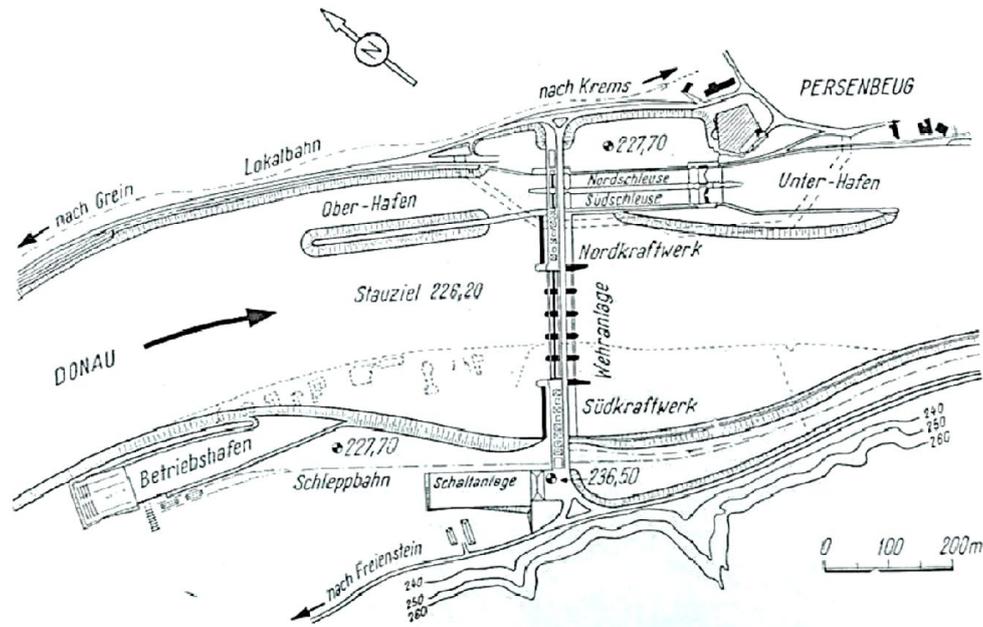


Abbildung 6: Zwillingskraftwerk Ybbs- Persenbeug (F. Makovec in *Österreichische Zeitschrift für Elektrizitätswirtschaft*, 1955) (Mosonyi, *Wasserkraftwerke I*, 1966)

B) Inselkraftwerk (Abb. 5d)

Hier wird das Kraftwerk in der Mitte des Flussbettes oder an einer seichten Stelle in der Flussmitte angeordnet. Im Vergleich zur Blockbauweise, ist dies die kostengünstigere Lösung.

C) Pfeilerkraftwerk (Abb. 5e)

Bei Pfeilerkraftwerken wechseln sich Wehrfelder und Turbinenpfeiler in der Querachse der Wehranlage ab (siehe Abb.7). Die Anströmung beider Anlagenteile ist sehr gleichmäßig, da die Turbinenpfeiler gleichzeitig als Widerlager für die Wehrfelder dienen. Der Bau eines separaten Krafthauses entfällt, da die Betriebsräume seitlich um die Turbine und dem darüber liegenden Generator angeordnet werden können. Die gesamte Anlage zeichnet sich durch ihre geringe Bauhöhe aus. Die Wartung der Maschinen erfolgt über einen Portalkran, der sich auf dem Dach der Anlage befindet.

3.1.3. Überströmbare Bauweise

Bei dieser Bauweise (Abb. 5f) ist das Krafthaus im Körper des Überfallwehres untergebracht, das zur Ableitung des Überschusswassers dient (siehe Abb.8). Zur Erhöhung der Leistungsfähigkeit des Wehres bzw. zur Verhinderung eines unzulässigen Überstaus liegt die Wehrkrone in der Regel erheblich unter dem Stauspiegel. Zur Regelung des Oberwasserspiegels ist über der Überfallkante des festen Wehres ein aus mehreren Stauklappen bestehender Wehraufsatz angeordnet. Dieser wird bei Hochwasser umgelegt, so dass das

Wasser über das Wehrkraftwerk abgeführt werden kann, sowie der Oberwasserspiegel reguliert wird. Der Raumbedarf des Kraftwerkes ist auf ein Minimum beschränkt.



Abbildung 7: Beispiel für ein Pfeilerkraftwerk: Kraftwerk Villach, Drau, Österreich (© VERBUND, 2015)

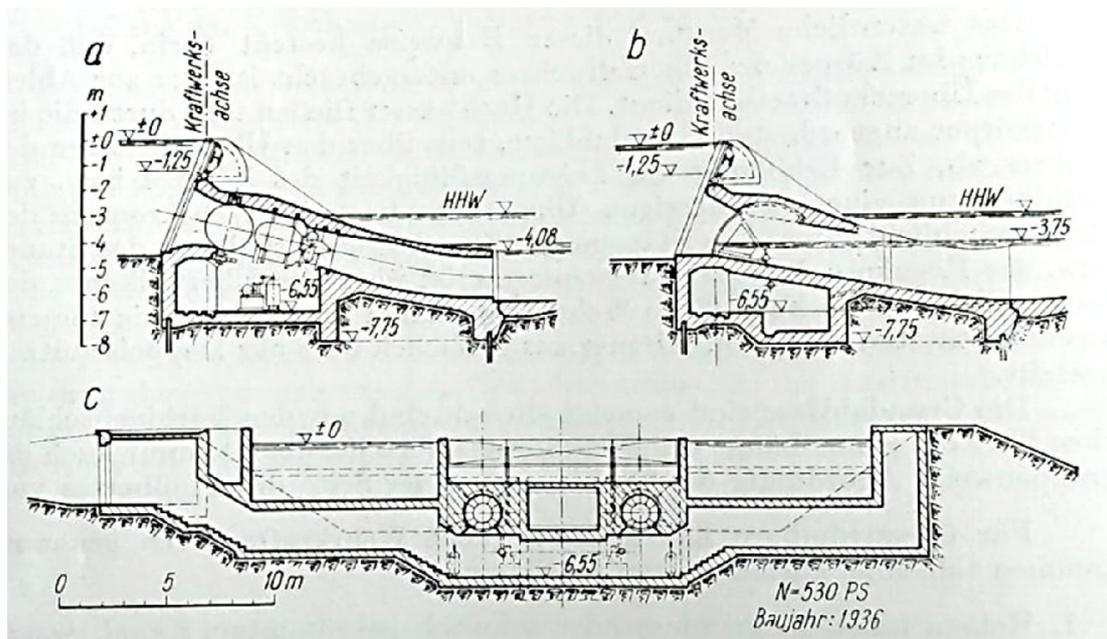


Abbildung 8: Wehrkraftwerk Roscin, Parsenta, Polen. a) Schnitte durch Turbine, b) Grundablaß, c) Längsschnitt des Kraftwerkes (H.E.Fentzloff- La Houille Blanche, 1949) (Mosonyi, Wasserkraftwerke I, 1966)

3.2. AUSLEITUNGSKRAFTWERKE

Ausleitungskraftwerke sind eine Sonderform der Flusskraftwerke. Sie werden auch als Umleitungs- oder Kanalkraftwerke bezeichnet. Das Wehr und das Krafthaus sind räumlich voneinander getrennt. Das Krafthaus ist über den Oberwasser- und Unterwasserkanal mit dem Flusssystem verbunden und wird außerhalb des Flusses errichtet, was bautechnische Erleichterung mit sich bringen kann. Da das Krafthaus in einer trockenen Baugrube errichtet

werden kann. In dem ursprünglichen Flussbett bleibt der für die Energieerzeugung nicht genutzte Mindestwasserabfluss erhalten. Wie bei den Flusskraftwerken wird auch hier ein Rechen vor dem Turbineneinlauf angeordnet. Man unterscheidet drei Gruppen von Ausleitungskraftwerken: die Kanal-, die Schleifen- und die Schlingenkraftwerke. Kanalkraftwerke werden in stark mäandrierenden Flussläufen errichtet. Bei dieser Bauweise wird ein künstlicher Kanal gebaut, in dem das Kraftwerk angeordnet wird. Schleifenkraftwerke werden in einer künstlich geschaffenen Fluss Schleife gebaut. Schlingenkraftwerke durchschneiden eine kurze Flusswindung des Flusses.

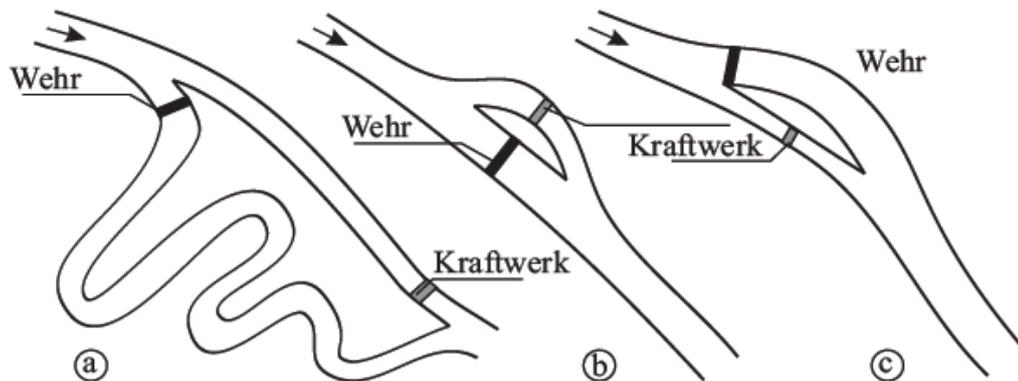


Abbildung 9: Ausleitungskraftwerke: a) Kanalkraftwerk, b) Schleifenkraftwerk, c) Schlingenkraftwerk. (J.Giesecke, E.Mosonyi, St.Heimerl, 2014)



Abbildung 10: Beispiel für Ausleitungskraftwerk: Kraftwerk Rosegg-St. Jakob, Drau, Österreich (© VERBUND, 2015)

4. ÜBERSICHT ÜBER DIE MASCHINENTECHNISCHE AUSRÜSTUNG UND ENTSPRECHENDE ANFORDERUNGEN AN DIE KONSTRUKTIVEN LÖSUNGEN FÜR DAS KRAFTHAUS VON KLEINEN FLUSSKRAFTWERKEN

Im Krafthaus erfolgt die Umwandlung der Energie des Wassers. Dort befinden sich alle erforderlichen Maschinen und Nebenanlagen, die für den Betrieb notwendig sind. Dazu gehören die Turbinen, Generatoren, Regelungseinrichtungen und teilweise Verschlussorgane für die Rohrleitungen. Die Steuer- und Regleraggregate, sowie die Schaltungen ergänzen die maschinellen und elektrischen Hilfseinrichtungen. Zu dem Krafthaus zählen auch Montagevorrichtungen (wie Flaschenzüge, Kräne mit Kranbahnen etc.) und Nebenräume für unterschiedliche Nutzungszwecke. Die Anlagen eines Krafthauses gliedern sich in drei Bereiche: Maschinenteil bzw. Mechanik, die Steueranlage bzw. elektrotechnische Ausrüstung sowie die Schaltanlage bzw. Regelungs- und Leittechnik. Diese Teile sind bei größeren Werken in mehreren Gebäuden untergebracht. Bei kleineren Werken sind alle Anlagen in einem Bau vorhanden (Th. Strobl, Fr. Zunic, 2006).

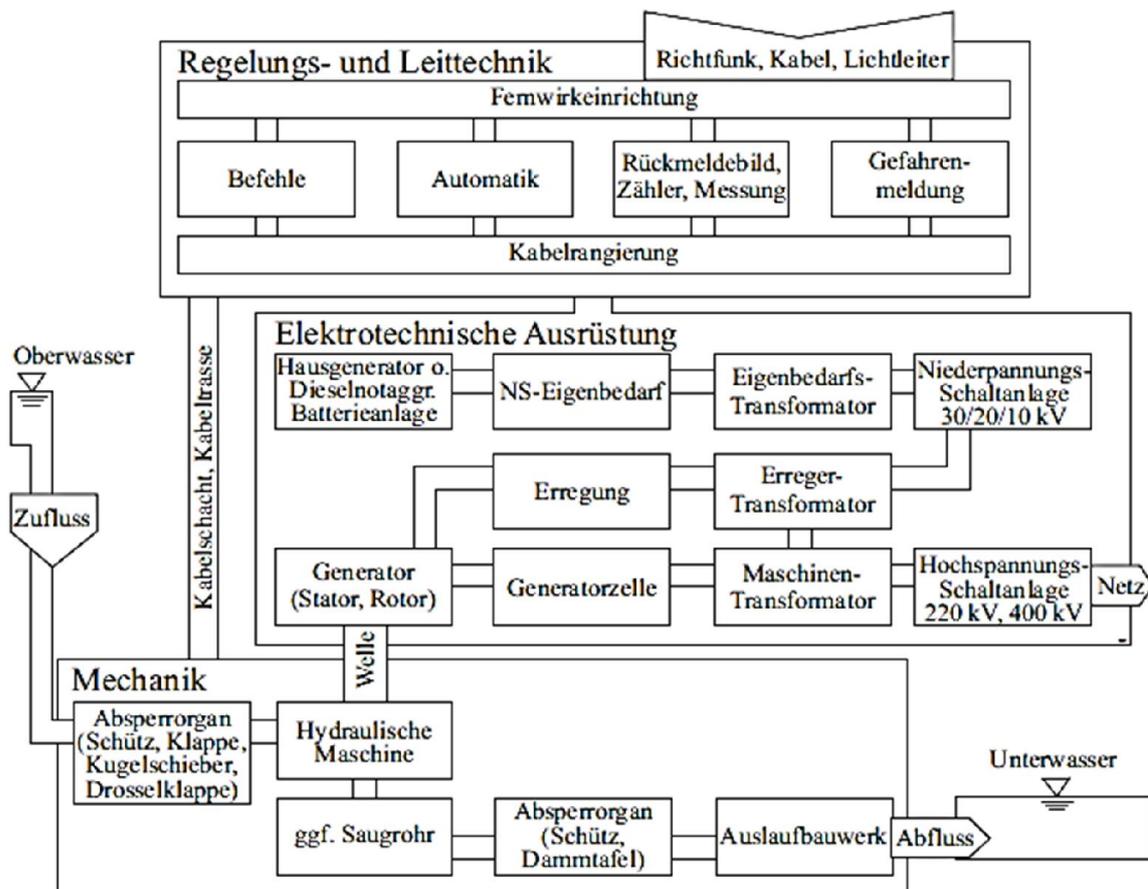


Abbildung 11: Schematische Bereichsunterteilung eines Krafthauses (J.Giesecke, E.Mosonyi, St.Heimerl, 2014)

Die Aufgabe des Krafthauses ist die Unterbringung und der Schutz der Turbo-Generator Gruppen und deren Hilfseinrichtungen. Bei dem Kraftwerkskonzept muss eine einfache Montage der Geräte und auf einen freien Zugang für die Inspektion und die Wartung der Anlagen, sowie allen Geräten, zu achten. Im Allgemeinen ist die Größe der Kraftwerke hauptsächlich von der Größe des Stromaggregats und den weiteren Einrichtungen abhängig.

Bei der Konzipierung des Krafthauses von kleinen Flusskraftwerken ist besonders auf die schwierige wasserwirtschaftliche Ausgangslage zu achten. Da die gewählten Flusstrecken und ihre Besonderheiten von großer ökologischer Bedeutung sind. Normalerweise findet man auf den gewählten Flusstrecken keine idealen Bedingungen für den Bau des Krafthauses vor, sondern wird mit vielen Schwierigkeiten konfrontiert, wie z.B. ein wackliges Fundament, schwankende Abflüsse, geringe nutzbare Fallhöhe, erhebliche Geschiebefrachten, Gefahr von Hochwasser. Es ist auch auf die große ökologische Sensibilität des Gebietes zu achten. Die Bewahrung der Durchgängigkeit, die Beibehaltung des Fließgewässercharakters und die natürliche Dynamik des Flusses müssen berücksichtigt werden, um eventuelle negative Eingriffe zu begrenzen oder nach Möglichkeit zu vermeiden. Diese und noch weitere Eigenschaften des Flusses müssen überprüft werden, um die Auswirkungen auf die natürliche Landschaft zu verringern.

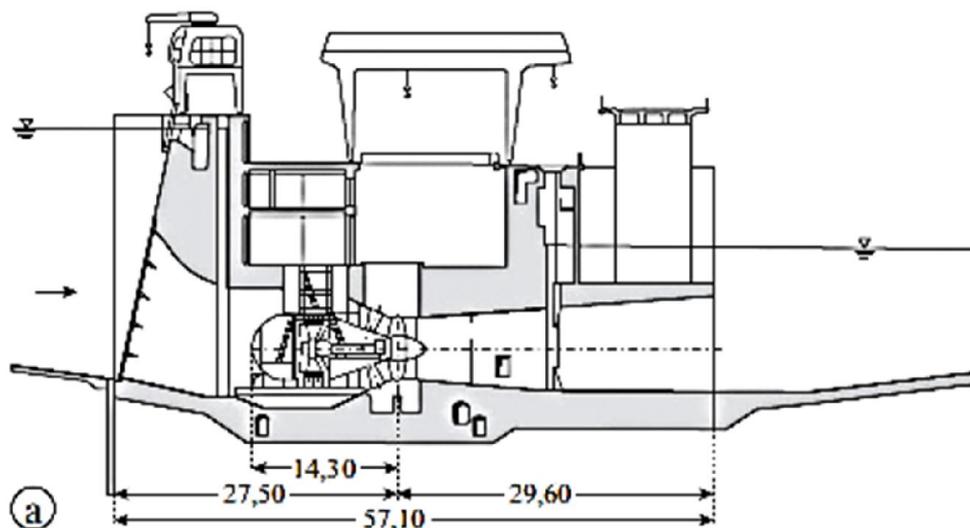
In der Planung wird im Rahmen einer Vorstudie die statischen, dynamischen und hydraulischen Belastungen der Bau- und Maschinenelemente erfasst, sowie die hydrografischen Beobachtungen und Messungen dokumentiert, um die Krafthausdimensionen richtig zu bestimmen. Während des Baus eines Flusskraftwerkes sind öfters unpassende Gründungsverhältnisse vorzufinden. In den meisten Fällen weist die Flusssohle eine unzureichende Tragfähigkeit auf, um die gesamte Konstruktion zu tragen. Deshalb sind Sohlstabilisierungsmaßnahmen erforderlich: die flache Querbauwerke wie Sohlgleiter (Sohlenrampe) und das naturnahe, offene Deckwerk kommen zum Einsatz. Der problemlose Geschiebetransport darf auch nicht vernachlässigt werden. Eine weitere wichtige Konstruktionsrandbedingung ist der Lärm- und der Schwingungsemissionenschutz außerhalb des Krafthauses. Dies ist auch ein entscheidender Aspekt für die Lage des Krafthauses, vor allem wenn es in der Nähe von städtischen Bereichen liegen soll. Dafür sind spezielle Isolationsvorrichtungen und Geräuschquellen vorzuziehen, um auf die Außengeräusche aller Gebäudeöffnungen zu verzichten.

In Rahmen der Konzeption eines Krafthauses sind noch weitere Aspekte ausschlaggebend:

- Räumliche Dimensionierung (Anordnung von hydraulische Maschinen);
- Das Gewicht der Ausrüstung;
- Wirtschaftliche Betrachtung (der Aufwand des Krafthauses infolge des Variantenstudiums);
- Hebevorrichtungen (Flaschenzüge, Kräne etc.);
- Transformatoren;
- Belastungen und Schwingungsvorgänge;
- Geologie, etc.

Aufgrund der kleineren Dimensionen ist die Krafthauskonstruktion eines kleinen Flusskraftwerkes einfach und kostengünstig zu errichten. Alle Bauteile des Krafthauses werden zu einem einheitlichen Bauwerk zusammengefügt. Die Abmessungen und der bauliche Aufwand hängen von den verwendeten Turbinentypen ab. Diese werden üblicherweise durch die Funktion des Durchmessers der hydraulischen Maschine bestimmt. Es empfiehlt sich meist einen Außenkran, der für Montagearbeiten an den Maschinensätzen und zum Setzen der Notverschlüsse dient, zu verwenden. Eine Rechenreinigungsmaschine ist auch nötig und kann sehr gut mit dem Außenkran kombiniert werden. Im Sinne des Bauvolumens des Krafthauses lässt sich bei den Flusskraftwerken zwei Bauweisen unterscheiden:

- Flachbauweise- Sie integrieren sich sehr gut in der Natur. Innen- und Außenkran möglich. Geringe Bauvolumen notwendig (siehe Abb. 12a).
- Hochbauweise- Maschinen mit senkrechter Turbinenwelle montiert (siehe Abb. 12b).



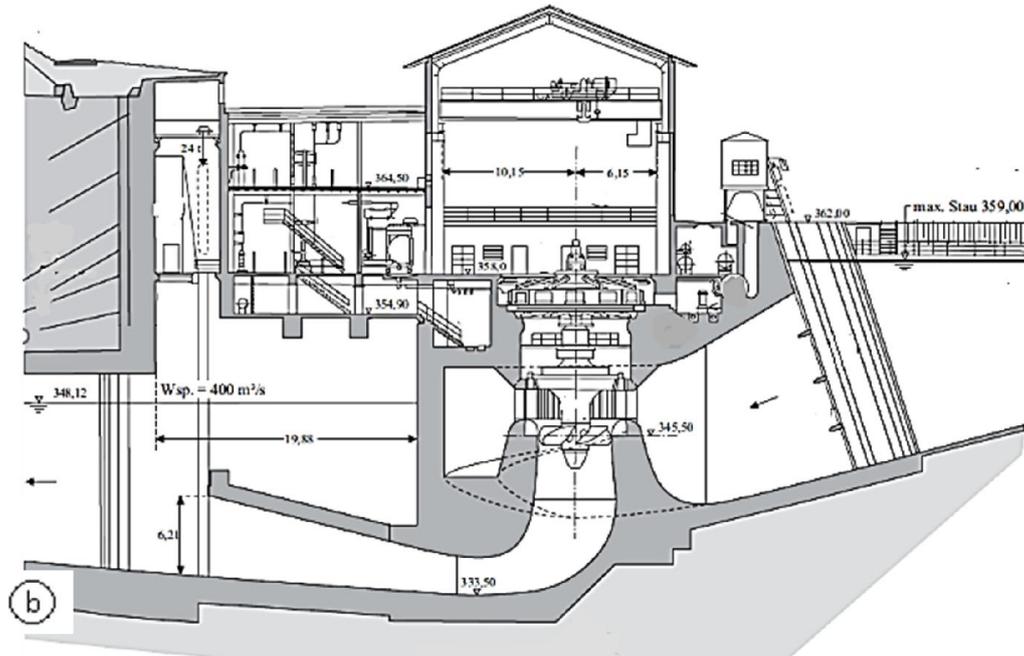


Abbildung 12: a) Flachgründung: Rheinkraftwerk Iffezheim; b) Tiefgründung: Hochrheinkraftwerk Rheinau
 (J.Giesecke, E.Mosonyi, St.Heimerl, 2014)

Zweifellos spielen bei der Wahl der Krafthauskonstruktion die Fallhöhe und die hydraulischen Maschinen eine bedeutende Rolle. Der Anteil des Investitionsvolumens einer Wasserturbine eines Kraftwerkes beträgt daher bei Großanlagen 10- 20 % und bei Kleinanlagen bis zu 50 %.

Hydraulische Maschinen sind Maschinen, bei denen ein Energieaustausch zwischen den durchströmenden Fluid und den beweglichen Elementen der Maschine stattfindet. Die Umwandlung der entzogenen Energie erfolgt über eine Welle, sowie gegebenenfalls über ein Getriebe, die danach durch einen Generator in elektrische Energie umgewandelt wird. Hydraulischen Maschinen, welche ihre Energie aus dem Fluid entnehmen, werden Turbinen genannt. Die für die Energieumsetzung maßgebenden Teile einer Turbine sind der Leitapparat oder das Leitrad und das Laufrad. Der Leitapparat ist ein mit dem Krafthausunterbau fest verbundenes System von Leitflächen oder Leitkanälen. Dieser leitet das Wasser mit festgelegter Richtung und Geschwindigkeit dem Laufrad, einem beweglichen, rotierenden Teil der Strömungsmaschine, zu. Das Laufrad entzieht, dem aus der Leitvorrichtung zuströmenden Wasser die Energie und überträgt diese auf die Welle. Bei der Auswahl der Maschinen muss der Planer die notwendigen grundlegenden Daten sowie Fallhöhe, Durchfluss etc. möglichst genau dokumentieren.

Die Turbinen, die für den Niederdruckbereich geeignet sind, charakterisieren sich durch unterschiedliche Abmessungen, Formen und Bauweisen. Der Turbinentyp hängt stark von den

ökologischen Gegebenheiten des Gebietes ab, jedoch streben die Hersteller nach der Typisierung von konstruktiven Lösungen und Krafthauskonzepten.

4.1. EINTEILUNG VON TURBINEN

4.1.1. Nach der Betriebsweise (Abb.13)

A) Gleichdruckturbine

Unter einer Gleichdruckturbine, auch Aktionsturbine oder Impulsturbine genannt, versteht man Strömungsmaschine, bei der die Saug- und Druckkante des Laufrades im Bereich des gleichen statischen Drucks liegen. Das gesamte Druckgefälle wird in den Leiträdern abgebaut. Die zunächst vorhandene Druckenergie wird in einer dem Laufrad vorgelagerten Düse in Geschwindigkeitsenergie des Freistrahls umgewandelt. Die Gleichdruckturbine enthält keinen Saugschlauch. Die Turbine muss über der Unterwasserkote sitzen, da die Austrittsgeschwindigkeit aus der Turbine eine andere Geschwindigkeit als das freie Unterwasser hat. Typische Vertreter der Aktionsturbine sind Pelton- Freistrahlturbine, Durchströmturbine, Wasserräder etc.

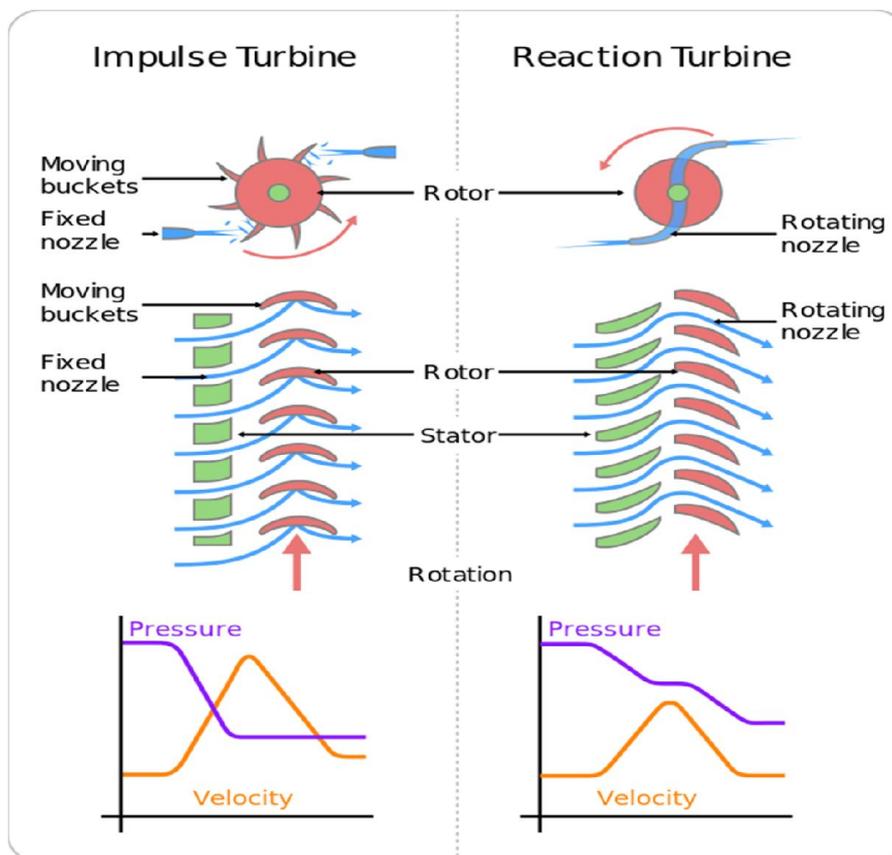


Abbildung 13: Unterschied zwischen Gleichdruck- und Überdruckturbine (<http://www.wikipedia.org/>)

Wesentliche Bauteile von Gleichdruckturbinen sind (J.Giesecke, E.Mosonyi, St.Heimerl, 2014):

- Laufrad (Becher bei Pelton-Turbinen, gewölbte Schaufelflächen bei Durchströmturbinen);
- Düse(n) mit längs verschiebbarer Nadel bei Pelton-Turbinen; Leitapparat bei Durchströmturbinen;
- Gehäuse, den unterschiedlichsten Formen entsprechend.

B) Überdruckturbine

Bei einer Überdruckturbine, auch Reaktionsturbine genannt, ist der Druck oberhalb des Laufrads am höchsten und nimmt bis zum Austritt stetig ab. Der Druck des Wassers baut sich durch die Fallhöhe vom Oberwasserspiegel bis zur Laufschaufeloberkante auf. Anschließend wird der Wasserdruck durch das Laufrad in Geschwindigkeit und Arbeit umgesetzt. Innerhalb des Laufrades kommt es zum Druckabfall, der mit Hilfe eines Saugschlauches zurückgewonnen werden kann. Das Wasser wird mit einer Restgeschwindigkeit abgeführt, damit neues Wasser in die Turbine fließen kann. Aufgrund der Kavitationsgefahr dürfen die Turbinenschaufeln nicht zu hoch von Unterwasser angeordnet werden. Zu den Überdruckturbinen gehören Propeller-, Kaplan-, Rohr-, Straflo-, Francis-Turbinen etc.

Die Bauelemente von Überdruckturbinen sind im Wesentlichen (J.Giesecke, E.Mosonyi, St.Heimerl, 2014):

- Turbinenzulauf mit Spiralgehäuse oder Einlaufschacht für die Wasserzuführung in die Turbine;
- Leitapparat zur Regelung des Wasserzulaufes zum Turbinenlaufrad;
- Turbine mit Laufrad und Laufradschaufeln, die starr oder beweglich sind, sowie Welle mit Kupplung und eventuell zwischengeschaltetem Getriebe zum Generator;
- Saugschlauch oder Saugrohr zur Rückgewinnung noch vorhandener Druckenergie und zur Abführung des Wassers.

4.1.2. Nach der Wellenausrichtung und Wasserzuführung

Die Wellenanlage kann sowohl horizontal als auch vertikal eingerichtet werden. Bei den Niederdruckanlagen wird die Wellenanlage horizontal angeordnet, um die Anströmung zu verbessern. Die Wasserzuführung geschieht durch Einlaufspiralen aus Beton oder direkt durch Zuleitung in einem Schacht bzw. bei Freistrahlturbinen durch radial ausgerichtete Düsen.

4.1.3. Nach der Regelungsart

Hinsichtlich der Regelungsart unterscheidet man einfachgeregelter Turbinen wie die düsengeregelte Freistrahlturbine und die leitradgeregelte Francis-Turbine sowie doppeltgeregelter Turbinen wie Kaplan- Turbinen und Diagonalturbinen, bei denen sowohl die Laufschaufelstellung als auch die Leitradöffnung geregelt werden können.

4.1.4. Nach der spezifischen Drehzahl n_q und der Fallhöhe h_f

Die Drehzahl n einer Turbine ist die Drehzahl der Hauptwelle. Bei Einbau eines internen Getriebes sind Maschinenabgangs- oder -eingangsdrehzahl und Drehzahl des beschauften Rotors verschieden. Die spezifische Drehzahl n_q ist die wichtigste Kennzahl für die Wasserturbinen. Sie ist ein Maß für das Verhältnis zwischen der Drehzahl einer geometrisch ähnlichen, fiktiven Strömungsmaschine mit dem Durchfluss $Q = 1 \text{ [m}^3/\text{s]}$ und der Fallhöhe $h=1 \text{ [m]}$:

$$n_q = n \cdot \frac{\sqrt{Q}}{h^{3/4}} \quad (4.1)$$

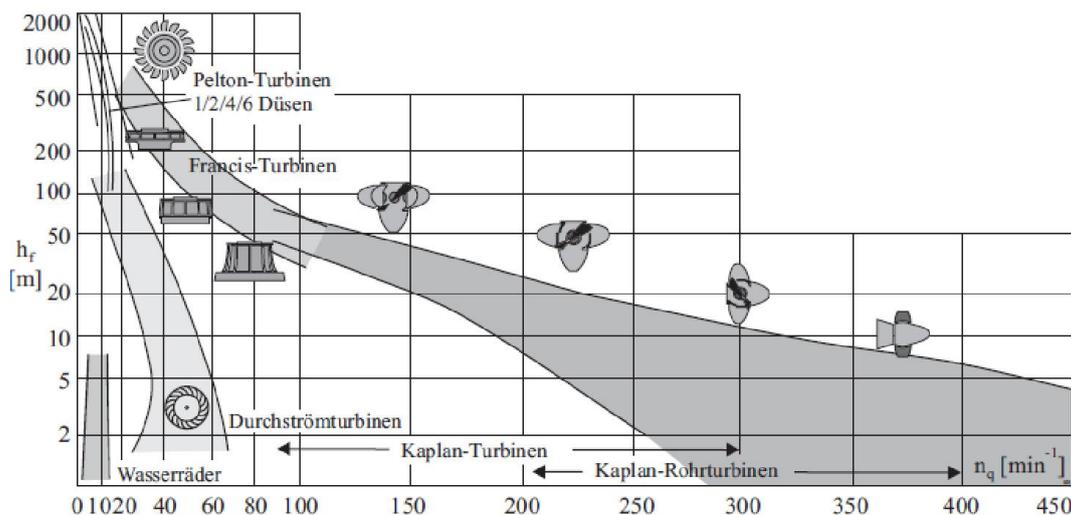


Abbildung 14: Einsatzbereiche unterschiedlicher hydraulischer Maschinen in Abhängigkeit der Fallhöhe h_f und der spezifischen Drehzahl n_q (J.Giesecke, E.Mosonyi, St.Heimerl, 2014)

4.1.5. Nach der Fallhöhe h_f und dem Durchfluss Q (J.Giesecke, E.Mosonyi, St.Heimerl, 2014)

Wesentliche Größen für die Turbinenauslegung sind die Bemessungsfallhöhe h_f und der Bemessungsdurchfluss Q . Mit Hilfe dieser Parameter lassen sich die Nennleistung der Turbinen und auch der Wirkungsgrad der einzelnen Turbinentypen ablesen.

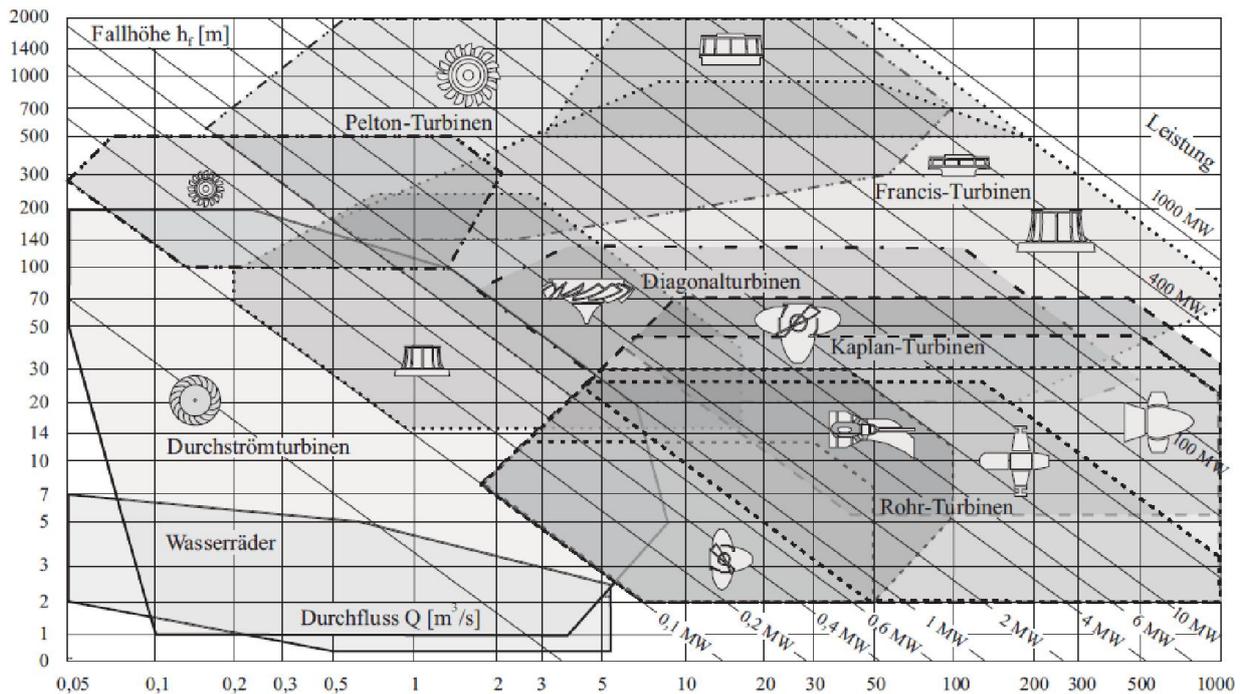


Abbildung 15: Einsatzbereiche der unterschiedlichen hydraulischen Maschinen in Abhängigkeit der Fallhöhe h_f und des Durchflusses Q [Sulzer Hydro, Ravensburg: Einsatzbereiche von Sulzer Hydro Wasserturbinen, 1998]

4.2. TURBINEN IM NIEDERDRUCKBEREICH

4.2.1. Kaplan- Turbine

Die Kaplan- Turbine ist eine axiale Flügelradturbine, die sich bestens für den Einsatz bei geringen Fallhöhen und großen Durchflüssen eignet. Ihre Entwicklung begann 1913 durch den österreichischen Ingenieur Viktor Kaplan. Die Leitschaufeln und die Laufradschaufeln sind beweglich und verstellbar, um sich an schwankenden Wasserstände und Gefälleänderungen anzupassen. Durch diese Doppelregelung kann ein hoher Wirkungsgrad erreicht werden. Aufgrund der guten Regulierbarkeit wird die unterschiedliche Wassermenge optimal genutzt. Sind die Laufradschaufeln nicht drehbar gelagert, handelt es sich um eine einfach regulierbare Propellerturbine. Je nach Einsatzbereich werden Kaplan-Turbinen mit drei bis sechs Laufradschaufeln gebaut. Infolge der Leitradregelung ist auf Dammbalken zu verzichten.

4.2.1.1. Funktionsweise

Durch das Leitwerk (Leitschaufeln) trifft das Wasser in einem optimalen Winkel auf die Laufschaufeln und dabei wird die Energie übertragen. Der Einlauf wird bei kleineren Anlagen in Form eines Einlaufschachtes bzw. einer Halbspirale ausgeführt und bei größeren Anlagen in Form einer Einlaufspirale bzw. Betonspirale. Aufgabe der Spirale ist es, das Wasser der Turbine

gleichmäßig und drallbehaftet dem Laufrad zuzuführen, wobei die Beaufschlagung durch die gegebenenfalls vorhandenen Stützschaufeln erfolgt und durch die verstellbaren Leitschaufeln geregelt wird (J.Giesecke, E.Mosonyi, St.Heimerl, 2014). Der Austritt nach dem Laufrad erfolgt über das Saugrohr bzw. Saugschlauch.

4.2.1.2. Vertikale Kaplan- Turbine

Diese Bauart erfolgt vertikal, wobei das Wasser von oben nach unten durchströmt. Das Laufrad besteht aus sehr widerstandsfähigem Edelstahl und rotiert in einem s.g. Schaufelraum. Das dem Laufrad axial zugeführte Wasser löst eine auf die Flügel wirkende Impulskraft aus, die entsprechend des Flügelprofils und des Anstellwinkels der Flügel eine Rotation des Laufrades erzeugt (J.Giesecke, E.Mosonyi, St.Heimerl, 2014). Die erzeugte kinetische Energie wird mittels einer Vertikalwelle zum direkt oberhalb der Turbine angebrachten Generator übertragen. Bei kleineren Turbineneinheiten ist es zweckmäßig, zur Steigerung der Generatordrehzahl ein entsprechendes Getriebe einzubauen (J.Giesecke, E.Mosonyi, St.Heimerl, 2014). Durch die vertikale Anordnung der Turbine ist mehr Platz und damit eine größere Bauhöhe erforderlich, was mit höheren Baukosten verbunden ist. Ansicht und Schnitt einer vertikalen Kaplan- Turbine ist in Abbildung 16 dargestellt (Mosonyi, Water power development. Band I, 1987).

Bei den Kleinwasserkraftanlagen wird eine Sonderform der Kaplan- Turbinen- die TAT- Turbinen (tubular axial turbines) eingesetzt. Hier kann entweder das Laufrad oder das Leitrad reguliert werden. Der Einsatzbereich erfolgt meist in einer Fallhöhe zwischen 2 und 24 m, wobei eine Leistung von nicht mehr als 10 MW erreicht werden kann.

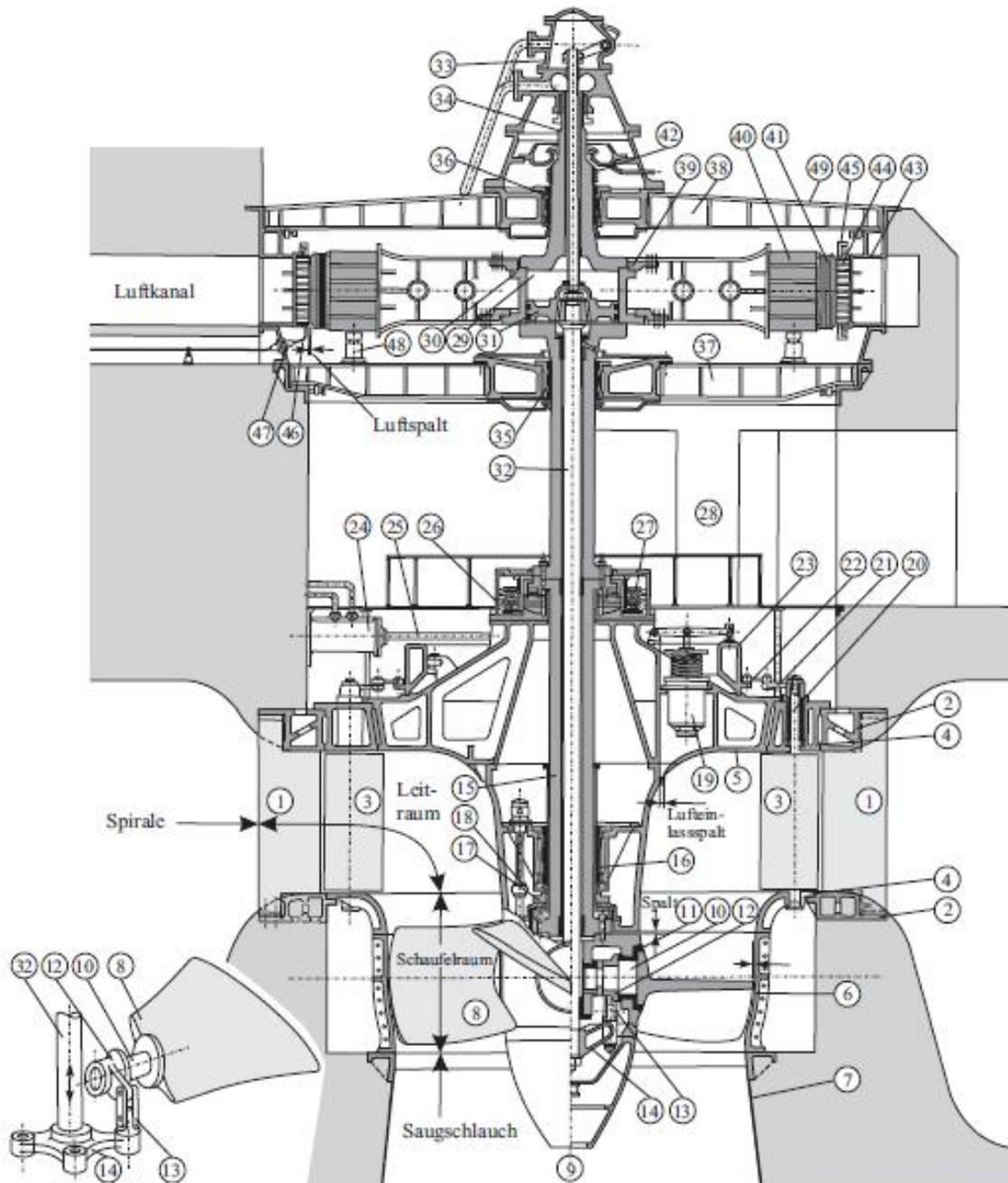


Abbildung 16: Vertikale Kaplan-Turbine (Ansicht und Schnitt) (Mosonyi, Wasserkraftwerke I, 1966): 1) Stützschaufel; 2) oberer/ unterer Stützschaufelkranz; 3) Leitschaufel; 4) oberer/unterer Leitschaufelring; 5) Turbinendeckel; 6) Laufringmantel; 7) Saugschlauchpanzerung; 8) Laufradflügel; 9) Laufradnabe; 10) Flügelzapfen; 11) Flügelzapfendichtung; 12) Laufradflügelhebel; 13) Lenker; 14) Regelkreuz; 15) Turbinenwelle; 16) Turbinenführungslager; 17) Wellendichtung; 18) Sickerwasserpumpe; 19) Belüftungsventil; 20) Leitschaufelzapfen; 21) Regulierhebel; 22) Lenker; 23) Regelring; 24) Leitradstellmotor; 25) Regulierzugstange; 26) Spurlager; 27) Kühlrohrschlange; 28) Bedienungsebene; 29) Laufradstellmotor; 30) Servomotorzylinder; 31) -kolben; 32) Zugstange; 33) Öleinführungsblock mit Ölleitung; 34) Wellenverlängerung; 35) unteres/36) oberes Generatorenführungslager; 37) unterer/38) oberer Tragstern; 39) Läufer-nabe; 40) Läufer-ring; 41) Läuferpol; 42) Schleifring; 43) Ständergehäuse; 44) Blechpaket; 45) Ständerspule; 46) Generatorenklemme; 47) Durchführungsisolator; 48) Generatorenbremsring; 49) Blechhaube

- Konstruktive Gestaltung des Krafthauses⁴

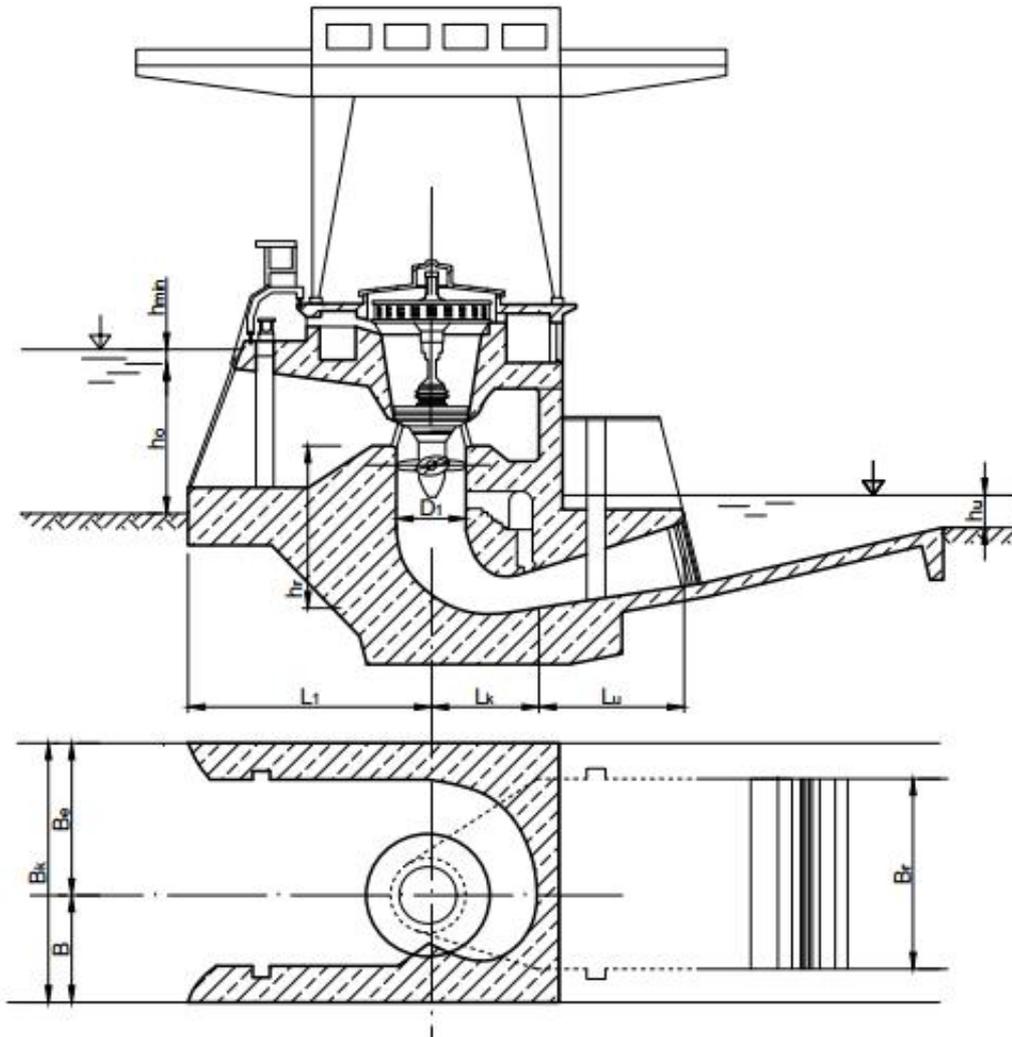


Abbildung 17: Konstruktive Gestaltung eines Krafthausblockes bei einer vertikalachsigen Maschinensatz mit Kaplan-Turbine⁵

4.2.1.3. Kaplan-Rohrturbine

Aufgrund der tiefen Baugrube bei der vertikalen Turbinenanordnung wurden aus der Kaplan-Turbinen die Kaplan-Rohrturbinen entwickelt (Abb. 18). Rohrturbinen sind nahezu horizontal oder leicht schräg geneigt in Richtung des strömenden Wassers gelagerte Kaplan-turbinen, bei denen bereits das Leitrad axial angeströmt wird (M. Kaltschmitt, W. Streicher, A. Wiese, 2012). Das führt zur Verringerung der hydraulischen Verluste, dadurch wird ein höherer Wirkungsgrad und eine größere Schluckfähigkeit erreicht. Der Generator

⁴ Hier ist ein Schema für nur ein Maschinensatz zu sehen. Bei mehreren Maschinensätzen sieht das Schema anders aus.

⁵ Alle gegebenen Parameter sind eine Funktion des Laufraddurchmessers und sind mit verschiedenen Abhängigkeiten verbunden.

befindet sich direkt vor der eingebauten Turbine in einer umströmten Stahlbirne und ist über einen Schacht zugänglich. Hier stehen der Einlaufschacht, die Turbine und der Saugschlauch in einer Linie. Die horizontale Anordnung spart viel Platz und die Krafthäuser werden mit einer niedrigeren Bauhöhe erreicht, wodurch es zu einem geringeren Eingriff in der Natur kommt.

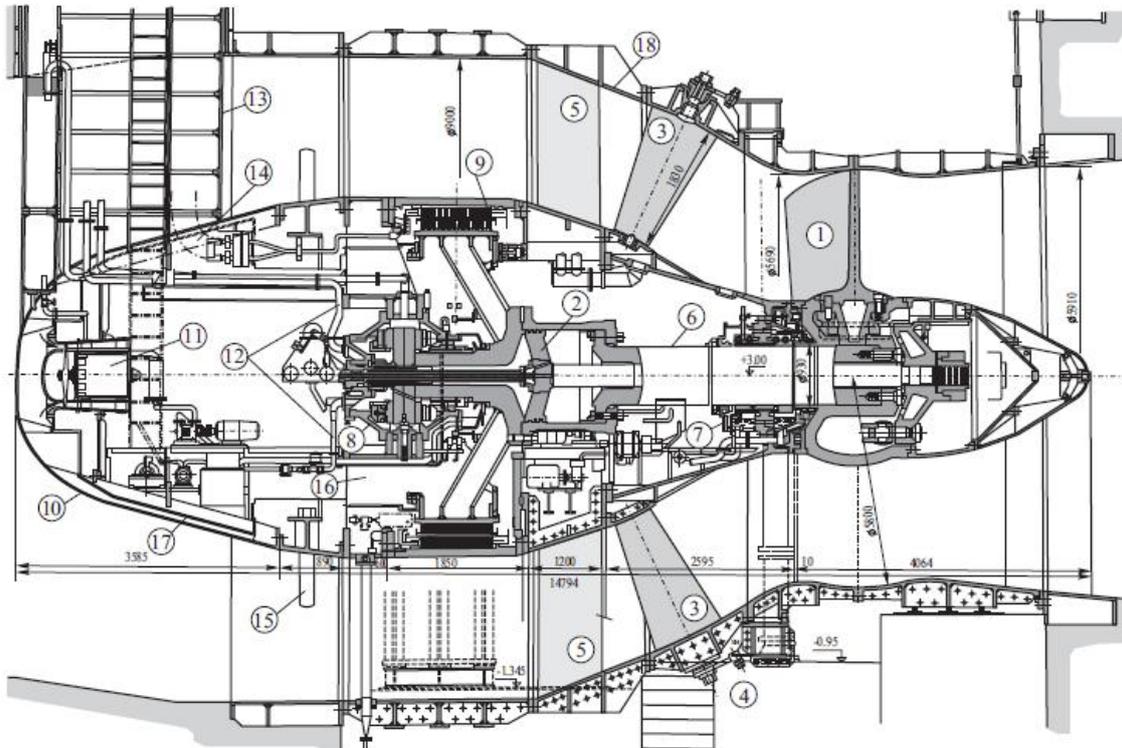


Abbildung 18: Kaplan- Rohrturbine (Mosonyi, Wasserkraftwerke I, 1966) 1) Laufradflügel; 2) Laufradstellmotor; 3) Leitschaufel; 4) Leitradregulierung; 5) Stützschaufel; 6) Turbinenwelle; 7) Turbinenführungslager (radial); 8) Turbinenführungslager (radial und horizontal); 9) Generator; 10) Gehäuse; 11) Ventilator; 12) Kühlkreislauf; 13) Einstiegsschacht; 14) Energieableitung; 15) Gehäusestütze; 16) Lagerstütze; 17) Kühlrippen des Wärmetauschers; 18) Außengehäuse

- **S- Turbine**

Die am meist verbreitete Sonderform der Kaplan- Rohrturbine, die häufig bei Kleinwasserkraftwerken im Niederdruckbereich zum Einsatz kommt, ist die **S- Turbine** (Abb. 19). Der Name dieser Turbinenart kommt von dem S-förmig gekrümmten Saugrohr. Die Turbinenwelle wird horizontal oder leicht geneigt angeordnet und der Generator befindet sich außerhalb der Turbinenbirne, dadurch ist dieser für Wartungsarbeiten frei zugänglich und weist zugleich eine geringere Größe auf. Es ist sowohl eine Einzel- als auch Doppelregelung dieser Turbine möglich. Die S- Turbine wird bei Kraftwerken mit Fallhöhen von 5- 25 m und einer Leistung bis etwa 12 MW verwendet. Die Durchflüsse erreichen 65 m³/s.

Kompaktheit der Kegelrad- Rohrturbine ermöglicht es, das Wasserkraftwerk gut in die Landschaft einzupassen und reduziert die Baukosten.

- Konstruktive Gestaltung des Krafthauses

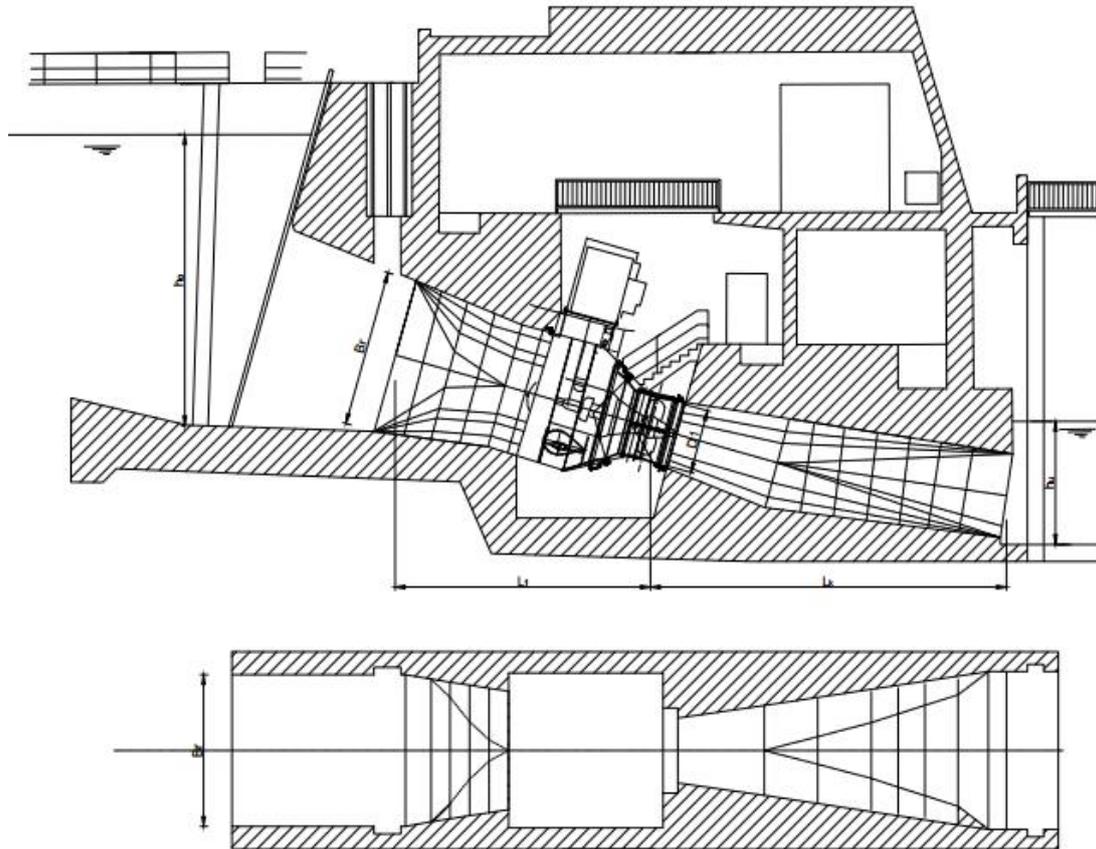


Abbildung 20: Konstruktive Gestaltung eines Krafthauses bei Kegelrad- Rohrturbine

4.2.2. DIVE- Turbine

Die DIVE- Turbine ist eine neu entwickelte, speziell für Kleinwasserkraftwerke voll unterwasserangeordnete Turbine (Abb.21). Bei diesem Turbinenkonzept sind die Laufradflügel nicht verstellbar, jedoch wird der Wirkungsgrad durch die Drehzahlanpassung des Turbinenlaufrades optimiert. Da die Turbine doppelt geregelt ist, kann sie sich sehr gut an die schwankenden Wassermengen anpassen. Ein Permanentmagnet Generator (PMG) ist direkt mit der Turbinenwelle verbunden. Somit entfallen jegliche Übersetzungen und es ist kein Getriebe nötig. Dadurch erhöht sich der Wirkungsgrad und die Lebensdauer der gesamten Anlage. Die DIVE- Turbine wird Unterwasser betrieben, deshalb ist keine aktive Generatorkühlung erforderlich. Außerdem ist sie besonders laufruhig und vibrationsarm. Diese Bauweise ist sehr kompakt und dadurch sehr platzsparend. Man kann die Baukonstruktion dieses Krafthauses mit der Gestaltung eines Krafthauses mit Francis- Schachtturbine vergleichen. Die DIVE- Turbine

eignet sich für Anlagen mit Fallhöhen zwischen 2 und 25 m, Durchflüsse von $0,6 \text{ m}^3/\text{s}$ bis $40 \text{ m}^3/\text{s}$ und Leistungen von 30 kW bis 2 MW pro Turbineneinheit.

- Konstruktive Gestaltung des Krafthauses

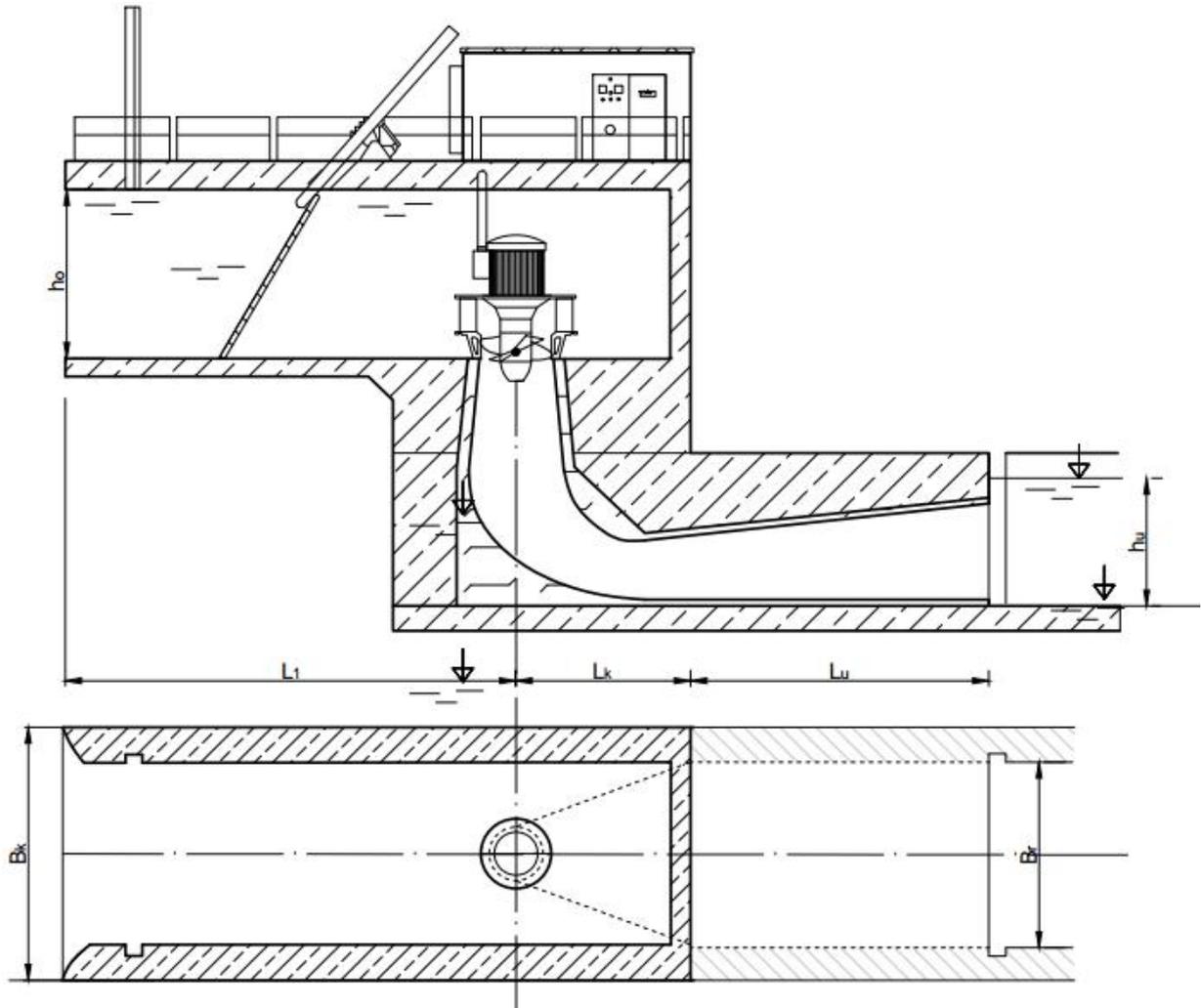


Abbildung 21: Konstruktive Gestaltung des Krafthauses bei DIVE Turbine

4.2.3. Francis- Schachtturbine

Die Francis- Turbine wurde 1849 von dem Ingenieur James Francis nach dem von Benoit Fourneyron (1824) entwickelten Turbinenprinzip weiterentwickelt. Da sich diese Turbine für ein sehr großes Einsatzgebiet eignet, ist sie der meist verbreitete Turbinentyp für Wasserkraftanlagen. Für Fallhöhen bis etwa 15m werden diese als **Schachtturbine**, für größere Fallhöhen als Spiralturbine ausgeführt. Bei der Spiralturbine strömt das Wasser zunächst in ein Spiralgehäuse in Guß- oder Schweißausführung, bei der Schachtturbine in einen Schacht in Betonausführung (Abb.22). Die Leitschaufeln sind gekrümmt und verstellbar. Das Wasser strömt radial auf die feststehenden, räumlich gekrümmten Laufschaufeln ein und axial wieder

aus (www.hydro-solar.ch). Die Regelung erfolgt ausschließlich über den Leitapparat und so passt sich die Turbinenleistung den Erfordernissen an. Weil die spezifische Drehzahl bei diesem Turbinentyp sich in große Grenzen erstreckt, lässt sich Langsamläufer und Schnellläufer der Francis- Laufräder unterscheiden. Auf Grund von jahrelanger Weiterentwicklung erreicht die Francis- Turbine heute einen Wirkungsgrad von 90%.

4.2.3.1.Funktionsweise

Bei der Francis- Schachtturbine ist der Einlaufbereich zum Laufrad nicht spiralförmig, sondern als eine einfache rechteckige Turbinenkammer, in der das Laufrad montiert ist, ausgebildet. Durch die verstellbaren Schaufeln des Leitapparats kann der Leitapparat mit Hilfe von einer drehbaren Welle geöffnet und geschlossen werden. Der Generator befindet sich oberhalb der Turbine und wird über ein Getriebe angetrieben. In der Verlängerung der vertikalen Turbinenachse verfügt die Francis- Turbine über ein Saugrohr, durch das das abgearbeitete Wasser abfließt. Die Francis- Schachtturbine zeichnet sich durch niedrige Fallhöhe bis etwa 2 m und erreichte Leistungen bis 2 MW aus.

- Konstruktive Gestaltung des Krafthauses

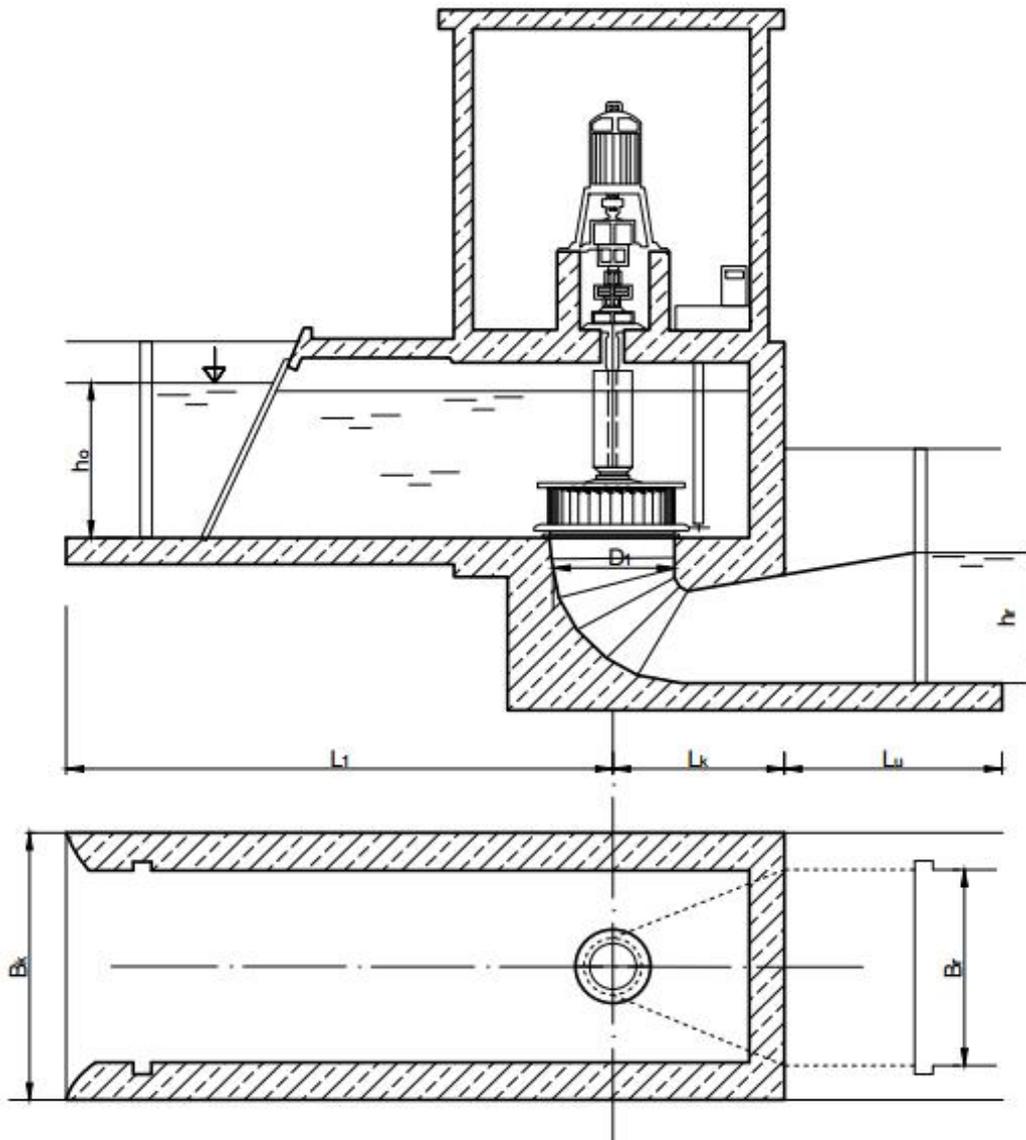


Abbildung 22: Konstruktive Gestaltung des Krafthauses bei Francis- Schachtturbine

4.2.4. Durchströmturbine

Als Entwickler der Durchströmturbine gelten Donát Bánki, Fritz Ossberger und Anthony Michell, weshalb ist diese auch als Bánki-, Michell- oder Ossberger-Turbine bekannt ist. Sie entwickelten die Turbine unabhängig voneinander und Ossberger gelang es als Erstes diese Turbinenart zur Serienreife zu bringen. Zuerst patentierte er diese als Freistrahlturbine (1922) und danach als Durchströmturbine (1933). Die Durchströmturbine ist vom Prinzip eine radialbeaufschlagte Freistrahlturbine mit der Besonderheit, dass das Triebwasser zweimal durch die Laufschaufeln fließt. Trotz der stark schwankenden Wassermengen, eignet sich die Turbine besonders gut für den Bereich der Kleinwasserkraftwerke. Der Wirkungsgrad erreicht für kleine Leistungen 80%. Durch die Regelung der zulaufenden Wassermenge kann die Drehzahl, trotz der schwankenden Wasserläufe, konstant gehalten werden. Ein großer Vorteil

ist die Selbstreinigung wegen des durchströmenden Wassers im Radinneren. Fremdbestandteile wie Gras, Laub usw. werden zunächst bei Wassereintritt voll gegen den Schaufelkranz gepresst und danach von dem Wasser weggespült (Walter, 1976). Diese Bauweise zeichnet sich als sehr robust und langlebig aus und weist mit seiner Einfachheit in Arbeitsweise, Montage, Bedingung und Unterhaltung eine günstige Alternative im Niederdruckbereich auf. Der Anwendungsbereich erstreckt sich in Fallhöhenbereich von 2 m bis zu 200 m, Wassermengen ab 0,025 bis 13 m³/s und eine Nennleistung von etwa 15 bis 3500 kW.

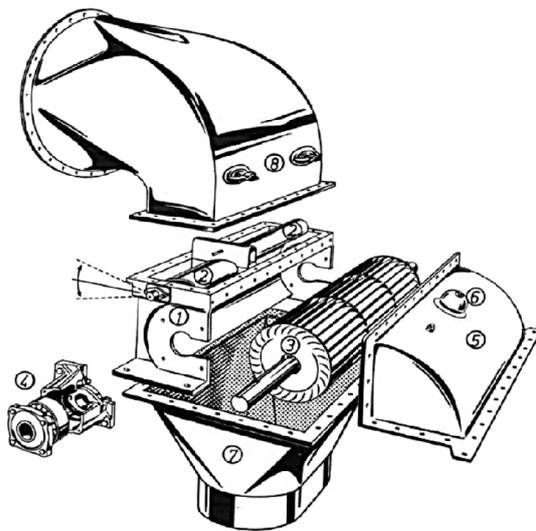


Abbildung 23: Aufbau einer zweizelligen Durchströmturbine (Walter, 1976) 1) Gehäuse; 2) Leitapparat; 3) Laufrad; 4) Hauptlager; 5) Eckkasten; 6) Belüftungsventil; 7) Saugrohr; 8) Übergangsstück

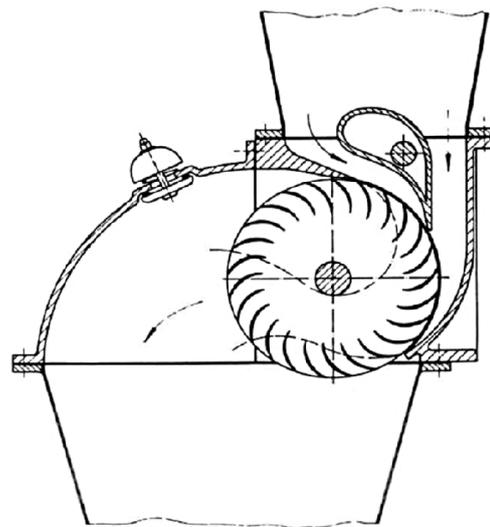


Abbildung 24: Arbeitsprinzip der vertikalen Durchströmturbine (Walter, 1976)

4.2.4.1. Funktionsweise

Der Wasserstrom wird von der Rohrleitung über ein Übergangsstück bis zum Turbinenrad hingeführt. Mit dem rechteckigen Querschnitt des Übergangsstückes kann das Wasser in voller Breite das Laufrad der Turbine durchströmen. Nach dem Eintritt wird der Leitapparat mit ein- oder mehrzellige Ausführung gebaut.

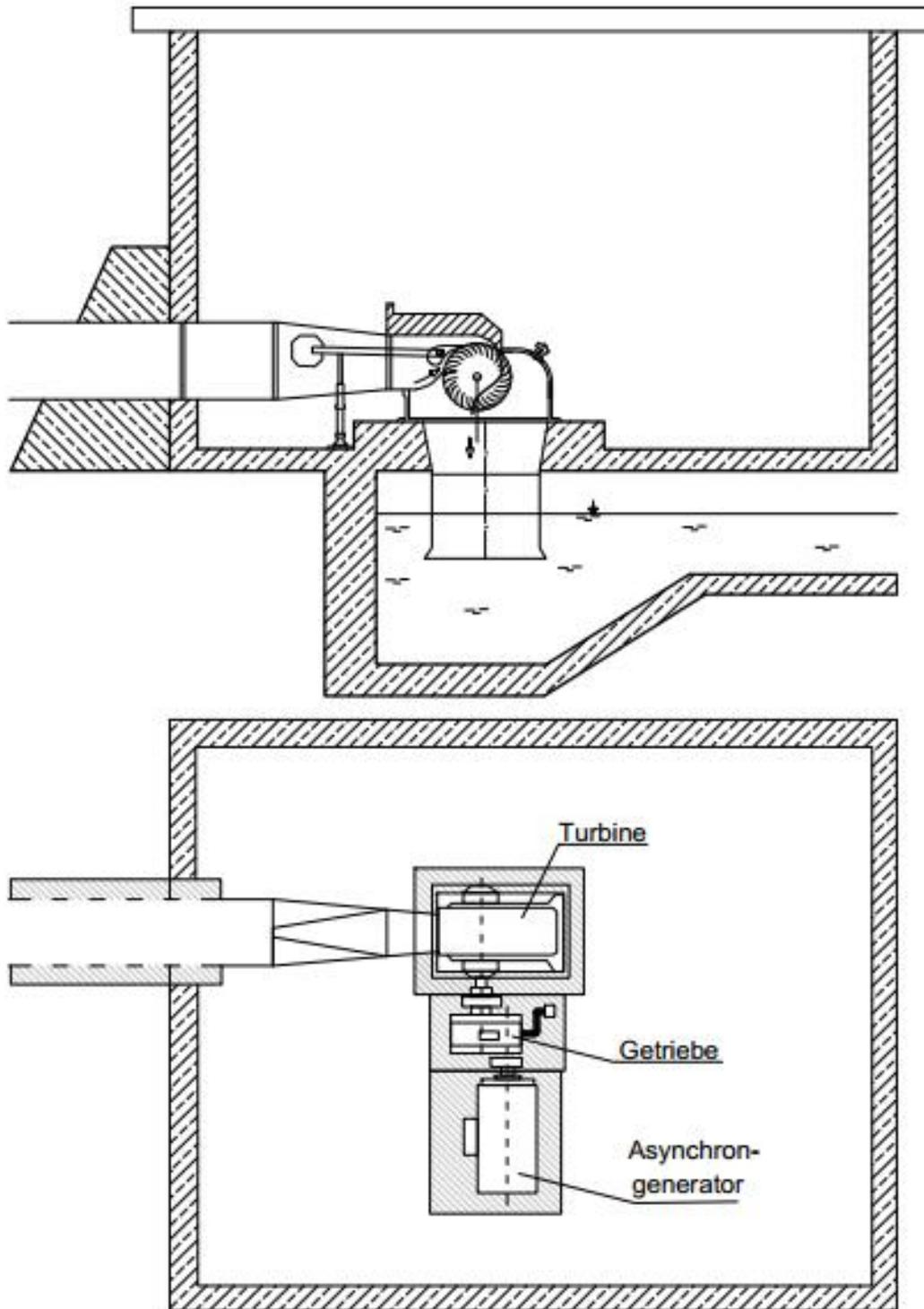


Abbildung 25: Konstruktive Gestaltung des Krafthauses bei Durchströmturbine

Der Zufluss erfolgt sowohl horizontal, als auch vertikal. Das Wasser durchströmt den verstellbaren Leitapparat und wird dem Läufer der Turbine zugeführt. Die Wasserströmung geschieht durch die Schaufeln des Laufrades zunächst von außen nach innen und dann, nach Durchströmen des Radinneren, von innen nach außen. Das Laufrad selbst ist walzenförmig mit horizontaler Welle und in mehreren Zellen aufgeteilt. Aufgrund der unterschiedlichen

Durchflüsse können das Leit- und Laufrad im Verhältnis 1:2 unterteilt werden, da das Laufrad nur teilbeaufschlagt werden kann. Wichtig ist darauf zu achten, dass das Laufrad über den Unterwasserspiegel angeordnet wird, um die Rohrverluste zu vermeiden. Dies führt auch zur Verminderung der Kavitationsgefahr, also geringe Baukosten. Der Durchströmturbine enthält ein Saugrohr, um den Höhenunterschied bis zum Unterwasser in nutzbare Höhe ohne Verluste umzusetzen. Ein Belüftungsventil ist vorzuziehen, um der wegen des Saugrohres erzeugte Unterdruck zu regulieren.

4.2.5. Das bewegliche Kraftwerk

Das bewegliche Kraftwerk ist ein, von der © 2009 HYDRO-ENERGIE ROTH GMBH im Jahr 2009, entwickelte Konzept, speziell für Niederdruckanlagen mit Fallhöhen < 5 m. Dem Prinzip nach wird das bewegliche Kraftwerk unterhalb der Wasseroberfläche angeordnet. Seine schwenkbare Gestalt wirkt gleichzeitig als Wehrverschluss, ohne dass zusätzliche Regelorgane notwendig sind. Bei diesem Kraftwerkstyp ist vor allem der geringe Eingriff in das Ökosystem, die geringen Baukosten und der Fischschutz ohne zusätzliche Ausleitungsstrecke von Bedeutung. Das Krafthaus kann über- und unterströmt werden, um Fischen, Geschiebe und Treibgut problemlos über oder unterhalb der Turbine durchzuführen. Die axial durchströmten, doppelt regulierten Kaplan- Rohrturbine (s. Abschnitt 4.2.1.3.) kommen bei beweglichen Krafthäusern zum Einsatz. Diese werden in einem Kanal, der auch in eine bestehende Wehranlage eingebaut werden kann, angeordnet. Deswegen bietet das bewegliche Krafthaus den Vorteil von kurzen Bauzeiten und geringen Baukosten. Ein permanentmagnetisch erregter Synchrongenerator wird direkt auf der Turbinenwelle montiert, sodass keine zusätzlichen Verluste entstehen. Keine Getriebe sind notwendig. Hierbei wird ein Wirkungsgrad von 84% erreicht. Angesichts der Fischsicherheit wird am Turbineneinlauf ein Rundbogenrechen installiert. Infolge der abhebbaren Bauweise ist eine Errichtung des Fischabstiegs sowohl sohl- als auch oberflächennah möglich (Peter Eichenberger, Ivo Scherrer, Jean-Marc Chapallaz, Matthias Wiget, 2011).

Eine Besonderheit der Unterströmung des Kraftwerkes besteht darin, dass bei hohen Wassermengen, die die Turbine nicht verarbeiten kann, ein Geschwindigkeitsunterschied zwischen der Strömung unter dem Krafthaus und der Austrittsgeschwindigkeit aus dem Saugrohr entsteht. Dadurch bildet sich der Ejektoreffekt, der zusätzliche Energie gewinnt und die Leistung bei Hochwasser bis zu 23% steigert.

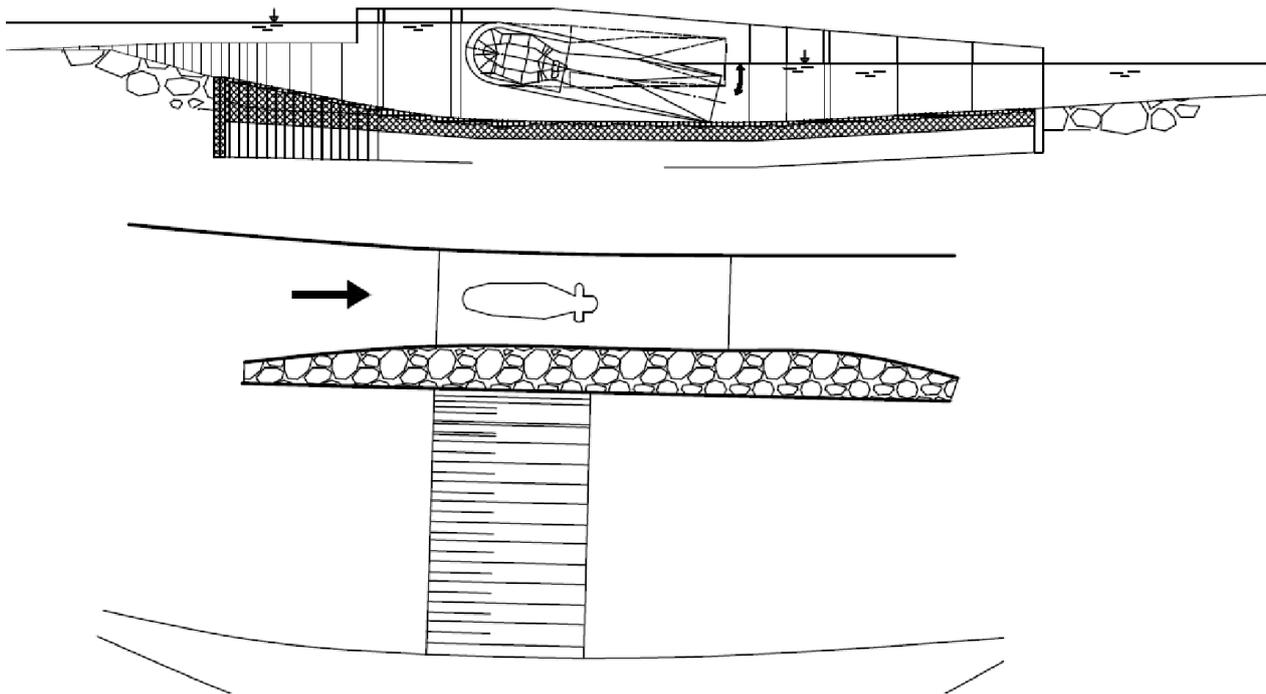


Abbildung 26: Schematische Darstellung des beweglichen Kraftwerkes

4.2.6. Modulare Lösungen (HYDROMATRIX®, StrafloMatrix™, StreamDiver®)

Die modularen Lösungen sind eine Weiterentwicklung der Kaplan- Rohrturbine (siehe Abschnitt 4.2.1.3.), die eine Nutzung bei geringen Fallhöhen (bereits ab 2m) an ökologisch sensiblen Gewässerstrecken oder an Standorten, welche eine flache Gründung des Krafthauses erfordern, ermöglichen. Dadurch werden sowohl die Baumaßnahmen, als auch der Aufwand der gesamten Konstruktion reduziert. Die Turbine und der Generator sind nicht über eine Welle verbunden, sondern liegen in einer Ebene und bilden somit eine bauliche Einheit. Die Turbinen unterscheiden sich von der konventionellen Bauweise darin, dass eine größere Anzahl kleiner Turbineneinheiten verwendet wird und diese können in eine schon bestehende Stauanlage eingesetzt werden. Dies vermeidet zusätzliche Verbauungen, deshalb können die Auswirkungen auf landwirtschaftlichen Flächen oder Siedlungsgebieten minimiert werden. „Kompaktturbinen bieten das Potenzial zur Entwicklung neuer, einfacher Kraftwerkskonzepte“ (Daniel Innerhofer, Jörg Lochschmidt, Josef Lampl, Robert Wührer, Barbara Brinkmeier, Markus Aufleger, 2015). Aufgrund der geringen Laufraddurchmesser und der hohen Drehzahl ist ein Fischschutz bei Kompaktturbinen von besonderer Bedeutung. Verschiedene Rechentypen gewährleisten die Ableitung der Fische über einem Fischpass. Die Module der Turbinen sind mittels eines Hebewerkzeuges (Autokran) beweglich, deswegen ist die

permanente Zugänglichkeit der Turbinen nicht nötig. Hierbei kommen sehr einfache Krafthauskonzepte zum Einsatz.

4.2.6.1. HYDROMATRIX®

Das Hydromatrix- Konzept ist eine weiterentwickelte Technologie der Kaplan-Rohrturbine, die ursprünglich vom Ingenieur Henry Obermeyer stammt. Das Konzept setzt sich aus einer Matrix mit vielen kleinen Turbinen- Generator- Einheiten zusammen, die flexibel und modular vormontiert sind. Die Konstruktion der Module ermöglicht durch hydraulisch betriebene Gleitschützen nicht nur das Ein- und Ausschalten, sondern auch das Heben und Entfernen der Turbinen- Generator-Einheiten. Dies vereinfacht die Hochwasserabfuhr, sowie die Inspektions- und Wartungsarbeiten. Jede TG- Einheit kann entfernt werden, ohne dass es sich auf den Betrieb der anderen TG-Einheiten auswirkt (ANDRITZ HYDRO GmbH). Bei dem Hydromatrix- Konzept handelt es sich um eine unregulierte Propellerturbine mit direkt gekoppeltem Synchron- (Permanentmagnet) oder Asynchrongenerator. Die Einheitsleistung erstreckt sich von 100 kW bis ~ 1500 kW bei einer verfügbaren Fallhöhe von 2,0 m bis 20,0 m und bei verfügbaren Wasserströme ab etwa 60 m³/s. Eine Mindestunterwassertiefe am Austritt von 1,5 m ist notwendig, um eine ausreichende Saugrohrüberdeckung zu gewährleisten. Wenn eine größere Unterwassertiefe zur Verfügung steht, ist auch eine zweireihige Ausführung möglich, was zu einer Zunahme der Gesamtleistung führt. Eine minimale Überdeckung, die von der Fallhöhe und dem Durchfluss abhängig ist, ist auch nötig. Bei Fallhöhen zwischen 2,0 m und 12,0 m kommt eine Überdeckung von 0,3 m – 2,0 m in Frage.

4.2.6.2. StrafloMatrix™

StrafloMatrix™ Konzept ist eine von der HYDROMATRIX®- Technologie entwickelte Kompaktturbine. Mit ihrem speziellen Design und ihren reduzierten Abmessungen in der Durchflussrichtung ist das Konzept besonders gut geeignet für Anwendungen mit wenig Platz oder mit Beschränkungen hinsichtlich des maximalen Modulgewichts. Die Besonderheit dieses Systems liegt in der Anordnung des permanentmagnetischen Generators, der sich außerhalb des Triebwassers befindet. Die magnetischen Pole sind auf dem Außenkranz des Laufrades befestigt. Das Turbinenlaufrad dient dabei gleichzeitig als Träger des Generatorrotors - beide drehen sich in der Strömung als eine Einheit (VA TECH HYDRO). Diese Konstruktion stellt eine sehr kompakte Anordnung dar, sodass StrafloMatrix Einheiten um 50% kürzer und um 35% leichter als Hydromatrix-Einheiten sind. Im Gegensatz zu HYDROMATRIX® wird die StrafloMatrix™ synchron mit dem Netz betrieben, deshalb ist keine Blindleistungskompensation erforderlich. Als Einsatzbereich dieser Turbinen sind die

bestehende Wehranlagen oder Bewässerungsdämme vorzuziehen. Der Effektivitätsgrad dieses Turbinentyps ist im Gegensatz zu HYDROMATRIX® geringer.

- Lösungsmöglichkeit eines modularen Krafthauskonzeptes

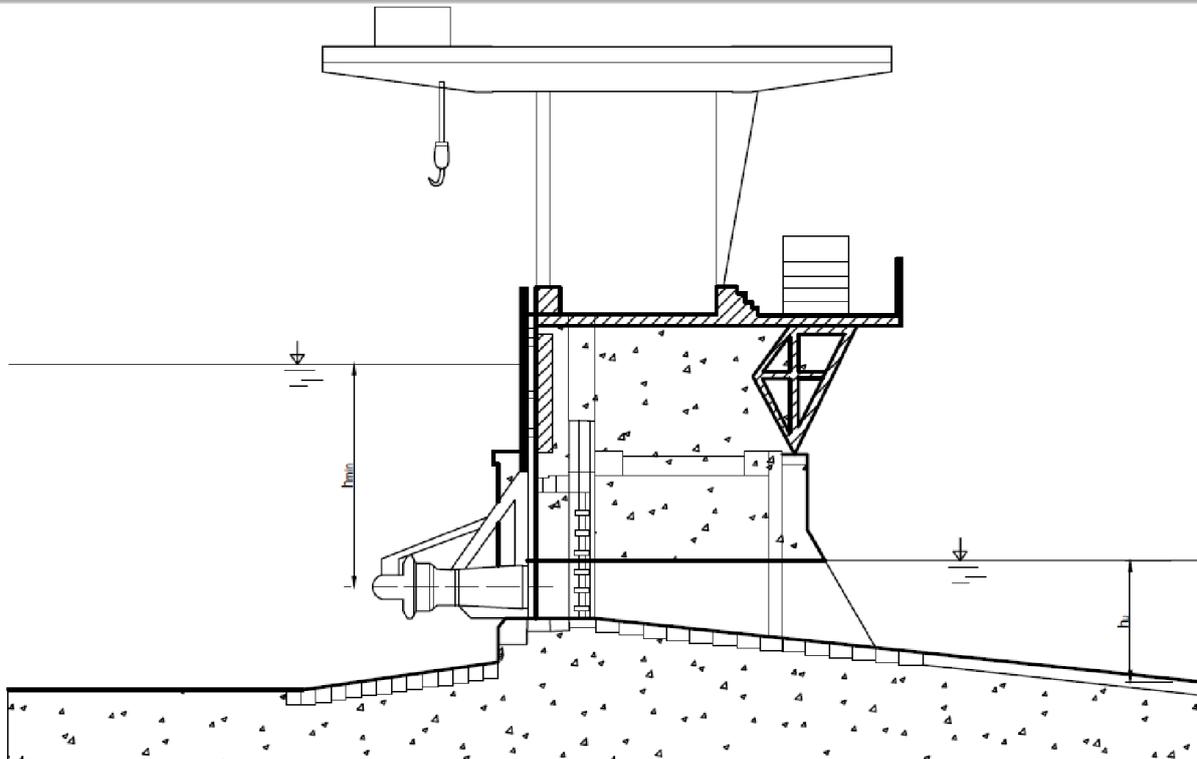


Abbildung 27: Konstruktive Gestaltung eines HYDROMATRIX- Krafthauskonzeptes

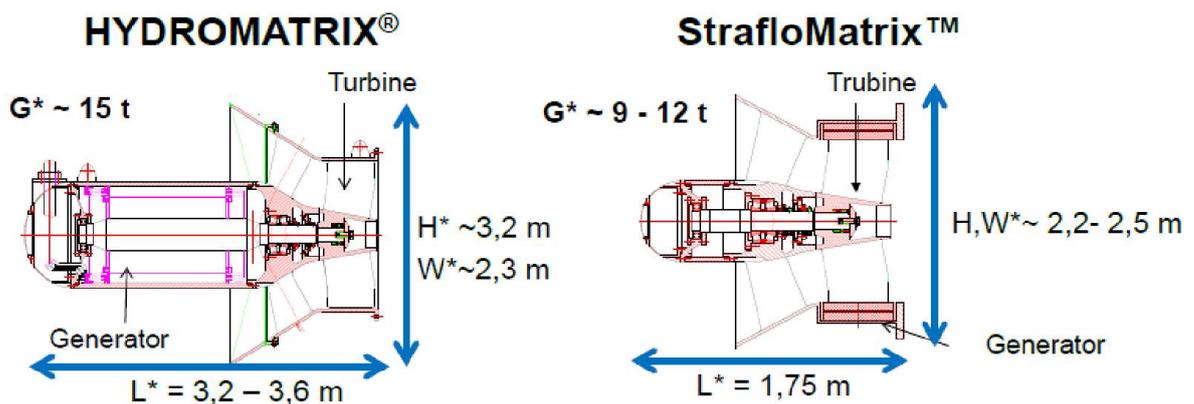


Abbildung 28: Unterschied Hydromatrix- und StrafloMatrix- Turbine (ANDRITZ HYDRO GmbH)

4.2.6.3. StreamDiver®

Das StreamDiver® Konzept ist ein alternatives Konzept für ökologisch sensible Bereiche mit geringen Fallhöhen. Hierbei handelt es sich auch um eine kompakte Turbinen-Generator- Einheit, die mit einer Propellerturbine, mit nicht verstellbaren Leit- und Laufrad, ausgerüstet ist. Der StreamDiver® wird direkt im Wasser angeordnet und es wird auf Dichtungssysteme verzichtet. Bei dieser Kompakturbine ist auf die direkte Anströmung der Turbinen besonders zu achten, da die Turbinen direkt mit Wasser gefüllt werden. Damit wird, im Vergleich zu öl- und fettbasierten Schmierstoffen, eine umweltfreundliche Schmierung und Kühlung der Gleitlager realisiert (Daniel Innerhofer, Jörg Lochschmidt, Josef Lampl, Robert Wührer, Barbara Brinkmeier, Markus Aufleger, 2015). Der Einsatzbereich der StreamDiver® Turbine ermöglicht bis zu 800 kW pro Einheit in einer Fallhöhe bis zu 10 m. Die Vorteile sind ähnlich wie bei den anderen Kompaktturbinen: geeignet für niedrige Wassermengen und auch für bestehende Wehranlagen oder Querbauwerke; Einfache Integrierbarkeit und geringe Bautechnik; minimale Baugrößen; lange Wartungsintervalle; Eignung für Unterwassereinbau ohne aufwendige Zusatzkomponenten.

4.3. TURBINEN BEI GANZ KLEINEN FALLHÖHEN

Obwohl die erneuerbaren Energiequellen, konkreter die Wasserkraft, seit Jahrhunderten verwendet werden, ist noch ausreichend Potential vorhanden, das immer mehr an Bedeutung gewinnt. Das vorhandene Wasserkraftpotential in Europa im Bereich der geringsten Fallhöhen (d. h. 0,5 – 2,5 m) beträgt mehrere hundert MW und die Frage der Nutzung dieser wird immer aktueller. Die wichtigste Besonderheit dieses Fallhöhenbereichs ist es, dass die Anwendung von herkömmlichen Konstruktionen von Wasserturbinen als unwirtschaftlich angesehen wird (Sn. Bozhinova, S. Petkova, D. Kisliakov, Iv. Andreev, 2012). Die Nutzung dieser Ressourcen ist mit neuen Technologien, der Einfachheit der Konzepte, der Kosteneffizienz und der ökologischen Verträglichkeit verbunden.

4.3.1. VLH- Turbine

Die in quadratischer Form aufgebaute VLH- Turbine (Very Low Head- Turbine) ist eine selbsttragende Schweißkonstruktion, die aus einer einfach regulierten Kaplan turbine mit einem direkt angetriebenen, in der Turbinennabe, Permanentmagnetgenerator mit Drehzahlregelung besteht. Die Turbine zeichnet sich durch 8 verstellbare Laufschaufeln aus, die sich selbst schließen und damit den Wasserdurchfluss vollständig unterbrechen können. Die Rahmenstruktur ist selbsttragend und sorgt für die Steifigkeit der Baueinheit. Die gesamte Maschine ist beweglich und kann mit einer Ausschwenkvorrichtung für Reinigungs- und

Revisionszwecke oder bei Hochwasser aus dem Wasser gehoben werden. Die VLH- Turbine lässt sich sowohl in Kanälen, als auch in Wehrschwelen integrieren. Direkt vor dem Laufrad wird einen Rechen mit rotierendem Rechenreiniger montiert. Die Rotation des Laufrades ist sehr langsam, was der Wasserdruck schwach verändert. Dies macht das Konzept fischfreundlich. Die VLH- Turbine wird bei sehr niedrigen Gefällen zwischen 1,5 und 4,5 Metern eingesetzt. Die Durchflussmenge reicht von 10 bis 27 m³/s, was ein Leistungsspektrum von 100 bis 500 kW ermöglicht. Aufgrund der Rentabilität sind für Leistungen über 500 kW mehrere kleinere Systeme anstatt eines einzigen Großen vorzuziehen. Wegen der Kompaktheit der Turbine sind die Bau- und die Tiefbaumaßnahmen stark reduziert. Dadurch entfällt das Errichten von externen Gebäuden entfallen.

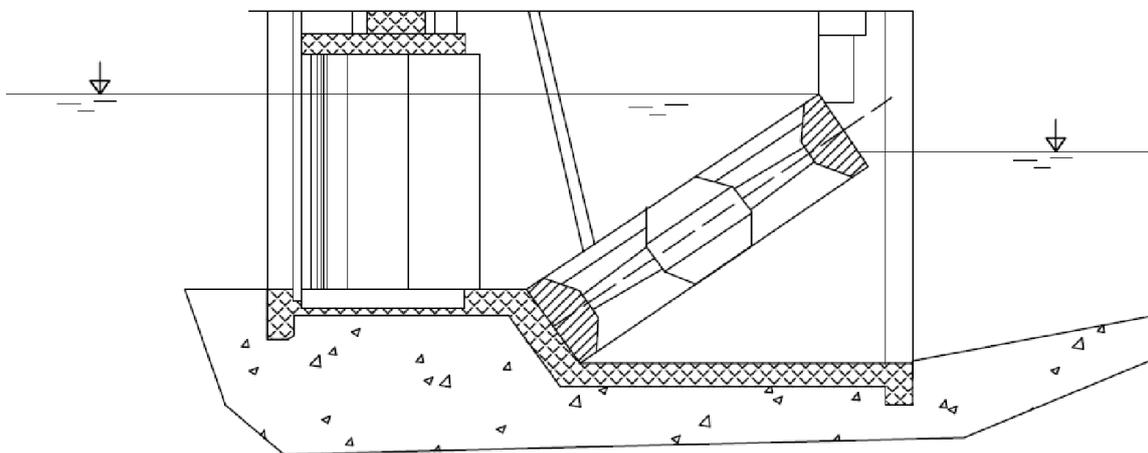


Abbildung 29: Schematische Darstellung eines VLH- Turbinenkonzeptes

4.3.2. Die Staudruckmaschine (Wasserdruckmaschine)

Die Staudruckmaschine wurde von dem österreichischen Ingenieur Adolf Brinich entwickelt. Sie besteht aus einem oder mehreren auf einer Welle gelagerten Laufrädern, deren Schaufeln quer zur Wasserrichtung angeordnet sind. Kein Wehr ist erforderlich, da die Nabe des Schaufelrades als Stau wirkt und den ganzen Durchflussquerschnitt absperrt. Die Wasserdruckmaschine⁶ zeichnet sich durch die Nutzung des Wasserdruckunterschiedes zwischen ober- und unterstromigen Wasser und den dadurch entstehenden hydrostatischen Druck aus. Für den Betrieb der Maschine ist nur ein geringer Höhenunterschied erforderlich.

⁶ Im Rahmen des EU-Forschungsprojekts „HYLOW“ werden diese Energieumwandler nicht mehr Stau- sondern neu Wasserdruckmaschinen genannt (Peter Eichenberger, Ivo Scherrer, Jean-Marc Chapallaz, Matthias Wiget, 2011)

Die Wasserdruckmaschine wird bei kleinen Fallhöhen von 1 m bis 2,5 m und Durchflüssen bis 4 m³/s pro Meter Breite betrieben. Der Wirkungsgrad erreicht von bis zu 70 Prozent und hängt von der Breite der Wasserdruckmaschine zum Gerinne. Je kleiner dieser Breite ist, desto größer der Wirkungsgrad. Aufgrund des großen Schaufelabstand ist der Transport von Sedimenten und Fischen möglich. Der Sedimenttransport erfolgt durch Gummilippen an den Schaufelspitzen. Neben den anstehenden Wasserständen, den Spaltweiten zwischen der Wasserdruckmaschine und der Rinnenwand und dem Verhältnis von Maschinen- zu Rinnenbreite sind die unterschiedlichen Schaufelformen des Laufrades für die Optimierung der Leistung und des Wirkungsgrads der Maschine von großer Bedeutung. Drei Schaufelformeln kommen zum Einsatz: gerade, gebogene und diagonale Schaufeln.

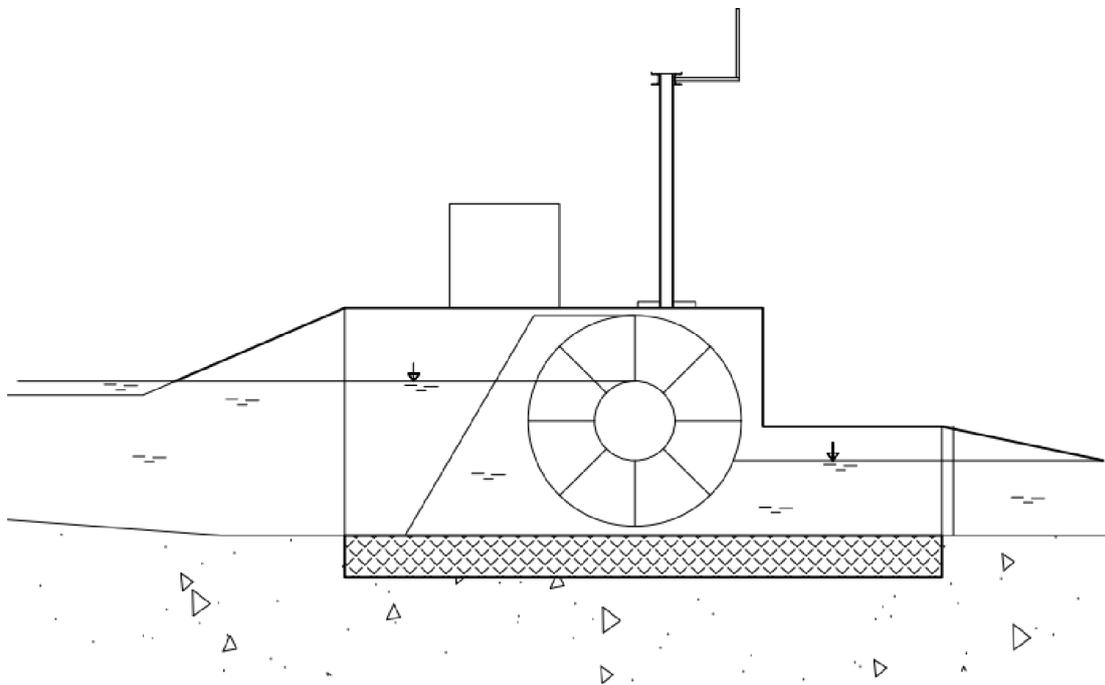


Abbildung 30: Schematische Darstellung eines VLH- Turbinenkonzeptes .

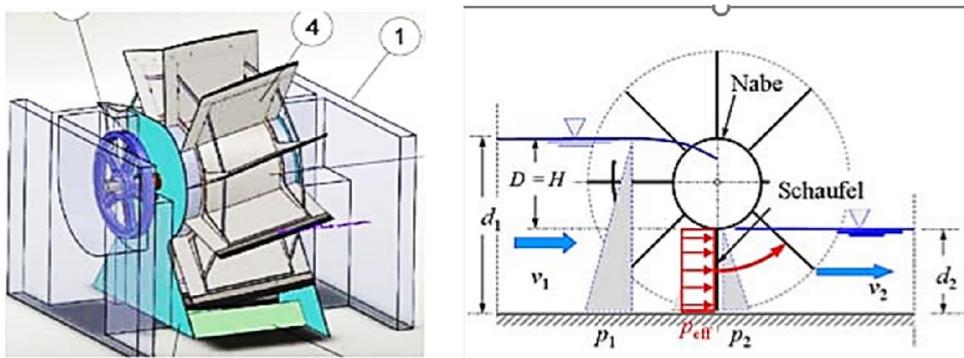


Abbildung 31: Wirkungsprinzip und Isometrie einer Wasserdruckmaschine (SWIFT Engineering GmbH, 2012)

4.3.3. Wasserkraftschnecke

Eine Wasserkraftschnecke ist eine Wasserkraftmaschine (siehe Abb.32), die als energetische Umkehr der Archimedischen Schnecke bezeichnet werden kann. Prinzipiell besteht sie aus einem zylinderförmigen Mittelteil mit ein- oder mehrgängigen, helixförmigen Schneckenwindungen. Dieses Laufrad befindet sich in einem zumindest halbumschließenden Trog, der gegen die Horizontale um ca. 20 bis 30° geneigt ist und mit seinem unteren Ende in Wasser eintaucht. Die gesamte Vorrichtung wird meistens an ein Wehr gebaut und ähnlich wie bei der Wasserdruckmaschine wird der Wasserhöhenunterschied zur Energieerzeugung genutzt. Das Wasser strömt von Ober- ins Unterwasser und ermöglicht durch die auf die Schneckenwindungen wirkende Gewichtskraft des Wassers eine Drehbewegung. Über die Welle und ein Getriebe wird die Energie an einem Generator übertragen. Der Generator liegt oberhalb des zulaufenden Wasserniveaus, deshalb ist kein wasserdichtes Generatorhaus notwendig, nur eine wetterfeste Antriebsabdeckung, die auch zur Vermeidung der Lärmemissionen dient. Angesichts der Kompaktheit sind keine Tiefbauarbeiten im Unterwasserbereich und keine großen Veränderungen des natürlichen Flussbettes nötig. Auf fein Rechenanlagen und geeigneten Fischwegen kann bei der Wasserkraftschnecke verzichtet werden, nur ein Großrechen ist vorzuziehen. Die ganze Ausführung dieses Konzeptes ist sehr kompakt und reduziert zusätzliche Aufwände. Der Wirkungsgrad liegt bei 80- 90 % und lässt sich wegen der geringen Empfindlichkeit bei schwankenden Wassermengen kaum beeinflussen.

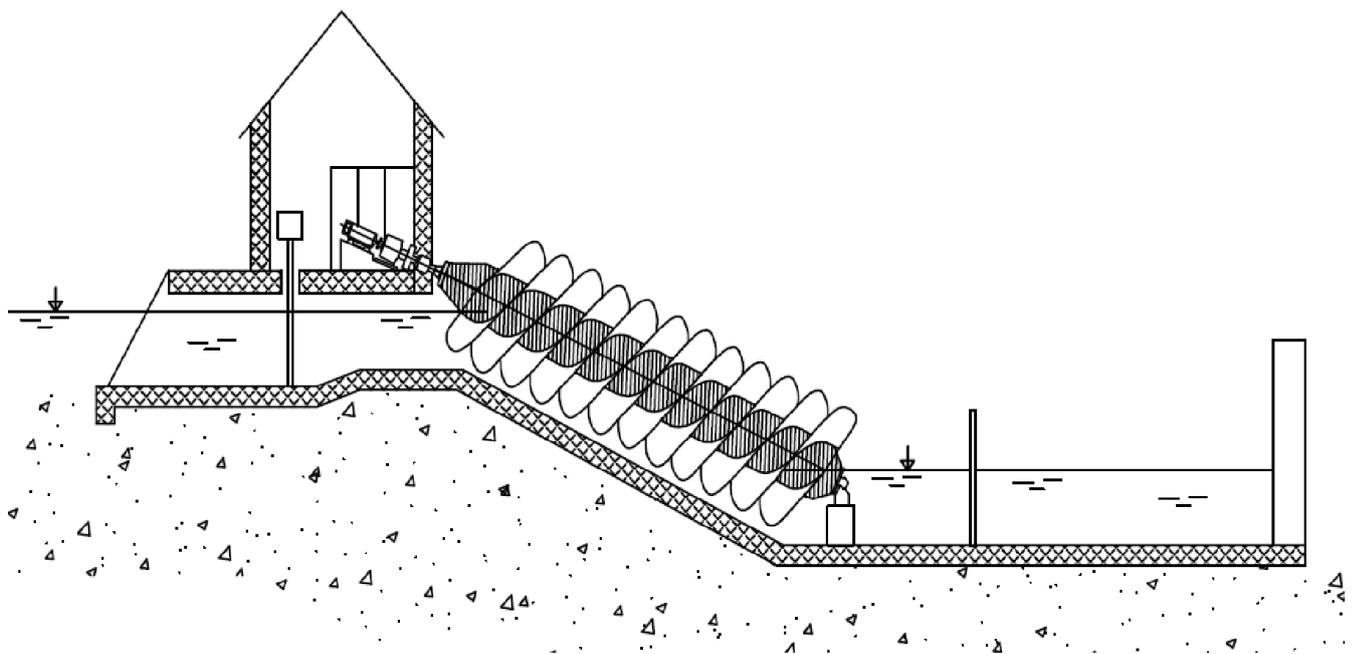


Abbildung 32: Schematische Darstellung eines Krafthauskonzeptes bei einer Wasserkraftschnecke

Bei variablem Unterwasserspiegel erzeugt die Maschine wegen des zurückfließenden Wassers jedoch Verluste. Wasserkraftschnecken können in Bereichen von sehr geringen Fallhöhen betrieben werden. Ihre Einsatzgebiet liegt bei Wassermengen von 0,1 bis 8,0 m³/s und Fallhöhen zwischen 1,5 und 10 m. Die erreichten Leistungen betragen von 1 bis 500 kW.

4.3.4. Wasserräder

Das Wasserrad stellt die Urform einer Wasserkraftmaschine dar. Die Erfindung des Wasserrades stellt aus ingenieurwissenschaftlicher Sicht eine der größten Entwicklungen der Technik im Sinne der Wassernutzung und Energieerzeugung dar. Die Technologie der Wasserräder ist seit langer Zeit bekannt, aber wird heutzutage zusammen mit „modernen“ Komponenten kombiniert und zur Stromerzeugung wieder verwendet. Wasserräder zeichnen sich als wirtschaftliche Alternative zu Turbinen an bestimmten Standorten im Niederdruckbereich aus. Prinzipiell wird das Wasserrad bei geringen Wassermengen und niedrigen Gefälle eingesetzt. Üblicherweise ist es beiderseitig gelagert oder enthält eine einseitige Lagerung mit gekoppeltem Getriebe und Generator. Das Wasser wird üblicherweise durch ein Gerinne und möglichst tangential zum Rad abgegeben und verlässt es mit möglichst geringer Geschwindigkeit. In der Vergangenheit wurden die gesamten Wasserräder aus Holz gebaut, bald einige Radteile aus Stahl gefertigt. Im Laufe der Zeit wurden einige Teile mit Leichtmetallen ausgewechselt, damit die Masse der gesamten Vorrichtung bzw. die Verluste wegen der Stabilität vermindert werden. Zu den Vorteilen der Wasserräder zählen die möglichen Anordnungen bei sehr niedrigen Gefälle und bei sehr geringen Durchflüssen, ein guter Wirkungsgrad statt schwankende Wassermengen und die Unempfindlichkeit gegen Geschwemmsel. Als Nachteil sind die geringe Drehzahl, die Lärmemissionen und die Empfindlichkeit gegen Vereisung zu erwähnen.

Hinsichtlich der Art der Strömungszuführung lassen sich drei Gruppen unterscheiden: unterschlächtige, mittelschlächtige und oberflächliche Wasserräder (siehe Abb. 33). Das Laufrad kann auch nach der Bauart klassifiziert werden:

- Zellenrad- seitlich und nach unten abgeschlossenen Behältern (Zellen), die das Wasser maximal eine halbe Umdrehung mitnehmen;
- Schaufelrad- keine Zellen, sondern nur radial angeordnete Bleche oder Bretter (Schaufeln), die zu allen Seiten offen sind (Watter, 2011).

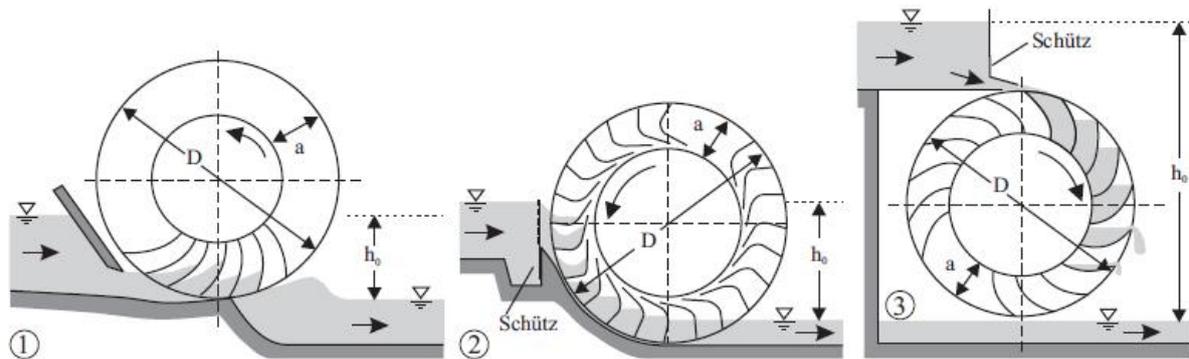


Abbildung 33: Typen von Wasserrädern: 1) unterschlächtiges Schaufelrad; 2) mittelschlächtiges Zellenrad; 3) ober Schlächtiges Zellenrad (J.Giesecke, E.Mosonyi, St.Heimerl, 2014)

4.3.4.1. Unterschlächtinge Wasserräder

Die erste und älteste Form der Wasserräder zeichnet sich durch radial angeordnete, offene Schaufeln aus. Das Wasser fließt von der unteren Seite des Rades in einem trogförmigen Gerinne, auch ein Kropf genannt, durch, der auch zur Verminderung der Verluste an der Wasserradsohle dient. Die Schaufeln werden heutzutage noch aus Holz (Holzbretter) gefertigt, es gibt jedoch speziell gekrümmte Blechschaufeln, die bessere Wirkungsgrade erzielen. Dem Prinzip nach erreicht der Wirkungsgrad bei unterschlächtigen Wasserrädern bis zu maximal 50 % (bei gekrümmten Schaufeln bis zu 55 %). Der Anwendungsbereich dieser Wasserradform liegt bei Gefällen bis etwa 1,5 m sowie Durchflüssen bis zu ca. 4,0 m³/s. Ein typischer Vertreter dieses Typs ist das Zuppinger- Wasserrad.

4.3.4.2. Mittelschlächtinge Wasserräder

Aus einem Zuppinger- Wasserrad als Basis wurde das mittelschlächtinge Zellenrad entwickelt. Das Wasser wird über Blenden (Kulissen) ungefähr in Achsenhöhe geführt, die Schaufeln (Zellen) werden heruntergedrückt und dadurch setzt sich das Rad in Bewegung. Durch die Kulissen wird das Wasser in mehrere Teilstrahlen aufgeteilt. Dieser Typ nutzt sowohl den hydrostatischen, als auch den dynamischen Druck des Wassers aus. Es kann als Zellenrad oder Schaufelrad gebaut werden. Damit das Wasser optimal genutzt wird, steht auch ein Kropfgerinne zur Verfügung. Normalerweise werden bei diesem Radtyp Wirkungsgrade bis zu 80 % erreicht. Das Einsatzgebiet liegt bei einem Durchfluss von etwa 0,2- 2,0 m³/s, sowie einer Fallhöhe von 1,5- 3,0 m.

4.3.4.3. Oberschlächtinge Wasserräder

Oberschlächtinge Wasserräder, auch Wasserräder mit Freihang genannt, werden auf Scheitelhöhe beaufschlagt, wobei das Wasser über ein Zulaufgerinne mit oder ohne Gefälle zugeführt wird. Am Ende der Rinne wird das Wasser entweder mittels eines einfachen freien Überfalls, über eine Bodenöffnung, oder über einen Kulliseneinlauf auf das Rad abgegeben. Hierfür kommen Zellenräder in Frage, in die das Wasser fließt. Durch das Gewicht der gefüllten Wasserkästen setzt sich das Rad in Bewegung und das Wasser verlässt dieses nach etwa einer viertel bis maximal halben Radumdrehung wieder (J.Giesecke, E.Mosonyi, St.Heimerl, 2014). Hierbei sind Rechen und Reinigungseinrichtungen nicht notwendig. Bei obereschlächtingen Wasserrädern sind Wirkungsgrade bis zu knapp 85 % möglich und haben ihren wesentlichen Einsatzbereich bei Durchflüssen bis etwa $0,8 \text{ m}^3/\text{s}$ und Gefälle von ca. 2- 7 m. Eine typische Sonderform der obereschlächtingen Wasserräder ist das Kehrrad, das ein Doppelrad mit zwei gegenläufig angeordneten Zellenreihungen darstellt (J.Giesecke, E.Mosonyi, St.Heimerl, 2014).

4.4. SONDERLÖSUNGEN

4.4.1. Die hydraulische Lastabnahme

Das Interesse an die Wasserkraftnutzung bei geringen Fallhöhen unter 2,5 m wächst in den letzten Jahren stetig. Das größte Problem in diesem Einsatzbereich ist die Effizienz der vorhandenen Maschinen. Wegen den großen Turbinendurchmessern und den erforderlichen Tiefbauarbeiten ist der Einsatz von herkömmlichen Turbinentypen bei geringen Fallhöhen nicht wirtschaftlich. Mit dem Ziel der effektiven Nutzung des Wasserkraftpotentials in den niedrigsten Höhen und unter Berücksichtigung der ökologischen Anforderungen wurden zwei Maschinen zur Energieumwandlung entwickelt: das Wasserdruckrad für Fallhöhen zwischen 0,1 und 1 m und die sogenannte Wasserdruckmaschine (siehe Abschnitt 4.3.2 für Fallhöhen etwa von 1 bis 2,5 m. Dabei wäre zu erwähnen, dass von den beiden die Wasserdruckmaschine im Rahmen des europäischen Forschungsprojektes HYLOW bis zu einer gewerblich anwendbaren Lösung mit Hilfe des herausgegebenen Handbuches gebracht wurde. Die steigenden turbulenten Verluste bei größeren Radgeschwindigkeiten und die sehr niedrigen Drehzahlen des Laufrades, die ein sehr hohes Übertragungsverhältnis verlangen, sind einige Nachteile der beiden genannten Maschinen, die die Entwicklung einer neuartigen hydraulischen Lastabnahme erfordern. Diese benötigt eine gesamte und vollständige Leistungskette und muss eine Reihe von Anforderungen, wie ausreichende ökologische Verträglichkeit und

Wirtschaftlichkeit, sowie effiziente Übertragung der hohen Drehmomente des Rades, erfüllen. Heutzutage hat die hydraulische Lastabnahme viele Anwendungsgebiete: vom Umwandeln der Wellenenergie bis hin zum Einsatz bei geringen Fallhöhen. Eine Besonderheit bei beiden oben genannten Anwendungen ist die variable Eingangsleistung in dem gesamten Antriebsstrang, was zu einem variablen Betrieb und zu variablen Leistungsparametern des Primärgerätes in diesem Antriebsstrang führt. Daraus resultiert eine variable Ausgangsleistung am Ende des Gerätes, welche die besonderen Anforderungen zur Anwendung dieses Konzeptes und seine Notwendigkeit zeigt. Im Allgemeinen besteht das hydraulische Abnahmesystem aus einem mechanischen und / oder hydraulischen Antriebsstrang (für die Wasserkraftnutzung bei niedrigen Fallhöhen eine hydraulische Maschine wie z. B. Wasserdruckrad oder Wasserdruckmaschine), einem Generator und einem elektrischen Steuersystem zur Einspeisung der erzeugten elektrischen Energie in das Netz mit den erforderlichen Leistungsparametern. Diese Systeme weisen eine hohe Zuverlässigkeit, relativ guten Wirkungsgrad, lange Lebensdauer mit niedrigem Wartungsaufwand und niedrigen Kosten sowie eine geeignete mechanische/ hydraulische/ elektrische Konstruktion für den Umgang mit stationären und instationären Lasten in verschiedenen Betriebsmodi auf. Das angestrebte Ziel einer Lösung mittels Lastabnahme ist die hohe Leistungsfähigkeit, der geringe Wartungsaufwand und die Kosten mit geringen Auswirkungen auf das bereits bestehende System. Generell wandelt ein hydraulisches Lastabnahmesystem den ankommenden Strom von Druckschwingungen mit niedriger Frequenz und hohem Drehmoment im hydraulischen Antrieb in eine relativ stationäre und hochfrequente mechanische Ausgangsleistung um (D. Kisliakov, S. Petkova, S. Bozhinova, 2013). Die einfachste Übertragung erfolgt mit einer doppelt wirkenden Kolbenpumpe, durch die, unter hohem Druck Wasser auf eine Pelton- Turbine gestrahlt wird (siehe Abb. 34) (Müller G. , 2011). Eine weitere Ausführung der Lastübertragung umfasst eine hydraulische Hochdruckpumpe mit einem hydraulischen Motor (siehe Abb. 35). Normalerweise ist der Wirkungsgrad einer hydraulischen Lastabnahme wesentlich kleiner als 95 %. Der Gesamtwirkungsgrad des Systems ist jedoch deutlich geringer (60- 65 %), was durch bedeutende Kostenersparnisse kompensiert werden kann.

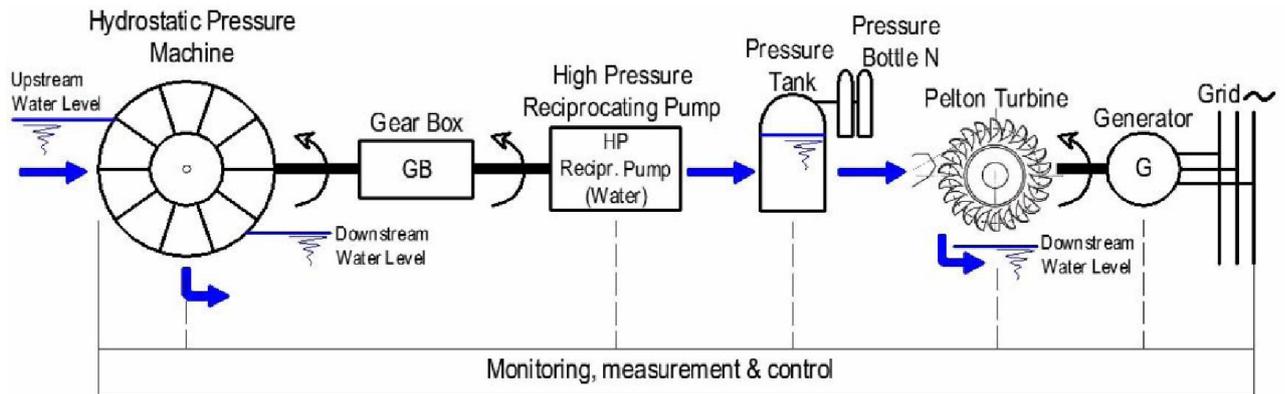


Abbildung 34: Graphische Darstellung der Anwendung einer hydraulischen Lastabnahme und einer Pelton- Turbine (D. Kisliakov, S. Petkova, S. Bozhinova, 2013)

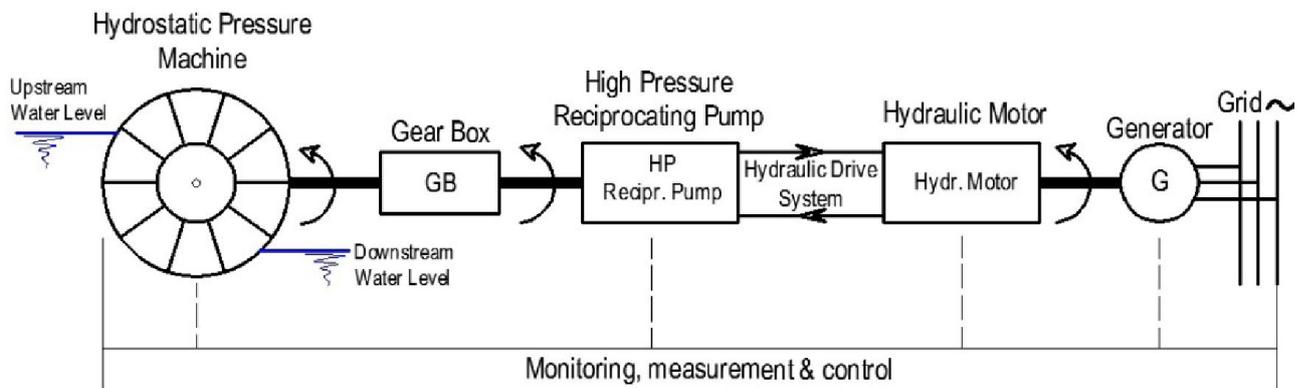


Abbildung 35: Graphische Darstellung der Anwendung einer hydraulischen Lastabnahme und einen hydraulischen Motor (D. Kisliakov, S. Petkova, S. Bozhinova, 2013)

II. FALLSTUDIE ALS BEISPIEL ZUR ENTWICKLUNG DES KRAFTHAUSKONZEPTEES EINES FLUSSKRAFTWERKES

1. ALLGEMEINES

Die Anlage befindet sich in der Anbauregion der Dörfer *Kadievo* (*Кадиево*) und *Tsalapiza* (*Цаланица*), in der Gemeinde *Rodopi* (*Родопи*), Bezirk *Plovdiv* (*Пловдив*) in Bulgarien. Die Anlage soll als Flusskraftwerk in der Blockbauweise entwickelt werden. Die geplante Wasserkraftanlage „*Kadievo*“ liegt ca. 200 m flussaufwärts unter der Brücke der Eisenbahnstrecke Sofia- Plovdiv und ca. 2 km entfernt von der Mündung des Flusses *Vacha* (*Въча*) in dem Fluss *Mariza* (*Марница*)⁷. Das zur Untersuchung herangezogene Punkt befindet sich im Unterlauf des Flusses *Vacha* (neben dem Dorf *Kadievo*) auf Höhe ca. 172 m.

Es wird vorgesehen, dass das Kraftwerk ein Flusskraftwerk sein wird, was bedeutet, dass das Krafthaus im Flussbett angeordnet wird.



Abbildung 36: Anordnung des Flusskraftwerkes (Google, 2016)

Der Fluss *Vacha* (*Въча*) entsteht von dem Zusammenfluss der Flüsse *Buynovska reka* (*Буйновска река*) und *Chairdere* (*Чаирдере*). Mit einer Gesamtlänge von 112 km ist er der 23-

⁷ Fluss *Maritsa* beträgt 472 km, davon liegen 322 km in Bulgarien, 150 km in Griechenland und in der Türkei. und entwässert ein Gebiet von 53000 km² *Mariza* ist der größte Fluss auf dem Balkan.

längste Fluss in Bulgarien. Die Fläche des Einzugsgebiets des Flusses beträgt 1645 km², was 3,1% von dem Einzugsgebiet von Mariza darstellt.

In der Nähe des zur Untersuchung herangezogenen Punktes - Dorf Kadievo, hat das Einzugsgebiet des Flusses Vacha die folgenden orohydrographischen Charakteristiken, welche in der Tabelle 1 eingeführt sind, wobei auch ein zusätzlicher Hilfspunkt in Betracht einbezogen ist.

Tabelle 1: Orohydrographische Charakteristik des Flusses Vacha (Messpunkt Kadievo)

Gewässer	Messpunkt	<i>F</i>	<i>H_m</i>	<i>I_b</i>	<i>L_p</i>	<i>I_p</i>
		<i>km²</i>	<i>m</i>	<i>%</i>	<i>km</i>	<i>‰</i>
Fluss Vacha	MP Krichim	1530	1396	34,5	90,3	12,8
Fluss Vacha (zusätz. Nebenflüsse)	MP Kadievo	110	198	-	19,2	2,8
Fluss Vacha (ganze Fläche)	MP Kadievo	1640	1326	33,0	109,5	12,1

2. GRUNDLAGEN FÜR DIE PROJEKTERSTELLUNG

Für die Projekterstellung sind vom Projektträger eingeschränkte Information zur Topographie, Hydrologie, Geologie mit Grundwasserständen, klimatische Verhältnisse, lithologisches Struktur zur Verfügung gestellt worden, die nachfolgend näher erläutert werden.

2.1. TOPOGRAPHISCHE GRUNDLAGEN

2.1.1. Relief

Das Wassereinzugsgebiet des Flusses Vacha unterhalb des Vacha Stausees umfasst die nördlichen Hänge des Rhodopen- Gebirges auf dem Gebiet der Gemeinde Krichim.

In seinem ebenen Teil (die Übergangszone zwischen dem Massiv des Rhodopen- Gebirges und dem Thrakischen Tal), wo sich auch innerhalb der Stadtgrenzen der vorbestimmten Flussabschnitt befindet, stellt das Flusstal ein Teil des proluvialen-alluvialen Flussweges am Fuß des Massives des Rhodopen-Gebirges dar. Der Abschnitt selbst befindet sich im Flussbett, das hauptsächlich von Stützwänden und kleinen Abschnitten von Flusssdämmen am linken Ufer nach der ersten Fußgängerbrücke und an den beiden Ufern nach der Brücke für Gütertransporte begrenzt ist. Im Flussbett sind eine Mehrzahl von Erosionsschutzschwellen errichtet worden, die zum Schutz beim Schwallbetrieb von den freigelassenen Wassermengen aus der Wasserkraftkaskade dienen sollen.

2.2. GEOLOGISCHE UND HYDROGEOLOGISCHE GRUNDLAGEN

2.2.1. Geologische Grundlagen

Das Einzugsgebiet umfasst eine Fläche, die aus den Ablagerungen aus den Zeiten des Kambriums, des Paläogens und des Quartärs zusammengebaut ist. **Die Ablagerungen aus dem Quartär** sind durch drei genetische Typen von Ablagerungen vertreten: alluvial, proluvial und diluvial. Es sind auch zwei Übergangstypen vertreten - alluvial-proluvial und proluvial-diluvial. Alle zusammen bauen den riesigen diluvial-proluvial-alluvialen Flussweg am Fuß des Massivs des Rhodopen-Gebirges auf.

Die alluvialen Ablagerungen sind aus großem Steinschlag, Geröll und Blöcken mit Füllstoff aus Grobsand zusammengebaut. Im Bereich des vorbestimmten Flussbettabschnitts des Vacha Flusses besteht 10 - 15% von der Gesamtmasse des Flussbetts aus Blöcken mit einem Volumen von 2 m³ und mehr. Die Schichten sind vorwiegend aus Gneissen, Quarz und seltener aus Marmorarten. Die Dicke der Alluviumsschicht beträgt etwa 10 m und auch mehr.

2.2.2. Physikalisch- geologische Gegebenheiten

Charakteristisch für das Gebiet sind:

Verwitterung, Erosion und Denudation - Diese Vorgänge sind für die schwach verbundenen und einer Verwitterung zugänglichen Abarten charakteristisch. Die lithologischen Arten "lehmiger Sand" und "Sand mit Kies" sind einer Erosion stark zugänglich.

2.2.3. Seismizität

Seismische Bedingungen - Entsprechend "Verordnung Nr. 07/2 zur Projektierung von Gebäuden und Ausrüstungen in Erdbebengebieten" - 2007 gerät das Gebiet in einer Zone mit einer Intensität von $I_c = IX$ nach der Medvedjev-Sponheuer-Karnik-Skala. Seismischer Koeffizient: $K_s = 0,27$ (s.a. Abb. 37).

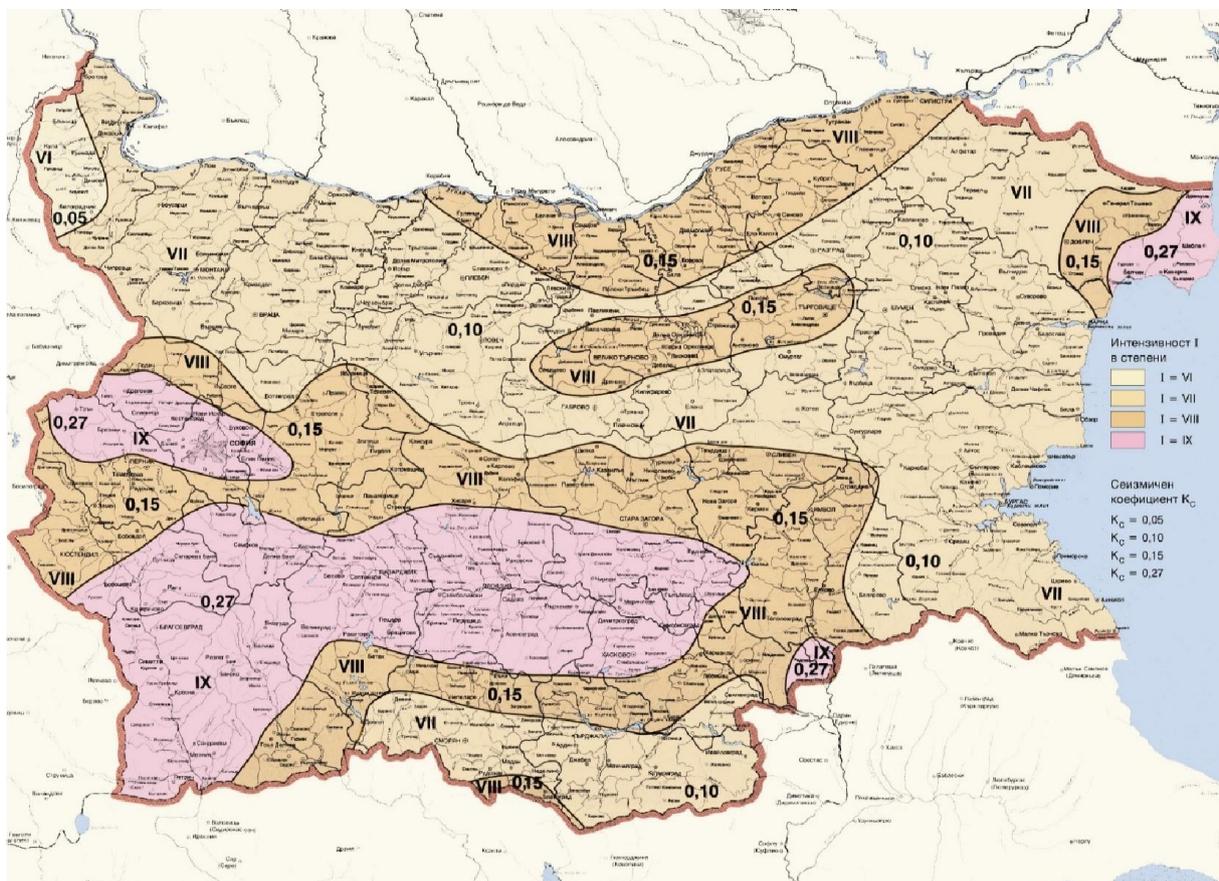


Abbildung 37: Grafische Darstellung der maximal zu erwartenden Bodenbeschleunigung in Bulgarien

2.2.4. Hydrogeologische Bedingungen

Im betrachteten Gebiet ist Untergrundwasser durch folgenden Formen vertreten:

Porenwasser – es ist in den Quartärablagerungen und vorwiegend in den Sänden und den Kies-Sand-Ablagerungen gebildet, das das gegenwärtige Flussbett und die Terrassen der Flüsse Vacha und Maritza auffüllt. Die Wasserstände sind verhältnismäßig seicht und befinden sich

auf einer Tiefe von 2 - 4,5 und 9- 15 m unter der Erdoberfläche. Der Wasserstand in den Terrassenablagerungen, die nicht überschwemmt werden, steht in einer direkten hydraulischen Verbindung mit dem Wasserstand des Flusses.

Im Einzugsgebiet der betrachteten Fläche, von Süden nach Norden gesehen, gibt es drei Typen von unterirdischen Wasser - Kluftwasser, Kluft-Karstwasser und Grundwasser.

Das Kluftwasser und das Kluft- Karstwasser sind für das südliche Hochland charakteristisch. Das Grundwasser findet man in den alluvialen Ablagerungen entlang der Uferzonen des Vacha Flusses. Das Grundwasser, das auch im vorbestimmten Abschnitt des Flusses zu finden ist, befindet sich in einer Tiefe von 0,1 bis 2,5 m. Ihm Durchlässigkeitsbeiwert bewegt sich in den Grenzen 60 - 100 m/Tag. Nach ihrer chemischen Zusammensetzung ist das Grundwasser einer schwachen Mineralisierung unterworfen worden und ist mit einem ausgeprägten Hydrokarbonat- Sulfat -Calcium- Magnesium Gehalt. Es ist nicht Karbonat aggressiv gegen Beton und Portlandzement.

2.3.LITHOLOGISCHES STRUKTUR

2.3.1. Lithologische Beschreibung

Das Gebiet umfasst generell die Flussterrasse des Maritza Flusses und insbesondere die Flussterrasse des Vacha Flusses und besteht hauptsächlich aus Quartärablagerungen, bei dem der Hauptteil davon alluviale (Qal) und Kambriummetamorphite (RuP_eD) sind. Im Bereich des im Projekt stehenden Staudamms sind sechs lithologische Arten festgestellt:

künstlicher Auftrag (1), lehmiger Sand (2), Sand mit Kies (3), Lehm (4), verwitterte (5) und frische Gneise (6) mit Schichten aus Schiefen (s.a. Abb. 41).

2.3.2. Physikalisch- mechanische Eigenschaften der lithologischen Arten

Die Werte der physikalischen Eigenschaften und die Festigkeit bei einachsigen Druck der verwitterten und der frischen Gneise mit Schichten aus Schiefen sind nach Angaben aus in einem Labor untersuchten Probekörpern bestimmt, die beim Kernbohren gewonnen sind. Die Untersuchungen sind nach einer Standardmethodik auf Probekörpern mit einer zylindrischen Form und mit einer Höhe, die gleich dem Durchmesser des Körpers ist, durchgeführt. Jede Probe ist in zwei Probekörper zur Untersuchung in jedem Zustand aufgeteilt. Den Flussablagerungen sind zwei Proben für Korngrößenanalyse - Sände mit Kies entnommen worden. Die restlichen Eigenschaften dieser Untergrundschichten sind nach den bestehenden rechtlichen Unterlagen und nach Angaben aus der spezialisierten Literatur festgestellt worden.

2.4. HYDROLOGISCHE GRUNDLAGEN

Das Ziel des vorliegenden hydrologischen Grundlagen ist es, den Betrag der zur Verfügung stehenden freien Wassermenge im Vacha Fluss am Messpunkt Dorf Kadievo in einem durchschnittlichen mehrjährigen und einem innenjährlichen Schnitt angesichts der möglichen Wasserkraftnutzung durch Errichtung eines kleinen Flusskraftwerkes zu bestimmen.



Abbildung 38: Ortschaftsplan

2.4.1. Klimabedingungen

In Bezug auf die Klimabedingungen (im Allgemeinen) befindet sich das untersuchende Wassersammelbecken des Vacha Flusses im Bereich des Übergangs zur kontinentalen Klimazone und genauer im Rila-Westrhodopen-Klimagebiet und in Abhängigkeit von der Höhenlage über dem Meeresspiegel umfasst es drei Klimauntergebiete - Hochberggebiet, Mittelberggebiet und Flachlandgebiet, das Letzte umfasst die Pazardzhik- und Plovdivfelder. Die Klimabesonderheiten in dieser Region resultieren aus dem Einfluss der Luftmassen aus Westeuropa und dem Mittelmeer und ändern sich deutlich in Abhängigkeit von der Höhenlage über dem Meeresspiegel. Der Einfluss des Mittelmeers in der Region ist schwächer ausgedrückt und an den höchsten Orten des Wassersammelbeckens hat das Klima einen typischen Hochbergcharakter.

2.4.1.1. Durchschnittliche mehrjährige Regenmengen

Angesichts der Ortslage und der Höhenlage über dem Meeresspiegel der Region weisen

die durchschnittlichen mehrjährigen Regenmengen einen spezifischen Jahresverlauf auf. Die Jahres- und monatlichen Amplituden der Regenmengen sind verhältnismäßig gering. Je nachdem wie die Höhenlage über dem Meeresspiegel ist, zeigt sich das regnerische Maximum in den Monaten Juni und Juli (im Hochbergteil), oder im Monat Dezember (auf dem Flachland), und das sekundäre Maximum ist in den Monaten Mai und Juni zu vermerken. Das regnerische Maximum ist in den Monaten August und September.

Ganz allgemein betrachtet, ist der Jahresbetrag der durchschnittlichen Regenmengen für die Region höher als der durchschnittliche Wert für das Land. Aus den registrierten Reihen mit Angaben über die jährlichen Regenmengen sind die durchschnittlichen mehrjährigen Regenmengen für die Region bestimmt. Mit Hilfe des theoretischen Diagramms der Aufteilung der Überschreitungswahrscheinlichkeit (Typ Krizki- Menkel) ist der Variationskoeffizient (C_v) bestimmt und mit seiner Hilfe ist auch der Wert für ein trockenes 85%-iges Jahr bei einem Verhältnis von $C_s = 2C_v$ festgelegt. In der beiliegenden Tabelle sind die Werte der durchschnittlichen Regenmengen für die beiden charakteristischen Jahre angegeben.

Tabelle 2: Durchschnittliche mehrjährige Regenmengen

<i>Niederschläge-</i> <i>Messpunkt</i>	<i>Eröffnungsdatum</i>	<i>Höhenlage</i>	N_m	C_v	C_s	$N_{85\%}$
	<i>Jahr</i>	<i>m</i>	<i>mm</i>	-	-	-
Beglika	1.IV.1930	1530	890	0,57	$2C_v$	336
Krichim	1.XII.1938	225	631	0,43	$2C_v$	361

Bemerkung: Trotz der höherem Lage über dem Meeresspiegel und der größeren durchschnittlichen mehrjährigen Regenmenge an dem Messpunkt Beglika, ist die Regenmenge, unter Bedingungen eines 85%-igen trockenen Jahres, geringer wegen des deutlich größeren Variationskoeffizienten.

2.4.2. Abflussparameter

2.4.2.1. Parameter des durchschnittlichen mehrjährigen Abflusses

Nach dem Abflussparameter beträgt die durchschnittliche im Jahr verarbeitete Wassermenge $\bar{W} = 388,71 \cdot 10^6 m^3$. Die tägliche Betriebszeit beträgt $T = 7,86$ Stunden (laut Angaben). Das Wasserkraftwerk ist elf Monate im Jahr in Betrieb, mit Ausnahme des Monats August, der für Instandhaltung bestimmt ist, also insgesamt 334 Tage im Jahr.

Angesichts der erschwerten Wasser- und wirtschaftlichen Lage sind die hydrologischen Charakteristiken für zwei Messpunkte entlang des Flusses bestimmt, damit die Bilanz des verwendbaren Wasserzuflusses für das geplante kleine Wasserkraftwerk ermittelt werden kann.

Als Angaben für Messpunkt Krichim sind die gleichen Angaben aus dem Studie "Generelles Schema für die Ausnutzung der Wässer entlang des Vacha Flusses" angenommen worden und diese für Messpunkt Kadievo (zusätzlicher Zufluss) sind durch erstellte graphischen Relationen von der Art - $M_o = f(H_{cp.})$ und $C_v = f(M_o)$ erhalten worden.

Unter diesen Voraussetzungen werden die hydrologischen Parameter an den beiden betrachteten Messpunkten die folgenden Werte, die in der nachfolgenden Tabelle angegeben sind, aufweisen:

Tabelle 3: Parameter des Abflusses

Gewässer und Messpunkt	F	H_m	M_a	Q_m	W_m	C_v	C_s	$Q_{85\%}$	$W_{85\%}$
	km^2	m	$l/s/km^2$	m^3/s	$10^6 m^3$	-	-	m^3/s	$10^6 m^3$
Vacha - Krichim	1530	1396	11,765	18,00	567,65	0,31	2C _v	12,35	389,14
Vacha – Kadievo (zusätz. Nebenflüsse)	110	198	3,60	0,396	12,49	0,42	2C _v	0,23	7,25

2.4.2.2. Aufteilung des Abflusses

Für die Wasserbilanz an den betrachteten Punkten ist die innere Jahresaufteilung des Abflusses in Monaten bestimmt. Die Aufteilung ist in Prozenten von dem Jahresbetrag des entsprechenden charakteristisch gesicherten Jahres angegeben.

Tabelle 4: Aufteilung des Abflusses in Prozent %- Messpunkt Krichim

Monate Bemessungs- jahr	XI	XII	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	Σ
	mittel	6,1	8,8	7,8	9,3	10,5	17,1	14,6	9,6	5,7	3,8	3,2	3,5
trocken 85%	4,0	5,2	6,0	5,8	12,2	19,5	14,2	11,8	5,8	5,7	5,4	4,4	100,0

Tabelle 5: Aufteilung des Abflusses in Prozent %- Messpunkt Kadievo

Monate Bemessungs- jahr	XI	XII	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	Σ
	mittel	6,1	8,8	7,8	9,3	10,5	17,1	14,6	9,6	5,7	3,8	3,2	3,5
trocken 85%	3,9	6,3	5,9	5,7	12,1	19,3	14,1	11,7	5,7	5,6	5,3	4,4	100,0

2.4.2.3. Notwendige Restwassergabe

Entsprechend den Vorschriften, die in der Verordnung Nr. 6 (Наредба № 6) (Министерство на околната среда и водите (Ministerium für Umwelt und Wasser)) und im Wassergesetz (Закон за водите) (Министерство на околната среда и водите (Ministerium für Umwelt und Wasser), 2013) enthalten sind, ist es erforderlich, die minimalen zulässigen und ökologisch erforderlichen Wassermengen (beziehungsweise Wassermassen), die durchgelassen werden sollen, zu bestimmen. Der minimale zulässige Abfluss, als ein limitierter Wert, hat eine vorbeugende Funktion, die die Zerstörung der ökologischen Flusssysteme und die Herabsetzung ihrer biologischen Aktivität nicht zulässt. Trotz, dass das geplante kleine Wasserkraftwerk von einem Flussbetttyp ist und dass es dem Punkt kein Wasser entnommen wird, ist die oben erwähnte Bestimmung zur Dimensionierung des Fischbeckens im Staudamm für die weitere Bewässerung des Flussbetts erforderlich. Die Art der Bestimmung der Menge des Restwassers ist im Wassergesetz (Art. 176) festgelegt, aber in diesem konkreten Fall hat die Einzugsgebiet- Direktion "Ostägäische Region" den minimalen Wert als eine Norm am Mündungspunkt bestimmt und der Betrag kommt auf $W_{zul.} = 57,89 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ oder $Q_{zul.} = 1,84 \text{ m}^3/\text{s}$. Dieser Wert ist als maßgebend für den Messpunkt Kadievo angenommen, weil der Unterschied in den Wassereinzugsgebieten geringfügig ist.

2.5. KENNDATEN

- $Q_{Ausbau} = 22,0 \text{ m}^3/\text{s}$ - Ausbauwassermenge des KWKW „Kadievo“;
- $Q_{RW} = 0,220 \text{ m}^3/\text{s}$ - ökologische Restwassermenge;
- $Q_{zul.} = 1,84 \text{ m}^3/\text{s}$ - minimaler zulässiger Abfluss;
- $Q_{1\%} = 260 \text{ m}^3/\text{s}$ - Hochwasserwelle mit Überschreitungswahrscheinlichkeit 1%.
- $Q_{5\%} = 35,0 \text{ m}^3/\text{s}$ - Hochwasserwelle mit Überschreitungswahrscheinlichkeit 5%.

3. BAUVERFAHRENSTECHNIK UND BAUDURCHFÜHRUNG

Die Bautätigkeit wird in drei Grundstufen ausgeführt:

- I) Vorbereitungsperiode
- II) Hauptbautätigkeit
- III) Prüfung der Anlagen und Inbetriebnahme

Im Rahmen dieser Diplomarbeit wird ausführlich Schritt II, insbesondere die Ausgrabung des Umleitungskanals und Umleitung des Bauwassers, betrachtet.

3.1. VORBEREITUNGSPERIODE

Während der Vorbereitungsperiode werden die Baustelleneinrichtungen aufgebaut – Verkehrsverhältnisse, Telefonanschluss, Baustrom, Wasserversorgung- Abwasserentsorgung und Kläranlage, Gesundheitszentrum, temporäre Wohn- und Betriebsbauten usw.

3.2. HAUPTBAUTÄTIGKEIT

Die Hauptbautätigkeit wird mit der Umleitung des Bauwassers beginnen. Dies ist ein verantwortungsvolles Moment, von dem die Sicherheit bei der Durchführung der Hauptbauarbeiten abhängt, die circa 2 Kalenderjahre dauern werden.

Gemäß den „Normen für die Gestaltung von wasserbaulichen Anlagen“ (Министерство на регионалното развитие и благоустройството (Ministerium für regionale Entwicklung und öffentliche Arbeiten), 1985) werden die Umleit- und Schutzanlagen und Deiche so dimensioniert, damit sie maximale Wassermengen mit 5 % Überschreitungswahrscheinlichkeit gefahrenlos durchlassen.

Die Bautätigkeiten werden in folgender Reihenfolge ausgeführt:

3.2.1. Rampen für den Zugang zum Fluss

Für die Gewährleistung des Zugangs zur Baustelle für die vorgesehenen Bau- und Montagearbeiten, werden auf dem linken und rechten Ufer Rampen für das Hinuntergehen zum Flussbett aufgebaut.

3.2.2. Umleitung des Abwassers

Die Hauptbautätigkeit wird mit dem Bodenabtrag des Umleitungskanals und die Umleitung des Flusses beginnen. Auf der gewählten Stelle gibt es eine Sandinsel, welche das Flussbett in zwei Armen teilt. Der linke Flussarm wird vorübergehend gesperrt und der

saisonale Abfluss wird durch den rechten Flussarm umgeleitet. Der Umleitungskanal wird ausgegraben und der Schutzdeich wird aufgeschüttet. Die Trasse des Umleitungsdeiches ist so ausgewählt, damit die Baustelle für den Aufbau des Krafthauses der Wasserkraftanlage auch geschützt wird.

3.2.3. Umleitungskanal

Der Umleitungskanal ist 120 m lang und die Breite des Grundes ist 5 m. Der linke Abhang, der in einer Ausgrabung ist, ist 1:1, und der rechte, der an den Deich grenzt, ist 1:1.5.

Die Ausgrabung des Umleitungskanals wird von unten nach oben beginnen, und das Aushubmaterial wird in einem Depot angesammelt, damit es abtrocknet. Danach wird dieses Material für den Aufbau der zwei Umleitungsdeiche verwendet.

Der Beginn der Ausgrabung des Umleitungskanals und die Anzahl der Bagger- und Transportmaschinen müssen so ausgewählt werden, dass die Umleitung des Wassers und das Aufschütten der Umleitungsdeiche in der Periode des niedrigen Wasserniveaus VII-VIII erfolgen.

Der Umleitungskanal wird für $Q_{5\%}=35\text{m}^3/\text{s}$ und $i=0.002$ ausgelegt.

Bei $b = 8,00$ m- Erste Annäherung; $m = 1$; $n = 0,02$

$$R = \frac{\omega}{\lambda}$$

$$\omega = (b + m \cdot h) \cdot h, \text{ m}^2$$

$$\lambda = b + m' \cdot h$$

$$m' = 2 \cdot \sqrt{1 + m^2} = 2,83$$

$$\lambda = b + 2,83 \cdot h$$

$$Q = \omega \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot i}$$

h	b	ω	λ	R	C	i	$\sqrt{R \cdot i}$	Q
2	8	20	13,66	1,46	53,28	0,002	0,05	57,66
2	6	16	11,66	1,37	52,71	0,002	0,05	44,18
2	5	14	10,66	1,31	52,32	0,002	0,05	37,54

Tabelle 6: Ermittlung der Breite und Höhe des Umleitungskanals

Annahme: b = 5,00 m; h = 2,00 m; m = 1

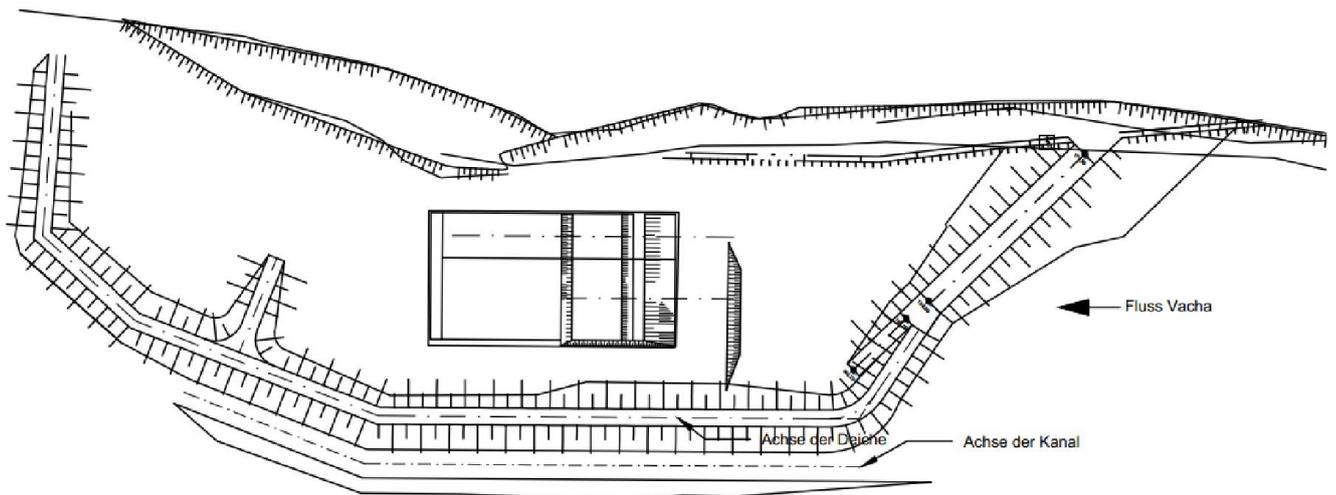


Abbildung 39: Umleitung des Abwassers

3.2.4. Umleitungsdeiche

Die Umleitungsdeiche werden nach der Beendigung der Ausgrabungsarbeiten für den Umleitungskanal ausgeführt.

Die Umleitungsdeiche werden mit einer Kammbreite von 3,0 m und einer Neigung der Abhänge 1:1,5 ausgeführt. Die maximale Höhe der Deiche ist 3 m.

Die Deiche werden aus Erdmaterialien, verdichtet in 20 cm Schichten bis eine Dichte von $18,5 \text{ kN} / \text{m}^3$ erreicht wird, ausgeführt. Zur Gewährleistung einer Wasserundurchlässigkeit des Deiches wird 2 mm. PVC – Folie zwischen zwei Schichten Geotextille gelegt. Der so erhaltene wasserdichte Schirm geht unter dem Grund des Flusses in der Tiefe von 1 m weiter.

Die Erdmaterialien, erforderlich für den Aufbau der Deiche, werden bei der Ausgrabung des Umleitungskanals und die Inseln im Fluss gewonnen.

Nach dem Aufschütten der zwei Umleitungsdeiche dürfen die Ausgrabungsarbeiten für das Wehr und die anderen Anlagen beginnen.

Nach der Beendigung der Bau – und Montagearbeiten dieser Etappe, werden die Deiche niedergerissen.

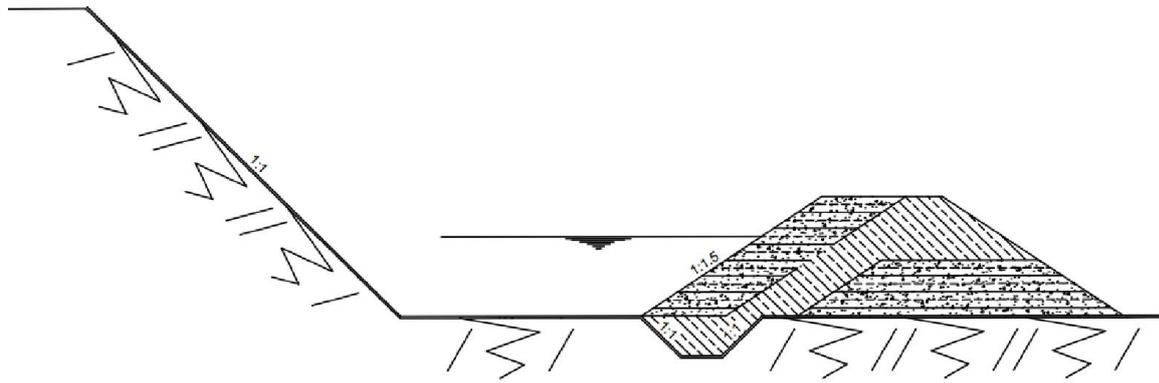


Abbildung 40: Umleitungsdeiche

3.2.5. Hauptanlagen

Die Ausführung der Hauptanlagen wird mit den Ausgrabungen für das Wehr, die Einlaufsanlage, das Maschinenhaus und den Auslauf beginnen. Die Ausgrabungen unter dem Wasserniveau im Fluss werden bei ununterbrochener Wasserschöpfung ausgeführt. Die Alluvial- und Gesteinmassen aus den Ausgrabungen werden in einem geeigneten Depot angesammelt, um für die notwendigen Dämme verwendet zu werden.

Die Betonarbeiten beim Wehr werden vom Umleitungsdeich beginnen. Die Lieferung des Betons wird auf dem rechten Ufer erfolgen.

3.2.5.1. Wehranlage

Für einen leichteren Zugang zu der Anlage von Dorf Kadievo und eine günstige Einspeiseverbindung mit dem Stromübertragungsnetz liegt das Wehr auf dem rechten Ufer des Flusses Vacha. Mittels hydraulischer Bemessungen werden die Länge und die Breite des Wehres, zusammen mit den notwendigen Öffnungen bestimmt (s.a. Kap. 4)

Die Flusssohle des bestimmten Profils liegt auf Höhe 165.00 m, das linke Ufer auf 173.00 m und das rechte Ufer auf Höhe 172.00 m. Auf den beiden Flussufern fahren landwirtschaftlichen Straßen durch, die beibehalten werden muss. Beide Straßen gehen unter der Eisenbahnbrücke in unmittelbarer Nähe des Flussbettes vorbei.

Die Kote des Wasserspiegels nach dem Absperren des Wassers beträgt 172.30 m. Parallel dem Flussbett geht auf dem linken Ufer einen Entwässerungskanal, der am Fluss ableitet. Die landwirtschaftliche Straße auf dem linken Ufer ist zwischen das Flussbett und den Kanal situiert.

Die gesamte Wehranlage liegt in dem Teil des Flusswasserlaufs am rechten Ufer. Die Verbindung mit dem linken Ufer ist als L- Profil- Stahlbetonwand und einen Deich hinten sie vorgesehen. Die Stahlbetonwand und die Deiche dahinter werden nach der Montage der

Klappen und des Verschlusses und nach der Umleitung des Wassers durch die Spüllöffnung ausgeführt.

Die Wasserfassung mit dem Wehr hat zum Ziel, eine ununterbrochene Ableitung der notwendigen Wassermenge vom Fluss Vacha in das Krafthaus bis zur Größe der Ausbauwassermenge zu sichern.

Damit vor allem Setzungen, Verschiebungen, Verdrehungen, Grundbruch und Auftrieb und Gründungsbedingungen zuverlässig verhindert werden, wird zusätzlich eine Verfestigung und Abdichtung des Baugrundes mit Zementinjektionen vorgesehen (J.Giesecke, E.Mosonyi, St.Heimerl, 2014). Die Achse der Injektionen fällt mit der Achse der Wehrkörper zusammen. Die Gesamtlänge der Injektion beträgt 66 m und reicht in eine Tiefe von bis zu 155,00 m ü.M. unter dem Wehr. Die Injektionen werden in schachbrettartig angeordneten Bohrlöchern, die aus 2 Reihen bestehen mit jeweils einem Meter Abstand, eingebaut. Der Injektionsgang wird nach dem Gießen des Betonspor des Wehrs, vor der Stützmauer ausgeführt, nachdem das Fundament der Wand aufgebaut wird, und für den Kraftwerkseinlauf – nach dem Gießen des Ausgleichbetons. Die Parameter der Durchführung dieser Arbeiten und das verbundene Bauverfahrenstechnik sind ein Gegenstand ein spezielles Projekt.

Nach dem Wehr wird ein Tosbecken für die Energieumwandlung ausgeführt.

3.2.5.2. Einlaufbauwerk

Die Einlaufsanlage befindet sich unmittelbar am rechten Ufer des Flusses, auf der linken Seite befindet sich das Wehr. Ihre Abmessungen im Plan sind 6,85 / 15,20 m. Ihre Hauptaufgabe ist die notwendigen Wassermengen zu fassen und diese zum Eingang des Krafthauses mit minimalen Druckverlusten zu führen.

Ihre Lage im Plan ist mit einem kleinen Rückzug zur Wasserseite gegenüber dem Wehr. Dies wird so gemacht, um einfacheres Auswaschen der Anschwemmungen vor der Schwelle zu gewährleisten. Aus demselben Grund ist die Höhe des Überlaufbands mit einhalb Meter über diesen der Spüllöffnung - 166.50 m gewählt.

Über den Überfallrand befindet sich die Einlaufsöffnung (Abmessungen 5 m horizontal und 5,85 m. vertikal) mit einem Gitter unter dem Winkel 70°. Der lichte Abstand zwischen die Stäbe des Gitters ist 5 cm.

Die Projektwassermenge, wofür das Einlaufbauwerk und das Gitter dimensioniert sind, ist 22 m³ / sek.

An der Eingangsöffnung mit dem Gitter befindet sich ein Steg auf einer Höhe von 173,80 m., auf dem es vorgesehen ist, eine Rechenreinigungsmaschine montiert zu werden.

Nach dem Steg mit der Rechenreinigungsmaschine befinden sich Nischen zur Montage eines Notverschlusses. Der ganze Abschnitt des Grundes der Einrichtung nach dem Überfallrand dem Eingang bis zur Stelle des Verschlusses ist horizontal, und der nächste Abschnitt ist geneigt (geteilt in zwei Abschnitten mit verschiedenen Neigungen) und endet mit dem Eingang der Kraftanlage. Die beiden Konstruktionen sind mit einer Fuge, gedichtet mit einem waterstop – Band, getrennt.

Der Verschluss besteht aus einer Stahltafel mit Gummidichtungen und Lagern. Die Öffnungsabmessungen sind mit $W \times H = 5,0 \times 6,6$ m und die maximale Fallhöhe beträgt 6,3 m. Der Verschluss dient dem Reparaturziel und ist auf dem Turbineneinlauf angeordnet. Der Antrieb wird durch Autokran erzielt und immer in Stillstand des Wassers bei gleichem Druck.

Über den zweiten Abschnitt der Eingangseinrichtung ist auch einen Steg auf einer Höhe von 173,80 m. vorgesehen.

Die Ausführung der Fundierung des Einlaufsbauwerkes ist auf einen Felsen auf der Höhe von 158,95 m. vorgesehen. Auf dieser Höhe ist es vorgesehen, Ausgleichbeton mit einer Dicke von 25 cm., gegossen zu werden, auf dem die Fundamente der Stahlbetonwände der Konstruktion errichtet werden. Der Raum, welchen die Stahlbetonwände umgeben, wird mit einer gedichteten Aufschüttung gefüllt, auf der Unterbeton mit einer Dicke von 10 cm gegossen werden, der als ein Fundament für das Gießen einer Bodenplatte dienen wird.

Eine schlechte Gestaltung des Niederdruckturbineneinlasses kann zu einer ungleichmäßigen Anströmung der Turbine führen. Folgende Merkmale beeinflussen die Leistung und die Betriebseigenschaften der Turbine während ihrer Nutzungsdauer. Gemäß des Fisher- Franke- Kriteriums müssen für eine gute Konstruktion des Einlaufbauwerkes nachfolgende Anforderungen erfüllt werden (Mauricio Angulo, Sergio Liscia, 2013):

1. Die normierte axiale Fließgeschwindigkeit in dem Einlaufsbereich muss an eine bestimmte räumliche Verteilung, als Fisher- Franke- Grenzen benannt, angepasst werden;
2. Im Bereich der Rechenreinigungsmaschine darf die Anströmgeschwindigkeit ± 5 % der mittleren axialen Fließgeschwindigkeit nicht überschreiten;
3. Strömung ohne Absonderungen und Luftansaugwirbeln;
4. Geschwindigkeitsverteilung innerhalb $\pm 10\%$ von der mittleren Geschwindigkeit;
5. Abweichung der örtlichen Fließgeschwindigkeit darf nicht mehr als 5° betragen.
6. Es ist sicherzustellen, dass die Strömung beschleunigt wird. Das kann am besten mit Hilfe einer Verziehung erzielt werden.

Im Rahmen einer „reference section“ werden diese Bedingungen überprüft und bewertet.

3.2.5.3. Auslaufbauwerk

Der Auslauf befindet sich unmittelbar nach dem Maschinenhaus. Seine Hauptaufgabe ist das Ablassen der durch die Turbine abgearbeiteten Wassermengen ins Flussbett, ohne eine unnötige Erhöhung des unteren Betriebswasserspiegel. Die Abmessungen im Plan sind 6,50 / 25,20 m, indem die innere Breite variabel- 4,60÷5,05 m ist. Die Höhe des Grundes ist 161,80 m im Anfangsabschnitt. Danach folgt ein Abschnitt mit einer Neigung von 15,6 % und Länge – 23,40 m, der mit einem Stirnüberfall auf einer Höhe von 165,45 m. endet. Auf der linken Seite des zweiten Abschnitts befindet sich einen Streichwehr mit einer Länge von 17 m., der auch auf einer Höhe von 165,45 m. ist.

Es ist vorgesehen, das Auslaufbauwerk auf Unterbeton mit einer Dicke von 10 cm. (15 cm.) fundiert zu werden, die Höhe der Fundierung ist variabel - 160.75 ÷ 164.75 m. Zwischen dem Maschinenhaus und dem Auslauf ist eine Fuge, gedichtet mit einem waterstop – Band, vorgesehen.

Zwischen der Turbineneinheit und dem Unterwasser ist ein Saugrohr angeordnet. Dieses erfüllt die folgenden Aufgaben (J.Giesecke, E.Mosonyi, St.Heimerl, 2014):

- Sicherung der Ausnutzung der Höhendifferenz zwischen Laufrachse und Unterwasserspiegel (statische Saughöhe). Diese statische Saughöhe darf nicht überschritten werden, da sonst am Laufrad Kavitation eintritt. Bei der Kavitation verwertet die Turbine den Potentialunterschied zwischen Turbinenachse und Unterwasserspiegel.
- Die Rückgewinnung von Energie aus dem die Turbine verlassenden Wasser, durch die allmähliche Erweiterung des Durchflussquerschnittes (dynamische Saughöhe). Bei der dynamischen Saughöhe entsteht der eigentlicher Saugeffekt. Dabei wirkt das Saugrohr wie ein Diffusor, da die Umwandlung der kinetischen in die potentielle Energie des Wassers nur mit hohen Verlusten erfolgen kann.

Die Bemessung erfolgt häufig mit Hilfe eines Modellversuches, sowohl an einem reellen als auch an einem virtuellen, rechnerischen Modell. Dieser wird meist vom Turbinenhersteller durchgeführt. Der verbleibende Verlust ist deshalb in der Regel auch im Turbinenwirkungsgrad enthalten, d.h. das Saugrohr wird als Teil der Maschine betrachtet.

3.2.5.4. Maschinenhaus

Die Konstruktion des Maschinenhauses, zusammen mit der ausgewählten Ausrüstung, ist Gegenstand ein weiteres Kapitel dieser Diplomarbeit als Grundpunkt der Problematik.

3.2.6. Arbeitsschutz und -sicherheit

Die Bau- und Montagearbeiten und die Bedingungen, bei denen diese ausgeführt werden, sind traditionell für den Wasserbau und für diese gelten die bestehenden Vorschriften und Anforderungen. Es ist erforderlich, dass die Arbeiter über die Bedingungen, bei denen sie arbeiten werden, gewarnt und instruiert sind, und dass sie mit geeigneter Kleidung und Ausrüstung versorgt sind.

Auf dem Objekt soll ein Gesundheitszentrum mit dem notwendigen Personal und Mitteln für Nothilfe vorhanden sein. Bei Nachtarbeit soll das Objekt gut beleuchtet sein. Die tiefen Ausgrabungen werden mit einem gefahrlosen Abhang 1:1 beim Grund unter dem Bodenniveau und 2:1 darüber projektiert.

Da es in einer feuchten Umgebung gearbeitet wird, sollen die elektrischen Geräte und die Kabel, die diese verbinden, wasserdicht und abgesichert sein.

Es soll eine sichere Verbindung mit den Sicherheits- und Gesundheitsversorgungsbehörden geben.

Das Wasserniveau im Fluss muss besonders aufmerksam überwacht werden und bei jedem Anstieg des Wasserstands müssen die Bauarbeiten unterbrochen werden und alle Baumaschinen müssen auf einen trockenen und sicheren Ort versetzt werden.

Die Ausführung von Bau- und Montagearbeiten wird auch bei ungünstigen Wetterbedingungen (Gewitter, starker Schneefall, schwerer Regen und / oder Wind, dichter Nebel) unterbrochen.

Nach dem Aufbau des Netzes hydrotechnischer Einrichtungen sollen Warn- und Verbotsschilder rund um den See und die Einrichtungen gesetzt werden.

Die Ausführung aller Anlagen muss in der Periode des niedrigen Wasserniveaus (ab VII bis X Monat) erfolgen.

3.3. PRÜFUNG DER ANLAGEN

Nach dem Bau müssen alle Anlagen geprüft und dabei entsprechenden Kontrollen und Prüfungen unterzogen werden, um ihre Übereinstimmung mit der Bauart und mit den für sie geltenden Anforderungen zu überprüfen. Jede Anlage muss einzeln hinsichtlich ihrer technischen Überwachung überprüft, gefolgt von einer komplexen Prüfung aller Anlagen zusammen.

4. HYDRAULISCHE BEMESSUNG DES SYSTEMS

4.1. WEHRANLAGE

4.1.1. Ermittlung der natürlichen Tiefe nach dem Wehr bei $Q_{1\%} = 260,00 \text{ m}^3/\text{s}$

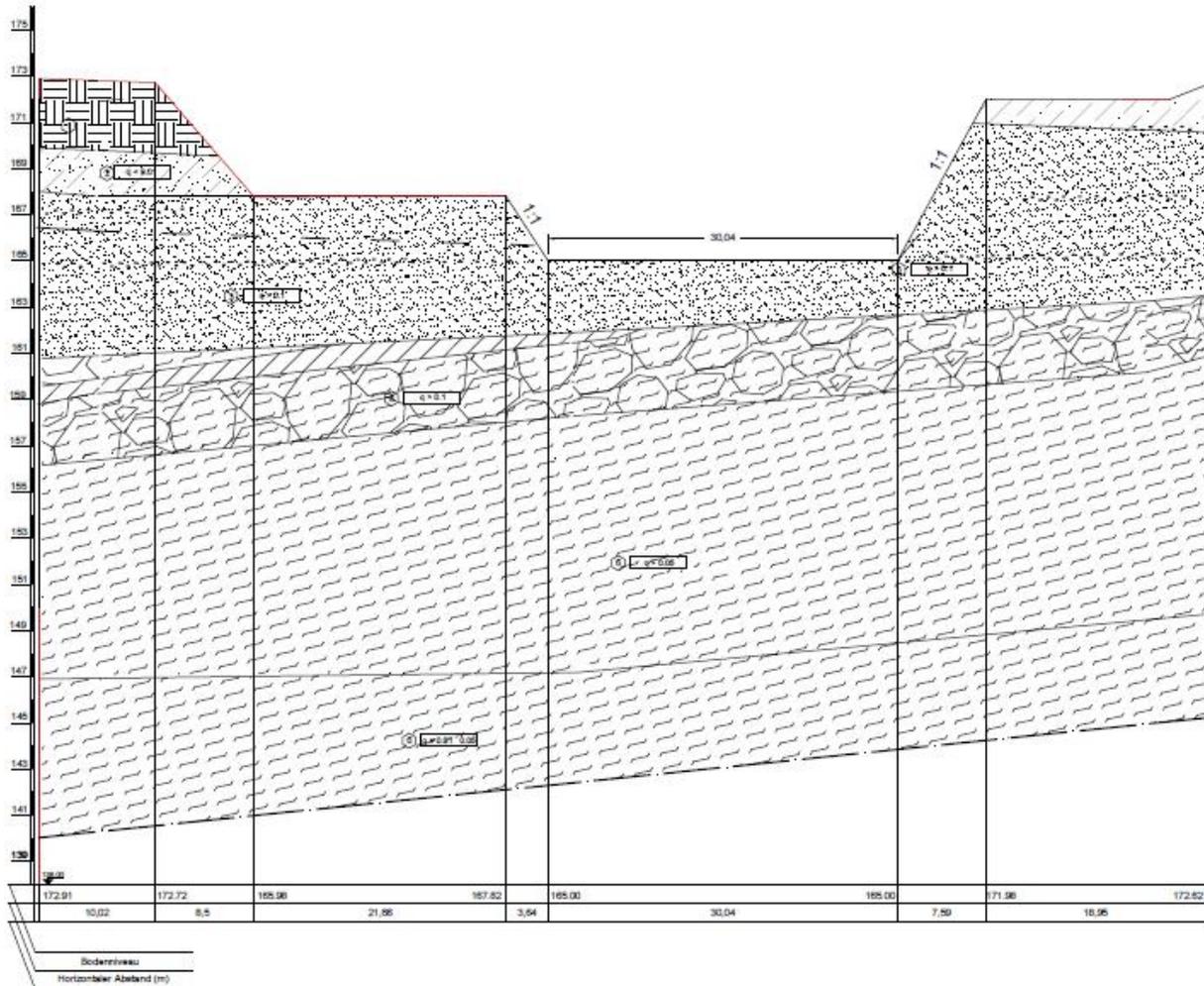


Abbildung 41: Vereinfachter geologischer Querschnitt des Flusstals im Profil des Wasserkraftwerkes

Die Wassermenge bei gleichmäßiger Bewegung nach "Hydraulik- E. Marinov, B. Kazakov, M. Maradzieva" ist:

$$Q = \omega \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot J} = K \cdot \sqrt{J}, \text{ wo } K = \omega C \sqrt{R} \text{ (s. 156)}$$

K [L^3T^{-1}]- Modul der Wassermenge

B , [m] - Breite der Flusssohle auf dem Wasserspiegel

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} [\text{m}^{0,5}] - \text{Geschwindigkeitsbeiwert nach Manning (1890) (bei } n = 0,025)$$

n - Rauigkeitsbeiwert

ω , [m^2]- Querschnittsfläche

$$\omega = (B+mh)h, [m^2]$$

χ - benetzte Fläche bei entsprechender h

$$\chi = B + 2h\sqrt{1+m^2}$$

R , [m]- hydraulischer Radius

$$R = \frac{\omega}{\chi}; i = 2\text{‰}$$

Tabelle 7: Bestimmung der Durchfluss nach verschiedenen Wassertiefen

h	ω	χ	R	C	$K=\omega.C.\sqrt{R}$	\sqrt{J}	Q	B
0,25	7,56	30,71	0,25	31,67	118,9	0,0447	5,31	30,50
0,50	15,25	31,41	0,49	35,46	376,8	0,0447	16,84	31,00
0,75	23,06	32,12	0,72	37,85	739,7	0,0447	33,06	31,50
1,00	31,00	32,83	0,94	39,62	1193,5	0,0447	53,35	32,00
1,25	39,06	33,54	1,16	41,03	1729,8	0,0447	77,32	32,50
1,50	47,25	34,24	1,38	42,21	2342,5	0,0447	104,71	33,00
1,75	55,56	34,95	1,59	43,21	3027,4	0,0447	135,32	33,50
2,00	64,00	35,66	1,79	44,10	3780,9	0,0447	169,01	34,00
2,25	72,56	36,36	2,00	44,88	4600,5	0,0447	205,64	34,50
2,40	77,76	36,79	2,11	45,31	5122,9	0,0447	228,99	34,80
2,50	81,25	37,07	2,19	45,59	5483,7	0,0447	245,12	35,00
2,60	84,76	37,35	2,27	45,85	5854,5	0,0447	261,70	35,20
2,75	90,06	37,78	2,38	46,23	6429,0	0,0447	287,37	35,50
3,00	99,00	38,49	2,57	46,82	7434,6	0,0447	332,33	36,00

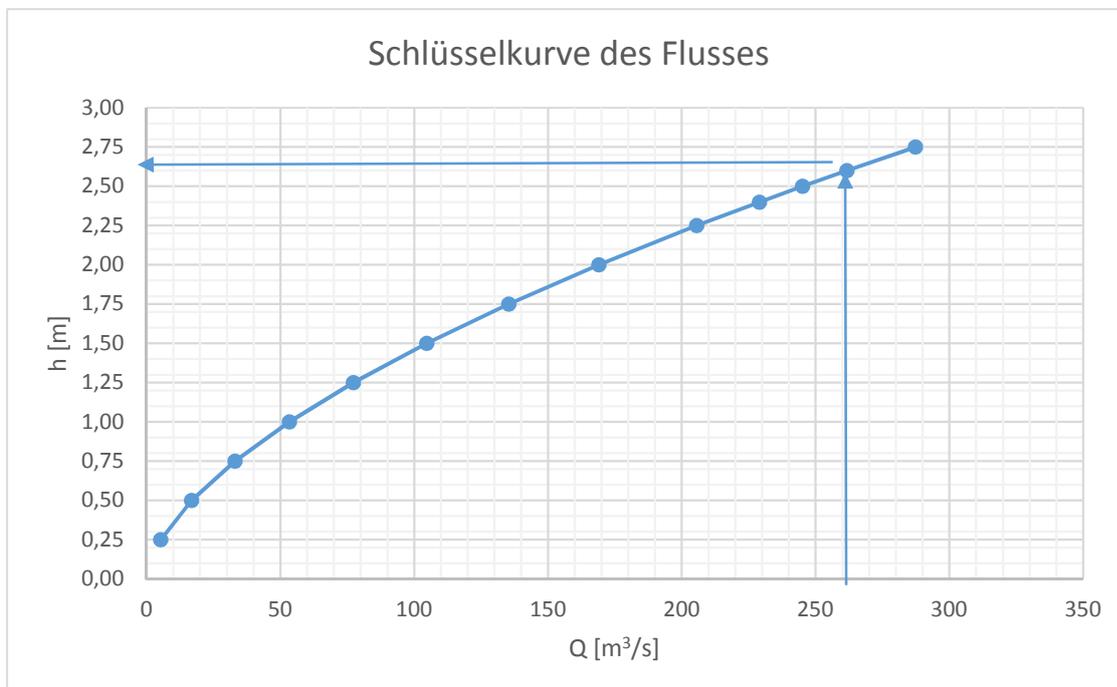


Abbildung 42: Abflusskurve des Flusses im Unterwasser des Wehres bei $Q_{1\%} = 260,00 \text{ m}^3/\text{s}$

Wir nehmen $h = 2,60 \text{ m}$ bei $B = 35,2 \text{ m}$ an.

4.1.2. Wehr mit pneumatischer Stauklappe (Wehrklappensystem)

Ein Wehrklappensystem „Obermeyer“ ist vorgesehen. Das System ist von unten an der Dammkrone gelenkig befestigt und weist eine automatische Regelung des Oberwasserspiegels auf. Aufgrund der Modulbauweise ist die Installation und Wartung vereinfacht. Das dünne Profil der Stahlpaneelen wird über die gesamte Breite von aufblasbaren Luftkissen gestützt (© 2013 Obermeyer Hydro, Inc., 2013)

1) Variante I

Wehranlage mit Stauklappe bei $Q_{1\%} = 260,00 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q_{5\%} = 35,00 \text{ m}^3/\text{s}$

a) Ohne Spülöffnung

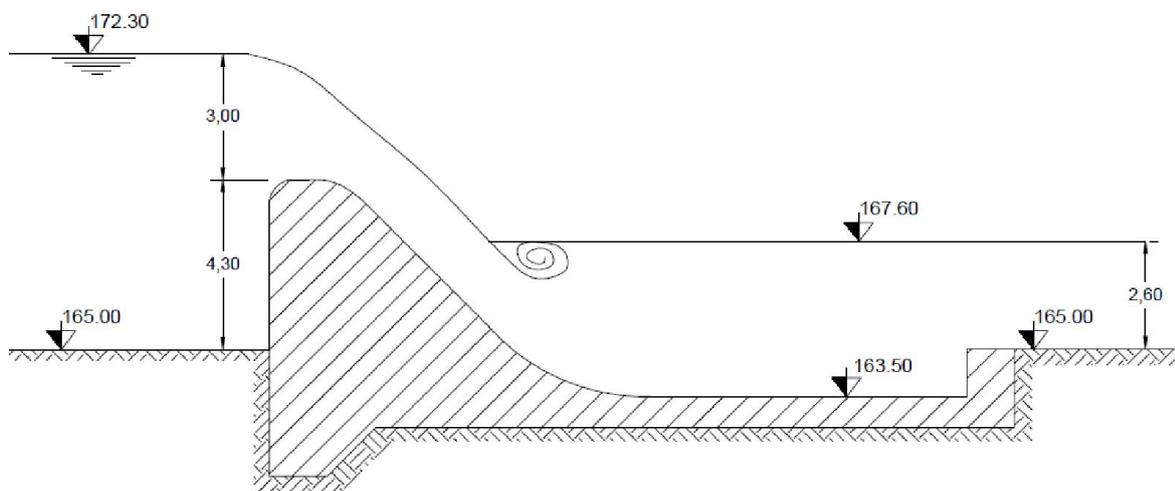


Abbildung 43: Wehranlage ohne Spülöffnung

$$Q = \varepsilon \cdot m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} = \varepsilon \cdot M \cdot b \cdot H^{3/2} \quad (\text{s. 311 aus (E. Маринов, Б. Казаков, М.}$$

Мараджиева, И. Минков, 2011))

$m = 0,45$ - Koeffizient der Wassermenge

$$M = m \cdot \sqrt{2g} = 1,99$$

ε - seitliche Strahlkontraktion

Annahme: $\varepsilon = 0,95$

$$260 = 0,95 \cdot 1,99 \cdot b \cdot 3^{3/2} = 9,82 \cdot b$$

$$b = \frac{260}{9,82} = 26,50 \text{ m'}$$

b) Mit Spülöffnung

Bei $H = 3,50 \text{ m}$ und $b = 8,00 \text{ m}$

$$Q_2 = 0,95 \cdot 1,99 \cdot 8,00 \cdot 3,50^{3/2} = 99,00 \text{ m}^3 / \text{s}$$

c) Wehr mit Klappen- $H = 3,00$ m und Spülöffnung $b = 8,00$ m und $H = 3,50$ m

- für die Spülöffnung - $Q_2 = 99,00 \text{ m}^3/\text{s}$

- für das Wehr - $Q_1 = Q - Q_2 = 260 - 99 = 161,00 \text{ m}^3/\text{s}$

$b = ?$

Die spezifische Wassermenge bei $b = 1,00$ m wird:

$$q_1 = 0,95 \cdot 1,99 \cdot 1,3,50^{3/2} = 12,38 \text{ m}^3 / \text{s} / \text{m}' \text{ für die Wehranlage}$$

$$\text{für } Q_1 = 161,00 \text{ m}^3 / \text{s} \rightarrow b_1 = \frac{161,00}{12,38} = 13,01 \text{ m} \rightarrow \text{Annahme } b_1 = 14,00 \text{ m}$$

d) Gesamte Länge der Wasserfassung

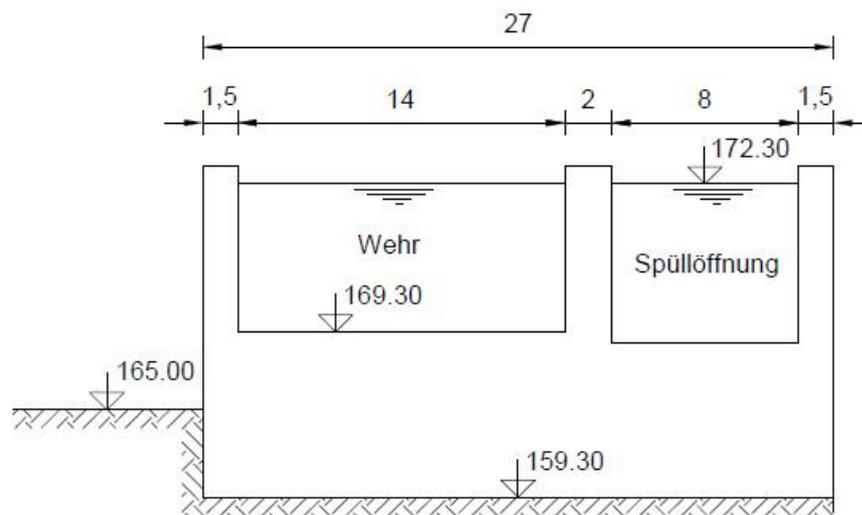


Abbildung 44: Querschnitt der Wehranlage mit Spülöffnung (Schema)

2) Variante II

Spülöffnung mit eintauchendem Rollschutz $800/300$ cm und Wehr mit Klappen $H = 3,00$ m und Länge $L = 12,00$ m

a) Spülöffnung $8,00/3,00$ m

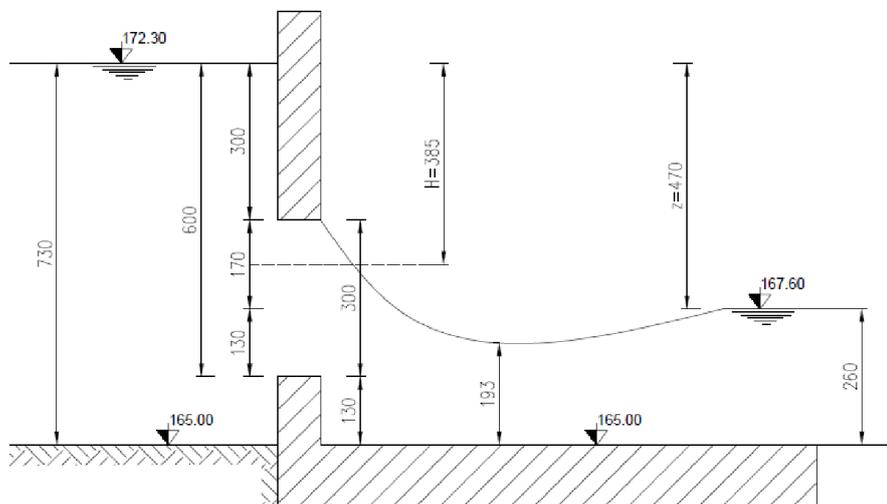


Abbildung 45: Längsschnitt der eingetauchten Spülöffnung mit Rollschutz

$$Q = Q_1 + Q_2$$

$$Q_1 = M \cdot \omega_1 \cdot \sqrt{H} - \text{nicht eintauchender Ausfluss}$$

$$Q_2 = M \cdot \omega_2 \cdot \sqrt{z} - \text{eintauchender Ausfluss}$$

$$M = \mu \cdot \sqrt{2g} = \mu \cdot 4,43 \rightarrow \mu = 0,70 \text{ (Annahme - s.273)}$$

$$M = 0,70 \cdot 4,43 = 3,10$$

$$\omega_1 = 8,00 \cdot 1,70 = 13,60 \text{ m}^2$$

$$\omega_2 = 8,00 \cdot 1,30 = 10,40 \text{ m}^2$$

$$Q_1 = 3,10 \cdot 13,60 \cdot \sqrt{3,85} = 82,72 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$Q_2 = 3,10 \cdot 10,40 \cdot \sqrt{4,70} = 69,89 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$Q = Q_1 + Q_2 = 82,72 + 69,89 = 152,61 \text{ m}^3 / \text{s}$$

b) Wehr mit Klappen H= 3,00 m

$$Q_3 = Q_{1\%} - Q = 260,00 - 154,00 = 106,00 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$q_1 = 0,95 \cdot 1,99 \cdot 1,3 \cdot 00^{3/2} = 9,82 \text{ m}^3 / \text{s} / \text{m}' \text{ für das Wehr}$$

$$\text{3a } Q_3 = 106,00 \text{ m}^3 / \text{s} \rightarrow b = \frac{106,00}{9,82} = 10,79 \text{ m} \rightarrow \text{Annahme } b = 11,00 \text{ m}$$

c) Gesamte Länge der Wasserfassung

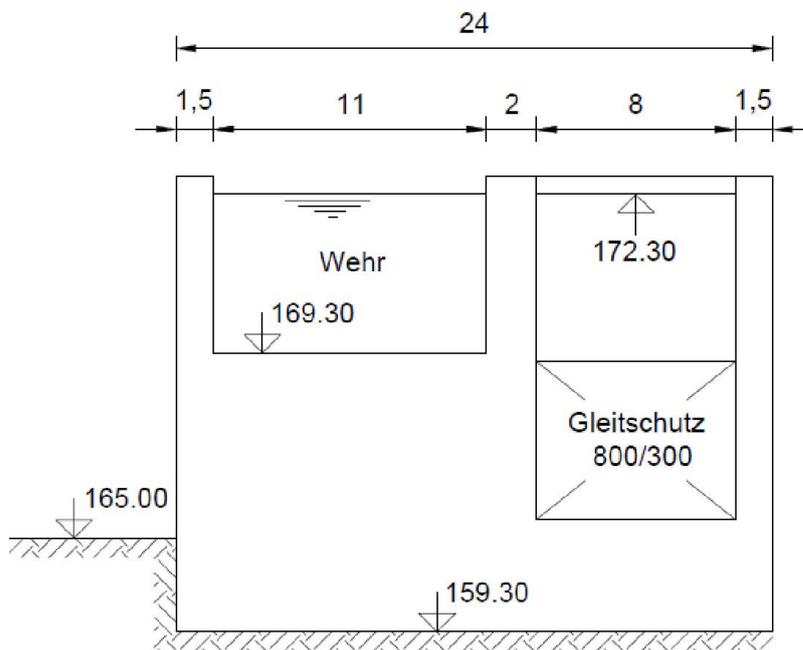


Abbildung 46: Querschnitt der Wehranlage mit eingetauchter Spülöffnung (Schema)

Für die Durchführung wird Variante II angenommen, weil eine effizientere Spülung vor der Wasserfassung und vor der Wehranlage gewährleistet wird und auch eine reduzierte Länge des Wehres mit 3,00 m angestrebt wird.

4.2. TOSBECKENBEMESSUNG

Dabei ist die Dimensionierung der Tosbeckenlänge und -eintiefung sowie die Anordnung der Störelemente bzw. Rauigkeitskörper entscheidend für eine ausreichende Energieumwandlung im Tosbecken und eine Vermeidung von Kolkbildungen im Unterwasser. Im Grundsatz wird das strömende Wasser im Bereich des Wehrrückens in einen schießenden Abfluss überführt, der im Tosbecken unter Bildung eines Wechselsprunges wieder in eine strömende Abflussform überführt wird. (Müller B., 2003)

$$Q_{1\%} = 260,00 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$h_{nat} = 2,60 \text{ m}$$

$$Q_{Klappen} = 106,00 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$B_{Energ.} = 12,00 \text{ m} \rightarrow (\text{nach den Klappen})$$

$$q = \frac{106,00}{12,00} = 8,83 \text{ m}^3 / \text{s} / \text{m}'$$

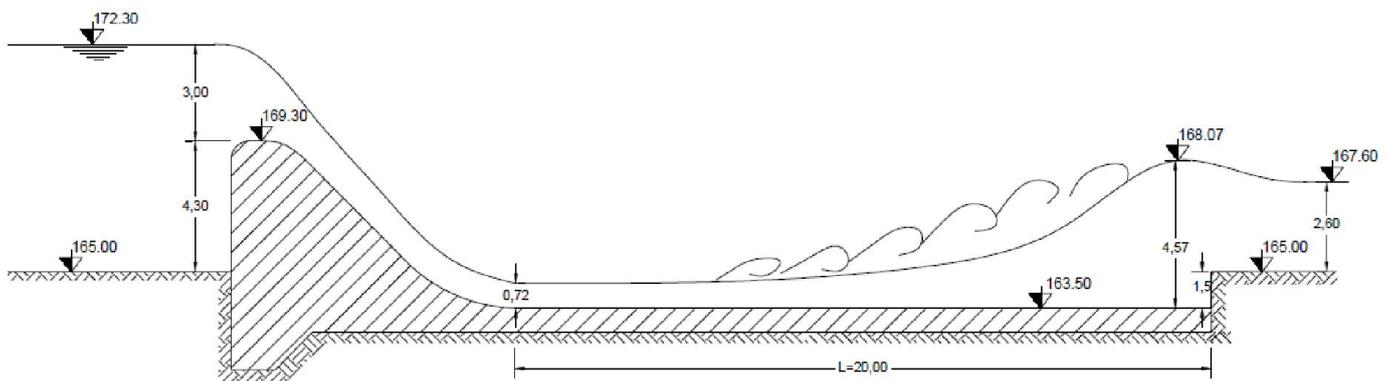


Abbildung 47: Längsschnitt des Tosbeckens (Schema)

$$T = 172,30 - 163,50 = 8,80 \text{ m}$$

$$T = h_c + \frac{q^2}{2 \cdot g \cdot \phi^2 \cdot h_c^2} \rightarrow h_c = 0,72 \text{ m}$$

$$h_c'' = 0,5 \cdot h_c \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{8 \cdot \alpha \cdot q^2}{g \cdot h_c^3}} - 1 \right) = 4,57 \text{ m}$$

h_c - Eingangsschussstrahles

h_c'' - konjugierte Wassertiefe

$$\nabla WS_{h_c''} = 163,50 + 4,57 = 168,07$$

$$\nabla WS_{h_e} = 167,60$$

4.2.1. Tosbeckenlänge

$$L = \beta \cdot l_{spr.}$$

$$\beta = 0,7 \div 0,8$$

$$l_{spr.} = 10,3 \cdot h_c \cdot (\sqrt{Fr_1} - 1)^{0,81} - s \cdot 258 / \text{hydraulik}$$

$l_{spr.}$ - Länge des Wechselsprunges

$$Fr_1 = \frac{\alpha \cdot q^2}{g \cdot h_c^3} = \frac{1,03 \cdot 8,83^2}{9,81 \cdot 0,72^3} = 15,79$$

$$l_{spr.} = 28,49 \text{ m}$$

$$L = 19,94 \text{ m}$$

Annahme: $L = 20,00 \text{ m}$

4.3. FISCHAUFSTIEGSANLAGE

Die Fischaufstiegsanlage wird für Wassermengen von $0,220 \text{ m}^3/\text{s}$ ausgelegt. Mit einer Gesamtlänge von $48,00 \text{ m}$, eine Breite von $3,76 \text{ m}$ ist der Beckenpass auf 35 Becken aufgeteilt, die schachtbettartig in zwei Reihen angeordnet werden. Die Wasserspiegeldifferenz zwischen den einzelnen Becken beträgt $\Delta h = 0,20 \text{ m}$, die Tiefe der Becken schwankt von $1,00$ zu $0,60 \text{ m}$.

Der Einlauf des Fischpasses wird nur mit einem Schlupfloch mit den Abmessungen $a = 0,40 \text{ m}$ und $h = 0,40 \text{ m}$ gestaltet, durch dem $Q = 0,220 \text{ m}^3/\text{s}$ durchfließt.

Zwischen den einzelnen Becken sind noch Schlupflöcher auf der Längsspermauer mit den Abmessungen $b_s = 0,35 \text{ m}$ und $h_s = 0,35 \text{ m}$ und den Kronenausschnitten mit Länge $b_a = 0,30 \text{ m}$ vorgesehen. Durch beiden Verbindungsöffnungen fließt eine Wassermenge von $Q = 0,220 \text{ m}^3/\text{s}$ durch. Die Restmenge bis zum minimalen zulässigen Abfluss $Q_{zul.} = 1,84 \text{ m}^3/\text{s}$ kann sowohl durch die Spülöffnung der Wehranlage sichergestellt, als auch durch eine kleine separat gestellte Turbine verarbeitet wird.

Der Boden der Becken wird mit einer 20 cm dicken Substratschicht aus Kies- oder Gesteinsbruch bedeckt.

4.3.1. Einlauf

$Q_{RW} = 0,220 \text{ m}^3/\text{s}$ - ökologische Restwassermenge;

- Schlupflochwahl: ein rechteckiger Querschnitt mit folgenden Abmessungen

$$a = 0,4 \text{ m}; h = 0,4 \text{ m} \text{ wird angenommen}$$

- Die zulässige Geschwindigkeit wird überprüft:

$$v = Q/\omega = 0,220/0,16 = 1,38 \text{ m/s}$$

$$v = 1,38 \text{ m/s} < v_{\max} = 2,0 \text{ m/s}$$

- Ermittlung der Druckhöhenverluste bei der Öffnung

$$Q_{\text{öff.}} = \mu \cdot \omega \cdot \sqrt{2g \cdot \Delta h}$$

$$\mu = \mu_s \cdot \left(1 + k \cdot \frac{s}{S}\right) \text{ -Ausflussbeiwert mit unvoller Strahlkontraktion}$$

$$\mu_s = 0,62 \text{ -Ausflussbeiwert mit voller Strahlkontraktion}$$

$$k = 0,152 \text{ - für Quadratmaschen}$$

s – Teillänge ohne Strahlkontraktion

S – Umfang der ganzen Masche

$$\mu = 0,7$$

$$\Delta h = \frac{Q_{RW}^2}{\mu^2 \cdot \omega^2 \cdot 2g} = \frac{0,220^2}{0,7^2 \cdot 0,16^2 \cdot 2 \cdot 9,81} = \frac{0,0484}{0,224} = 0,197m$$

$\Delta h = 0,20m$ - hydraulische Verluste

4.3.2. Schlupflöcher und Kronenausschnitte

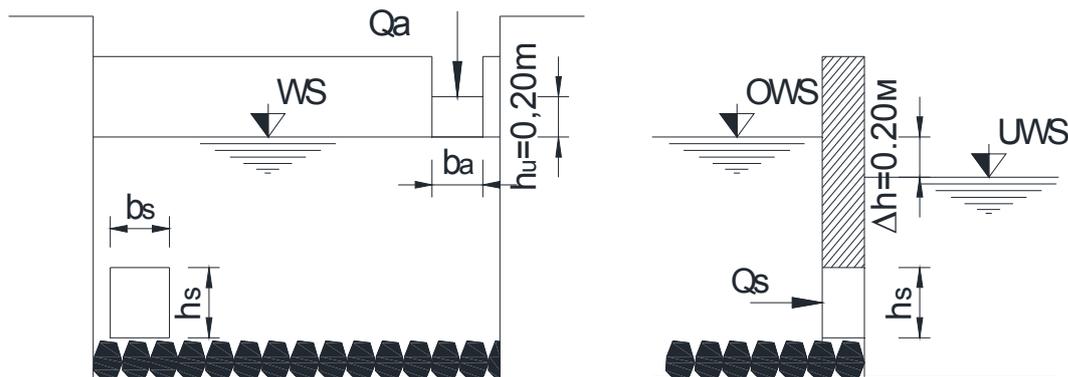


Abbildung 48: Querschnitte durch die Schlupflöcher und Kronenausschnitte

- Ermittlung dem Abfluss über die Kronenausschnitte

$$Q_a = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot \sigma \cdot b_a \cdot \sqrt{2g} \cdot h_u^{3/2}$$

$$m = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot \sigma = 0,4$$

$\mu \approx 0,6$ – Überfallbeiwert

$$\sigma = \left[1 - \left(1 - \frac{\Delta h}{h_u} \right)^{1,5} \right]^{0,385} = 1 \text{ - Abminderungsbeiwert}$$

$b_a = 0,3m$ - Breite der Überfallkrone

$h_{ii} = 0,20m$ - Höhe der Überfallkrone

$$Q_a = m.b.\sqrt{2g}.h_{ii}^{3/2} = 0,048 m^3/s$$

- Ermittlung der Schlupflächabmessungen

$$Q_s = Q_{RW} - Q_a = 0,220 - 0,048 = 0,172 m^3/s$$

$$Q_s = \mu.\omega.\sqrt{2g.\Delta h} \text{ - Ausfluss aus kleiner Öffnung}$$

$$\mu = \mu_s.(1 + k.\frac{S}{S}) \text{ - Ausflussbeiwert mit voller Strahlkontraktion}$$

$k = 0,152$ - für Quadratmaschen

s - Teillänge ohne Strahlkontraktion

S - Umfang der ganzen Masche

$$\mu = 0,75$$

$$\omega = \frac{Q_s}{\mu\sqrt{2g.\Delta h}} = \frac{0,172}{0,75 \cdot 1,98} = 0,116 m^2 \rightarrow b_s = h_s = 0,341 m$$

Annahme: $b_s = h_s = 0,35m$

4.3.3. Ermittlung der Mindestgröße des Durchflusses bei $Q_{DF\%} = 1,84 m^3/s$

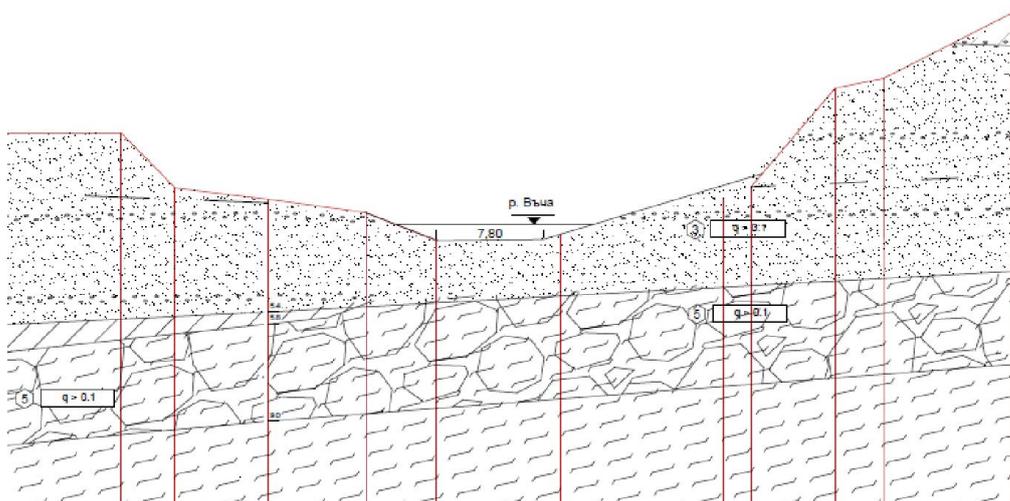


Abbildung 49: Vereinfachter Profil bei $Q=1,84 m^3/s$

$$Q = \omega.c.\sqrt{R.J} = K.\sqrt{J}, \text{ wo } K = B.C.h^{1,5}$$

B , [m] - Breite der Flusssohle auf dem Wasserspiegel

ω , [m²]- Querschnittfläche

$$\omega = B \cdot h, [m^2]$$

χ - benetzte Fläche bei entsprechender h

$$\chi = B + 2h\sqrt{1+m^2}$$

R , [m]- hydraulischer Radius

$$R = \frac{\omega}{\chi}; i = 2\text{‰}$$

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} [\text{m}^{0,5}] - \text{Geschwindigkeitsbeiwert (bei } n = 0,025)$$

n – Rauigkeitsbeiwert

Tabelle 8: Bestimmung der Wassertiefe bei dem minimalen zulässigen Abfluss

h	ω	χ	R	C	$\frac{K=B \cdot C \cdot h}{1.5}$	\sqrt{J}	Q	B
0,1	3,01	30,28	0,10	27,22	6,4	0,0447	0,28	7,40
0,13	3,92	30,37	0,13	28,43	9,9	0,0447	0,44	7,46
0,15	4,52	30,42	0,15	29,11	12,7	0,0447	0,57	7,50
0,20	6,04	30,57	0,20	30,53	20,8	0,0447	0,93	7,60
0,25	7,56	30,71	0,25	31,67	30,5	0,0447	1,36	7,70
0,30	9,09	30,85	0,29	32,63	41,8	0,0447	1,87	7,80

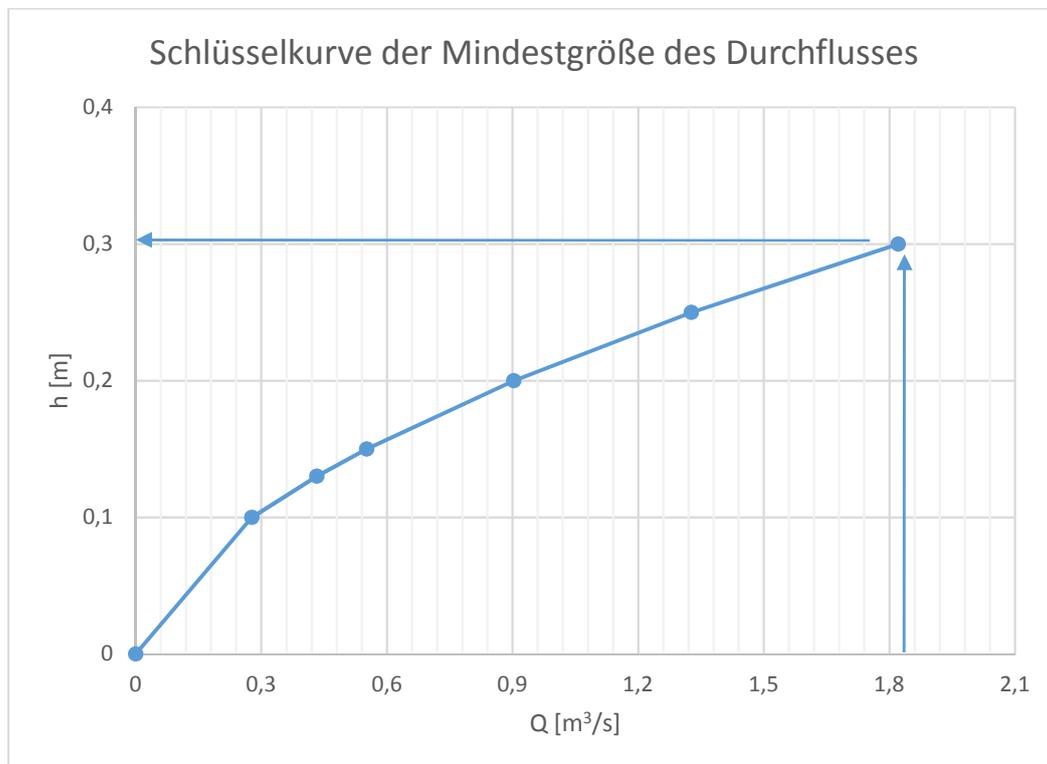


Abbildung 50: Abflusskurve des Flusses im Unterwasser des Fischpasses bei $Q_{DF\%} = 1,84 \text{ m}^3/\text{s}$

Wir nehmen $h = 0,30 \text{ m}$ bei $B = 7,80 \text{ m}$ ($Q = 1,84 \text{ m}^3/\text{s}$) an.

4.3.4. Beckenabmessungen

Wasserspiegeldifferenz zwischen Ober- und Unterwasser:

$$h_{ges} = 7m$$

Die maximale Wasserspiegeldifferenz darf $\Delta h = 0,2m$ nicht überschreiten. Die erforderlichen Becken sind:

$$n = \frac{h_{ges}}{\Delta h} = \frac{7}{0,2} = 35 \text{ Becken}$$

Wir nehmen eine mittlere Wassertiefe in den Becken von $h_m = 0,8m$ (Das Wasserspiegeldifferenz in den Becken schwankt zwischen 1,0 und 0,6 m) und eine Dicke der Staubohlen von $d = 0,25m$

Beckenlänge:

Aufgrund der großen Menge der Becken und die Voraussetzung, dass der minimale zulässige Abfluss auf Höhe 0,30 m erzielt wird, wird ein schachbrettartiger Fischpass annehmen, um die Gesamtlänge zu reduzieren.

$$(l_b - d) = \frac{\rho g \Delta h Q_{ök}}{E b h_m} = \frac{9,81 \cdot 1000 \cdot 0,2 \cdot 0,220}{150 \cdot 1,45 \cdot 0,8} = \frac{431,64}{174} = 2,45m \rightarrow 2,5m$$

$$l_b = 2,5 + 0,25 = 2,75m$$

5. STATISCHE BEMESSUNG DER WEHRANLAGE

5.1. KRÄFTE AUF WEHRKÖRPER

Zum Nachweis der Standsicherheit des Wehres (Gleitsicherheit, Einhaltung zulässiger Sohldruckspannungen, bei Felsgestein als Untergrund auch der Kippsicherheit) werden die angreifenden Kräfte ermittelt und in ungünstigen, aber möglichen Kombinationen zusammengestellt. Für verschiedene Lastfälle (z. B. Hochwasserabfluss, Normalstau, Reparaturzustand, Bauzustände) sind die Nachweise zu führen. Grundsätzlich werden die Kippsicherheit und die Gleitsicherheit durchgeführt. Aufgrund der großen Masse der Wehrkörper ist keine Sicherheit gegen Aufschwimmen vorgesehen. Außer den statischen Lasten wird auch die dynamische Einwirkung (seismische Kraft) gelöst.

Bei einer ständigen Einwirkung G wird vorausgesetzt, dass sie während der gesamten Nutzungsdauer wirkt und dass ihre zeitliche Größenänderung gegenüber dem Mittelwert vernachlässigbar ist. Im Gegensatz dazu ist bei einer veränderlichen Einwirkung Q ihre zeitliche Größenänderung nicht vernachlässigbar. Eine außergewöhnliche Einwirkung A ist von kurzer Dauer, aber von bedeutender Größenordnung und kann während der geplanten Nutzungsdauer des Tragwerks, jedoch mit keiner nennenswerten Wahrscheinlichkeit auftreten (Odenwald, 2012).

Der wichtigste repräsentative Wert einer Einwirkung ist der charakteristische Wert F_k . Der Bemessungswert einer Einwirkung F_d ergibt sich aus dem maßgebenden repräsentativen Wert der Einwirkung F_k multipliziert mit dem jeweiligen Teilsicherheitsbeiwert γ_G ($F_d = \gamma_G \cdot F_k$) (Odenwald, 2012).

Die Einwirkungen aus Wasser werden in den geotechnischen Nachweisen, unabhängig von deren zeitlicher Veränderung, wie ständige Einwirkungen berücksichtigt.

Die Lastfälle ergeben sich aus Kombination der verschiedenen Einwirkungen. Als Lastfall I wird der normale Betriebsfall, bei der ungünstigsten Voraussetzung, ausgewählt, wobei der Oberwasserstand auf 172,3 m abgesperrt ist. Somit ist der Unterwasserstand $h = 3,90$ m aus der Abflusskurve bekannt. Als Lastfall II wird der besondere Betriebsfall, wobei auch die Belastung aus seismischer Kraft aufgenommen wird.

Die statische Bemessung der Gesamtstandsicherheit wird nach EUROCODE 7 – Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik durchgeführt.

Die Bemessungen werden pro Längmeter durchgeführt.

Ausgangswerte

1) Beton- C16/20

$$\gamma_{b,k} = 23 \text{ kN/m}^3 \text{ (Wichte des Betons)}$$

$$\gamma'_{b,k} = 13 \text{ kN/m}^3 \text{ (Auftriebswichte des Betons)}$$

2) Wasser

$$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3 \text{ (Wichte des Wassers)}$$

3) Boden

Aufschüttung: Sand und Kies: $\gamma_k = 18 \text{ kN/m}^3$ (Feuchtwichte des Bodens), $\varphi_k = 30^\circ$ (Wirksame Reibungswinkel)

Fundierung: Felsen: $\gamma_k = 24 \text{ kN/m}^3$ (Feuchtwichte des Bodens), $\varphi_k = 46^\circ$ (Wirksame Reibungswinkel), $C_k = 0,4 \text{ MPa}$ (Charakteristischer Wert der Kohäsion des Bodens)

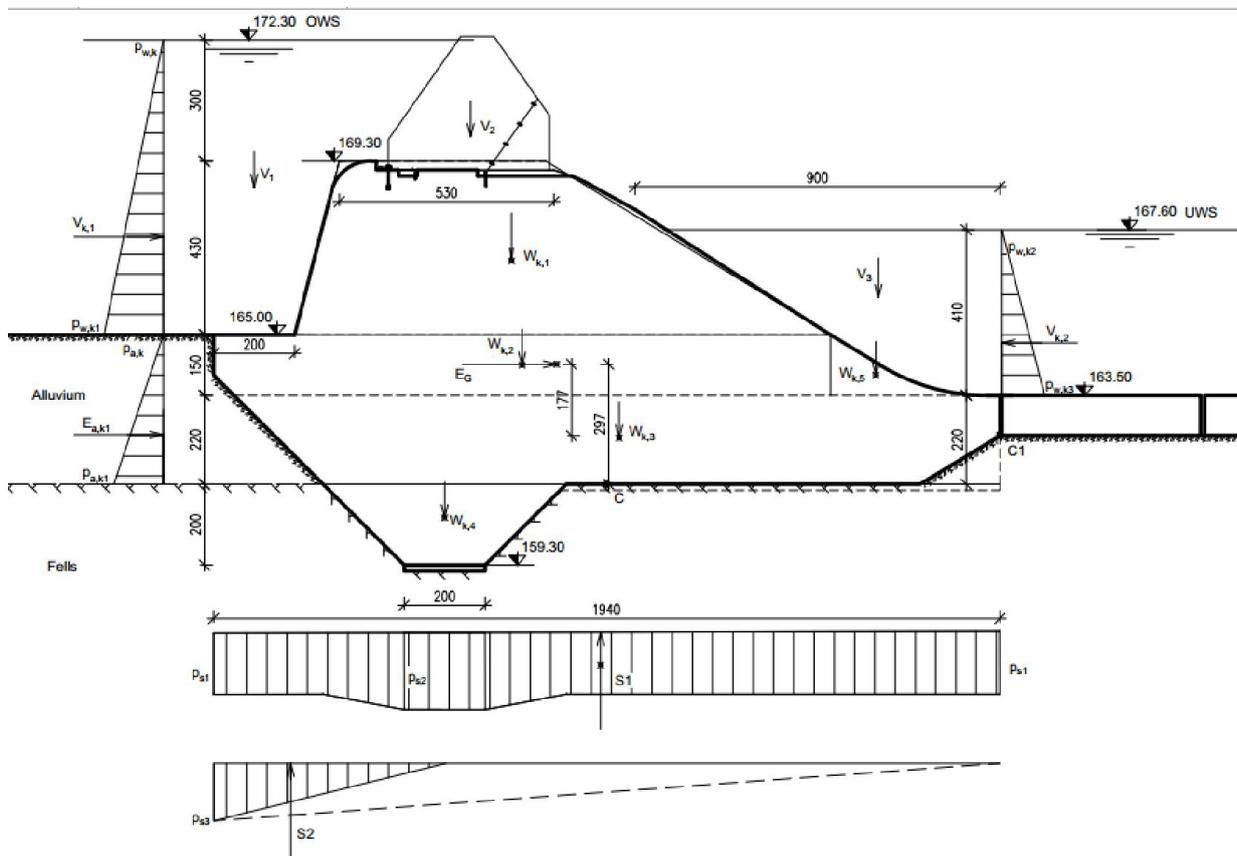


Abbildung 51: Wirkende Kräfte

5.1.1. Eigengewicht des Wehres

Beinhaltet den Wehrkörper aus Beton und das Gewicht der Schützen sowie des Antriebes aus Stahl. Der Wehrkörper wird in einfachste Teile gegliedert, damit das Eigengewicht leichter berechnet wird.

$$W_{k,i} = S.L.\gamma \text{ [kN/m']}$$

$$W_{k,1} = \frac{13,20 + 5,30}{2} \cdot 4,30 \cdot 1,23 = 914,83 \text{ kN/m'}$$

$$W_{k,2} = 15,20 \cdot 1,5 \cdot 1,23 = 524,40 \text{ kN/m'}$$

$$W_{k,3} = \frac{19,40 + 14,75}{2} \cdot 2,20 \cdot 1,23 = 864,00 \text{ kN/m'}$$

$$W_{k,4} = \frac{6,00 + 2,00}{2} \cdot 2,00 \cdot 1,23 = 184,00 \text{ kN/m'}$$

$$W_{k,5} = \frac{1,50 \cdot 4,18}{2} \cdot 1,23 = 72,11 \text{ kN/m'}$$

$$W_k = W_{k,1} + W_{k,2} + W_{k,3} + W_{k,4} + W_{k,5} = 914,83 + 524,40 + 864,00 + 184,00 + 72,11 = 2559,34 \text{ kN/m'}$$

$$W_k = G = 2559,34 \text{ kN/m'}$$

5.1.2. Erddruck

Der anzusetzende Erddruck ist abhängig von der Bewegung des Bauwerks und der Möglichkeit der Ausbildung von potenziellen Gleitflächen.

$$p_{a,k} = \gamma \cdot H \cdot k_a \text{ [kPa]}$$

$$k_a = \tan^2(45 - \varphi/2) = 0,33 - \text{Erddruckbeiwert}$$

$$p_{a,k} = 0$$

$$p_{a,k1} = \gamma \cdot H \cdot k_a = 18,3 \cdot 70 \cdot 0,33 = 21,98 \text{ kPa}$$

$$E_{a,k} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot k_a \text{ [kN / m']}$$

$$E_{a,k1} = \frac{1}{2} \cdot 3,70^2 \cdot 18 \cdot 0,33 = 40,66 \text{ kN / m'}$$

5.1.3. Hydrostatischer Wasserdruck

Der hydrostatische Wasserdruck wirkt senkrecht zur Wehroberfläche.

$$p_{w,k} = 0$$

$$p_{w,k1} = \gamma \cdot H = 10,7 \cdot 30 = 73,00 \text{ kPa}$$

$$V_{k,1} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 = \frac{1}{2} \cdot 10,7 \cdot 30^2 = 266,45 \text{ kN / m'}$$

$$p_{w,k2} = 0$$

$$p_{w,k3} = \gamma \cdot H = 10,4 \cdot 10 = 41,00 \text{ kPa}$$

$$V_{k,2} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 = \frac{1}{2} \cdot 10,4 \cdot 10^2 = 84,05 \text{ kN / m'}$$

$$V = a \cdot H \cdot \gamma \text{ [kPa]}$$

$$V_1 = 2,7 \cdot 30 \cdot 10 = 146,00 \text{ kPa}$$

$$V_2 = 5,30 \cdot 3,00 \cdot 10 = 159,00 \text{ kPa}$$

$$V_3 = \frac{4,10 \cdot 9,00}{2} \cdot 10 = 184,50 \text{ kPa}$$

5.1.4. Sohlwasserdruck

Der Sohlwasserdruck wird vertikal zur Fundamentsohle gerichtet und bildet zusammen mit dem hydrostatischen Wasserdruck die Wasserlast.

Der Sohlwasserdruck wird in einen hydrostatischen Anteil S_1 und einen hydrodynamischen Anteil S_2 aufgeteilt. S_1 entspricht dem Auftrieb des ins Unterwasser eingetauchten Betonkörpers. S_2 ergibt sich durch den Anstau des Wassers im Stauraum. Eine Abminderung des hydrodynamischen Sohlwasserdruckes darf vorgenommen werden (Lattermann, 2010). Eine Drainagesystem dient der Unterbindung allfälligen Sohlwasserdruckes.

$$S = S_1 + S_2$$

$$p_{s,i} = \gamma \cdot H \text{ [kPa]}$$

$$p_{s,1} = 10,6,3 = 63,00 \text{ kPa}$$

$$p_{s,2} = 10,8,30 = 83,00 \text{ kPa}$$

$$S_1 = S_{1,1} + S_{1,2}$$

$$S_{1,1} = 6,3 \cdot 10 \cdot 19,4 = 1222,2 \text{ kN}$$

$$S_{1,2} = \frac{6+2}{2} \cdot 2 \cdot 10 = 80,00 \text{ kN}$$

$$S_1 = 1222,2 + 80,0 = 1302,2 \text{ kN}$$

$$\alpha = 0,4 - \text{Abminderungsbeiwert}$$

$$p_{s,3} = (\nabla OWS - \nabla UWS) \cdot \gamma = 4,7 \cdot 10 = 47,00 \text{ kPa}$$

$$S_2 = \frac{1}{2} \alpha \cdot \gamma \cdot (\nabla OWS - \nabla UWS) \cdot L$$

$$S_2 = \frac{1}{2} \cdot 0,4 \cdot 10 \cdot 4,7 \cdot 19,4 = 182,36 \text{ kN}$$

Der hydrodynamische Sohlwasserdruck wird erneut berechnet.:

$$S_2 = \frac{1}{2} \cdot 0,4 \cdot 10 \cdot 4,7 \cdot 5,7 = 53,58 \text{ kN}$$

$$S = S_1 + S_2 = 1302,2 + 53,58 = 1355,78 \text{ kN}$$

5.1.5. Seismische Kraft

Das Absperrbauwerk wird als ein ganzes starres Bauwerk konstruiert, das es ermöglicht, die quasistatische Methode (s.g. Ersatzlastverfahren) zur dynamischen Untersuchung von dem Bauwerk benutzt wird.

$$E_G = k_c \cdot G$$

$$k_c = 0,27 \text{ - Intensitätstufe (für Seismizitätsstufe IX) (Anhang 1)}$$

$$E_G = 0,27 \cdot 2559,34 = 691,02 \text{ kN}$$

5.2. LASTFALL I- NORMALER BETRIEBSFALL

Dieser Lastfall ergibt sich aus Kombination den ständigen Einwirkungen. Hier sind alle im normalen Betriebsfall gleichzeitig möglichen Belastungen zusammenzufassen.

$W_{d,i} = \gamma_G \cdot W_{k,i}$ - Bemessungswerte mit gegebenen Teilsicherheitsbeiwert

$\gamma_G = 1,00$ (günstig); $1,35$ (ungünstig) - Teilsicherheitsbeiwerte

Kräfte W_i	γ_G	$W_{k,1}$	$W_{k,2}$	$W_{k,3}$	$W_{k,4}$	$W_{k,5}$	V_1	V_2	V_3	S
Charakteristische Werte		914,83	524,40	864,00	184,00	72,11	146,00	159,00	184,50	1355,78
Bemessungswerte $W_{d,i}$	1,00	914,83	524,40	864,00	184,00	72,11	146,00	159,00	184,50	1355,78

Tabelle 9: Charakteristische- und Bemessungswerte bei Eigengewicht und Sohlenwasserdruck mit gegebenen Teilsicherheitsbeiwert

Kräfte E_{ai} und V_i	γ_G	$E_{a,k}$	$V_{k,1}$	$V_{k,2}$
Charakteristische Werte		40,66	266,45	84,05
Bemessungswerte	1,35	54,89	359,71	113,47
Bemessungswerte	1,00	40,66	266,45	84,05

Tabelle 10: Charakteristische- und Bemessungswerte bei Erd- und Wasserdruck mit gegebenen Teilsicherheitsbeiwert

5.2.1. Belastungsfälle ohne die Sporneinwirkung

5.2.1.1. Spannungsnachweis

Diese Kontrolle wird mit charakteristischen Werte berechnet.

$$N_{E,k}^C = W_{k,1} + W_{k,2} + W_{k,3} + W_{k,5} + V_1 + V_2 + V_3 - S [kN/m']$$

$$N_{E,k}^C = 914,83 + 524,40 + 864,00 + 72,11 + 146,00 + 159,00 + 184,50 - 1355,78 = 1509,06 \text{ kN/m'}$$

$$M_{E,k}^C = \Sigma M_C [kN/m']$$

$$\begin{aligned} M_{E,k}^C &= W_{k,1} \cdot 2,35 + W_{k,2} \cdot 2,1 - W_{k,3} \cdot 0,31 - W_{k,5} \cdot 6,64 + V_1 \cdot 8,70 + \\ &+ V_2 \cdot 3,40 - V_3 \cdot 6,70 - V_{k,1} \cdot 6,13 - E_{ak,1} \cdot 1,23 + V_{k,2} \cdot 3,50 + S \cdot 1,15 = \\ &= 914,83 \cdot 2,35 + 524,40 \cdot 2,1 - 864,00 \cdot 0,31 - 72,11 \cdot 6,64 + \\ &+ 146,00 \cdot 8,70 + 159,00 \cdot 3,40 - 184,50 \cdot 6,70 - 266,45 \cdot 6,13 - \\ &- 40,66 \cdot 1,23 + 84,05 \cdot 3,50 + 1355,78 \cdot 1,15 = 3249,06 \text{ kN/m'} \end{aligned}$$

Exzentrizität:

$$e = \frac{M_{E,k}^C}{N_{E,k}^C} = \frac{3249,06}{1509,06} = 2,15m < \frac{B}{6} = \frac{19,40}{6} = 3,23m - \text{Die Resultierende liegt innerhalb}$$

der ersten Kernweite, es tritt keine klaffende Fuge auf.

Sohlspannungen:

$$q_{\max} = \frac{N_{E,k}^C}{A} \pm \frac{M_{E,k}^C}{W} < 1,3 \cdot q_R$$

$$A = B \cdot 1 = 19,40m^2$$

$$W = \frac{1}{6} B^2 \cdot 1 = \frac{1}{6} \cdot 19,40^2 \cdot 1 = 62,73m^3$$

$q_R = 0,3MPa$ - Bemessungsbelastung des Bodens

$$q_{\max, \min} = \frac{1509,06}{19,40} \pm \frac{3249,06}{62,73}$$

$$q_{\max} = 129,58kPa > 0 < 1,3 \cdot 300 = 390kPa$$

$$q_{\min} = 26,00kPa > 0 \ll 1,3 \cdot 300 = 390kPa$$

⇒ Es gibt keine Zugspannungen

⇒ Der Nachweis ist erfüllt. Keine Änderungen des Profils sind vorgesehen.

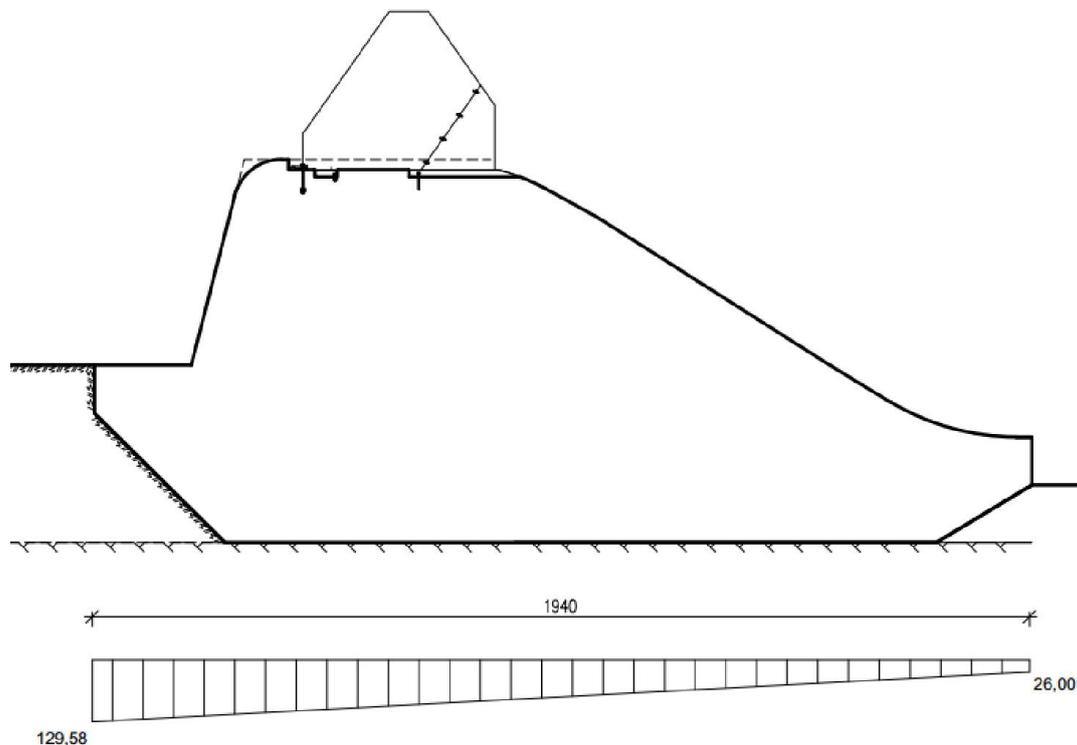


Abbildung 52: Spannungen bei normalem Betrieb ohne die Sporneinwirkung

5.2.1.2. Gleitsicherheit

Greifen an einem Fundament Kräfte mit Komponenten an, die parallel zur Sohlfuge wirken, muss nachgewiesen werden, dass ein Versagen durch Gleiten ausgeschlossen ist. Die Berechnungen erfolgen durch die Bemessungswerte der Kräfte.

$E_d = H_{E,d}$ - Bemessungswert der Einwirkungen oder der Beanspruchungen (destabilisierende Kraft)

$N_{E,d}$ - stabilisierende Kraft

$$N_{E,d} = W_{k,1} + W_{k,2} + W_{k,3} + W_{k,5} + V_1 + V_2 + V_3 - S [kN/m']$$

$$N_{E,d} = 914,83 + 524,40 + 864,00 + 72,11 + 146,00 + 159,00 + 184,50 - 1355,78 = 1509,06 \text{ kN/m'}$$

$$E_d = H_{E,d} = V_{k,1} + E_{ak,1} - V_{k,2} [kN/m']$$

$$E_d = H_{E,d} = 359,71 + 54,89 - 113,47 = 301,13 \text{ kN/m'}$$

$$R_d > E_d$$

R_d - Bemessungswert des Widerstandes (stabilisierende Kraft)

$$R_d = T = N_{E,d} \cdot \text{tg} \delta_0 + A' \cdot c_k [kN/m']$$

$$\delta_0 = \frac{2}{3} \varphi = 20^\circ \text{ - Reibungswinkel}$$

$A' \cdot c_k$ - Zusatz

A' - effektive Fläche

$c_k = 0 \text{ kPa}$ - charakteristischer Wert der Kohäsion des Bodens

$$R_d = T = 1509,06 \cdot \text{tg} 20 = 549,25 \text{ kN/m'}$$

$$\Rightarrow R_d > E_d \quad \Rightarrow \text{Der Nachweis ist erfüllt}$$

$$549,25 > 301,13$$

5.2.1.3. Kippsicherheit

Die Untersuchung der Kippsicherheit geschieht bei Gründung auf Felsboden durch einen Vergleich des Kippmomentes mit dem Moment des Wehrgewichtes.

$M_{dst,d}$ - destabilisierendes Moment

$M_{stb,d}$ - stabilisierendes Moment

$$\begin{aligned} \Sigma M_{stb,d}^{Cl} &= W_{k,1} \cdot 12,05 + W_{k,2} \cdot 11,79 + W_{k,3} \cdot 9,39 + W_{k,5} \cdot 3,06 + V_1 \cdot 18,40 + V_2 \cdot 13,06 + V_3 \cdot 3,00 + V_{k,2} \cdot 2,3 = \\ &= 914,83 \cdot 12,05 + 524,40 \cdot 11,79 + 864,00 \cdot 9,39 + 72,11 \cdot 3,06 + 146,00 \cdot 18,40 + 159,00 \cdot 13,06 + \\ &+ 184,50 \cdot 3,00 + 84,05 \cdot 2,3 = 31049,75 \text{ kN/m'} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma M_{dst,d}^{Cl} &= V_{k,1} \cdot 4,93 + E_{ak,1} \cdot 0,03 + S \cdot 10,85 = 359,71 \cdot 4,93 + 54,89 \cdot 0,03 + 1355,78 \cdot 10,85 = \\ &= 16485,23 \text{ kN/m'} \end{aligned}$$

$$M_{stb,d} > M_{dst,d}$$

5.2.2. Belastungsfälle mit der Sporneinwirkung

5.2.2.1. Spannungsnachweis

Diese Kontrolle wird mit charakteristischen Werte berechnet.

$$N_{E,k}^C = W_{k,1} + W_{k,2} + W_{k,3} + W_{k,4} + W_{k,5} + V_1 + V_2 + V_3 - S [kN/m']$$

$$N_{E,k}^C = 1693,06 \text{ kN/m'}$$

$$M_{E,k}^C = \Sigma M_C [kN/m']$$

$$\begin{aligned} M_{E,k}^C &= W_{k,1} \cdot 2,35 + W_{k,2} \cdot 2,1 - W_{k,3} \cdot 0,31 + W_{k,4} \cdot 4,00 - W_{k,5} \cdot 6,64 + V_1 \cdot 8,70 + \\ &+ V_2 \cdot 3,40 - V_3 \cdot 6,70 - V_{k,1} \cdot 6,13 - E_{ak,1} \cdot 1,23 + V_{k,2} \cdot 3,50 + S \cdot 1,15 = \\ &= 3985,06 \text{ kN/m'} \end{aligned}$$

$$e = \frac{M_{E,k}^C}{N_{E,k}^C} = \frac{3985,06}{1693,06} = 2,54 \text{ m} < \frac{B}{6} = \frac{19,40}{6} = 3,23 \text{ m}$$

Die Resultierende liegt innerhalb der ersten Kernweite, es tritt keine klaffende Fuge auf.

$$q_{\max} = \frac{N_{E,k}^C}{A} \pm \frac{M_{E,k}^C}{W} < 1,3 \cdot q_R$$

$$A = B \cdot 1 = 19,40 \text{ m}^2$$

$$W = \frac{1}{6} B^2 \cdot 1 = \frac{1}{6} \cdot 19,40^2 \cdot 1 = 62,73 \text{ m}^3$$

$q_R = 0,6 \text{ MPa}$ - Bemessungsbelastung des Bodens

$$q_{\max, \min} = \frac{1693,06}{19,40} \pm \frac{3985,06}{62,73}$$

$$q_{\max} = 150,80 \text{ kPa} > 0 < 1,3 \cdot 600 = 780 \text{ kPa}$$

$$q_{\min} = 23,74 \text{ kPa} > 0 < 1,3 \cdot 600 = 780 \text{ kPa}$$

⇒ Es gibt keine Zugspannungen

⇒ Der Nachweis ist erfüllt. Keine Änderungen des Profils sind vorgesehen

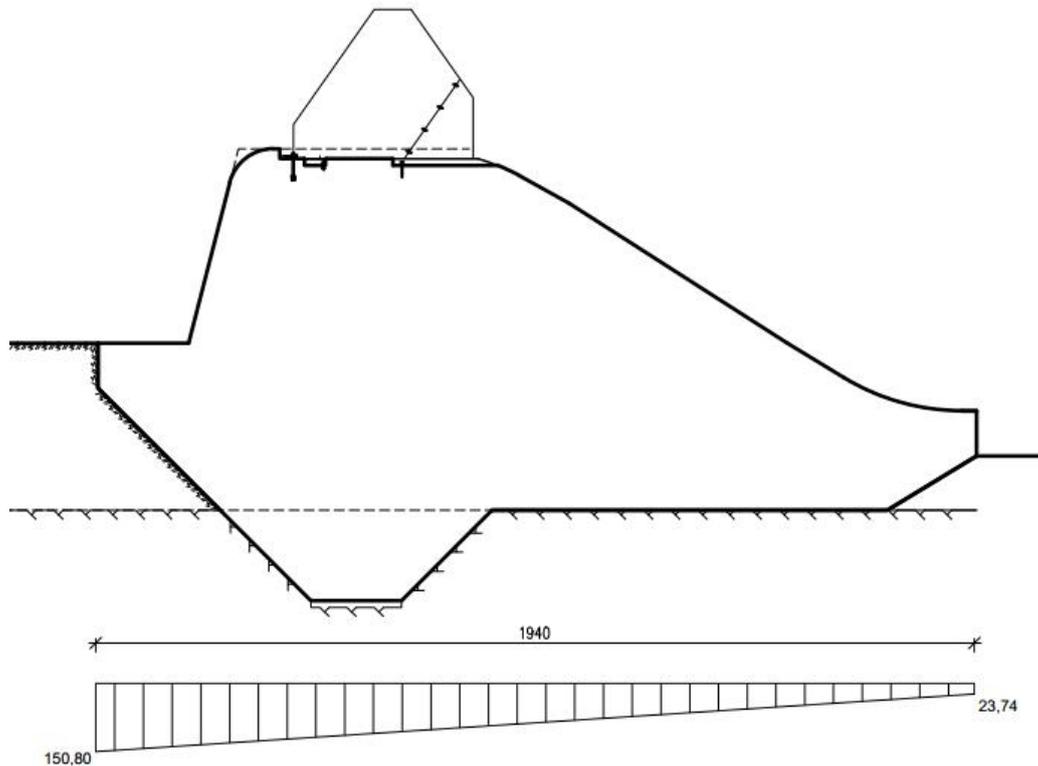


Abbildung 53: Spannungen bei normalem Betrieb mit der Sporneinwirkung

5.2.2.2. Gleitsicherheit

$E_d = H_{E,d}$ - destabilisierende Kraft

$N_{E,d}$ - stabilisierende Kraft

$$N_{E,d} = W_{k,1} + W_{k,2} + W_{k,3} + W_{k,4} + W_{k,5} + V_1 + V_2 + V_3 - S \text{ [kN/m]}$$

$$N_{E,d} = 1693,06 \text{ kN/m}$$

$$E_d = H_{E,d} = V_{k,1} + E_{ak,1} - V_{k,2} \text{ [kN/m]}$$

$$E_d = H_{E,d} = 359,71 + 54,89 - 113,47 = 301,13 \text{ kN/m}$$

$$R_d \stackrel{?}{>} E_d$$

R_d - Reibungskraft

$$R_d = T = N_{E,d} \cdot \text{tg} \delta_0 + A' \cdot c_k \text{ [kN/m]}$$

$$\delta_0 = \frac{2}{3} \varphi = 30,67^\circ \text{ - Reibungswinkel}$$

$A' \cdot c_k$ - Zusatz

$A' = 19,4 \text{ m}^2$ - effektive Fläche

$c_k = 400 \text{ kPa}$ - charakteristischer Wert der Kohäsion des Bodens

$$R_d = T = 1693,06 \cdot \text{tg} 30,67 + 19,4 \cdot 400 = 8764,07 \text{ kN/m}$$

$$\Rightarrow R_d > E_d$$

$$8764,07 > 301,13$$

⇒ Der Nachweis ist erfüllt

5.2.2.3. Kippsicherheit

$M_{dst,d}$ - destabilisierendes Moment

$M_{stb,d}$ - stabilisierendes Moment

$$\Sigma M_{stb,d}^{C1} = W_{k,1} \cdot 12,05 + W_{k,2} \cdot 11,79 + W_{k,3} \cdot 9,39 + W_{k,4} \cdot 13,70 + W_{k,5} \cdot 3,06 + V_1 \cdot 18,40 + V_2 \cdot 13,06 + V_3 \cdot 3,00 + V_{k,2} \cdot 2,3 = 33570,55 \text{ kN/m'}$$

$$\Sigma M_{dst,d}^{C1} = V_{k,1} \cdot 4,93 + E_{ak,1} \cdot 0,03 + S \cdot 10,85 = 359,71 \cdot 4,93 + 54,89 \cdot 0,03 + 1355,78 \cdot 10,85 = 16485,23 \text{ kN/m'}$$

$$M_{stb,d} > M_{dst,d}$$

5.3. LASTFALL II- BESONDERER BETRIEBSFALL

Im Lastfall 2 sind alle im ungünstigen Betriebsfall gleichzeitig möglichen Belastungen zusammenzufassen, z.B. alle Lasten nach Lastfall 1, und kurzfristig wirkende Lasten wie die seismische Kraft. Die seismische Kraft wird vertikal zu der Fließrichtung angenommen.

$W_{d,i} = \gamma_G \cdot W_{k,i}$ - Bemessungswerte mit gegebenen Teilsicherheitsbeiwert

$\gamma_G = 1,00$ (günstig); $1,35$ (ungünstig) - Teilsicherheitsbeiwerte

Tabelle 11: Charakteristische- und Bemessungswerte bei Eigengewicht und Sohlenwasserdruck mit gegebenen Teilsicherheitsbeiwert

Kräfte W_i	γ_G	$W_{k,1}$	$W_{k,2}$	$W_{k,3}$	$W_{k,4}$	$W_{k,5}$	V_1	V_2	V_3	S
Charakteristische Werte		914,83	524,40	864,00	184,00	72,11	146,00	159,00	184,50	1355,78
Bemessungswerte $W_{d,i}$	1,00	914,83	524,40	864,00	184,00	72,11	146,00	159,00	184,50	1355,78

Tabelle 12: Charakteristische- und Bemessungswerte bei Erd- und Wasserdruck mit gegebenen Teilsicherheitsbeiwert

Kräfte E_{ai} und V_i	γ_G	$E_{a,k}$	$V_{k,1}$	$V_{k,2}$	E_G
Charakteristische Werte		40,66	266,45	84,05	691,02
Bemessungswerte	1,35	54,89	359,71	113,47	932,88
Bemessungswerte	1,00	40,66	266,45	84,05	691,02

5.3.1. Spannungsnachweis

Diese Kontrolle wird mit charakteristischen Werte berechnet.

$$N_{E,k}^C = W_{k,1} + W_{k,2} + W_{k,3} + W_{k,4} + W_{k,5} + V_1 + V_2 + V_3 - W_s \text{ [kN/m']}$$

$$N_{E,k}^C = 1693,06 \text{ kN/m'}$$

$$M_{E,k}^C = \Sigma M_C \text{ [kN/m']}$$

$$M_{E,k}^C = W_{k,1} \cdot 2,35 + W_{k,2} \cdot 2,1 - W_{k,3} \cdot 0,31 + W_{k,4} \cdot 4,00 - W_{k,5} \cdot 6,64 + V_1 \cdot 8,70 + V_2 \cdot 3,40 - V_3 \cdot 6,70 - V_{k,1} \cdot 6,13 - E_{ak,1} \cdot 1,23 + V_{k,2} \cdot 3,50 + S \cdot 1,15 - E_G \cdot 2,97 = 1196,73 \text{ kN/m'}$$

Exzentrizität:

$$e = \frac{M_{E,k}^C}{N_{E,k}^C} = \frac{1196,73}{1693,06} = 0,71m < \frac{B}{6} = \frac{19,40}{6} = 3,23m \quad \text{Die Resultierende liegt innerhalb}$$

der ersten Kernweite, es tritt keine klaffende Fuge auf.

Sohlspannungen:

$$q_{\max} = \frac{N_{E,k}^C}{A} \pm \frac{M_{E,k}^C}{W} < 1,3 \cdot q_R$$

$$A = B \cdot l = 19,40m^2$$

$$W = \frac{1}{6} B^2 \cdot l = \frac{1}{6} \cdot 19,40^2 \cdot 1 = 62,73m^3$$

$$q_R = 0,6MPa - \text{Bemessungsbelastung des Bodens}$$

$$q_{\max, \min} = \frac{1693,06}{19,40} \pm \frac{1196,73}{62,73} < 780$$

$$q_{\max} = 106,35kPa > 0 < 1,3 \cdot 600 = 780kPa$$

$$q_{\min} = 69,19kPa > 0 < 1,3 \cdot 600 = 780kPa$$

⇒ Es gibt keine Zugspannungen

⇒ Der Nachweis ist erfüllt. Keine Änderungen des Profils sind vorgesehen

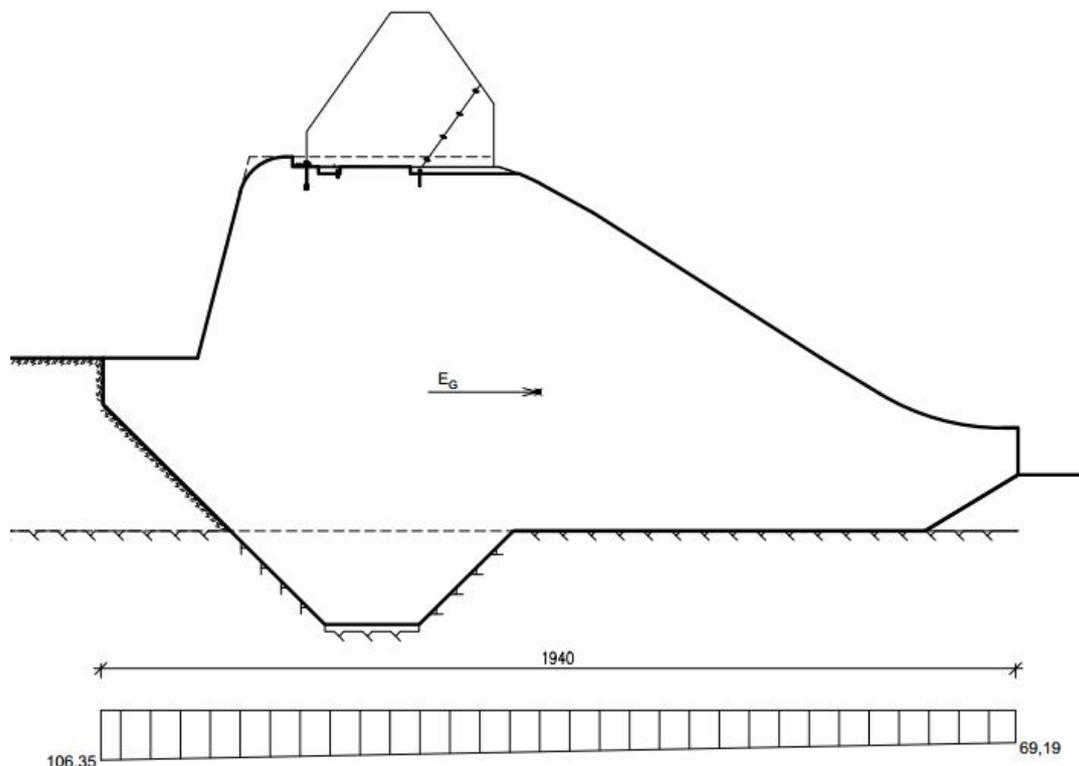


Abbildung 54: Spannungen bei besonderem Betrieb

5.3.2. Gleitsicherheit

$E_d = H_{E,d}$ - destabilisierende Kraft

$N_{E,d}$ - stabilisierende Kraft

$$N_{E,d} = W_{k,1} + W_{k,2} + W_{k,3} + W_{k,4} + W_{k,5} + V_1 + V_2 + V_3 - S [kN/m']$$

$$N_{E,d} = 1693,06 kN/m'$$

$$E_d = H_{E,d} = V_{k,1} + E_{ak,1} + E_G - V_{k,2} [kN/m']$$

$$E_d = H_{E,d} = 359,71 + 54,89 + 932,88 - 113,47 = 1234,01 kN/m'$$

$$R_d \stackrel{?}{>} E_d$$

R_d - Reibungskraft

$$R_d = T = N_{E,d} \cdot \operatorname{tg} \delta_0 + A' \cdot c_k [kN/m']$$

$$\delta_0 = \frac{2}{3} \varphi = 30,67^\circ \text{ - Reibungswinkel}$$

$A' \cdot c_k$ - Zusatz

$A' = 19,4 m^2$ - effektive Fläche

$c_k = 400 kPa$ - charakteristischer Wert der Kohäsion des Bodens

$$R_d = T = 1693,06 \cdot \operatorname{tg} 30,67 + 19,4 \cdot 400 = 8764,07 kN/m'$$

$$\Rightarrow R_d > E_d$$

$$1404,84 > 1234,01$$

\Rightarrow Der Nachweis ist erfüllt

5.3.3. Kippsicherheit

$M_{dst,d}$ - destabilisierendes Moment

$M_{stb,d}$ - stabilisierendes Moment

$$\Sigma M_{stb,d}^{Cl} = W_{k,1} \cdot 12,05 + W_{k,2} \cdot 11,79 + W_{k,3} \cdot 9,39 + W_{k,4} \cdot 13,70 + W_{k,5} \cdot 3,06 + \\ + V_1 \cdot 18,40 + V_2 \cdot 13,06 + V_3 \cdot 3,00 + V_{k,2} \cdot 2,3 = 33570,55 kN/m'$$

$$\Sigma M_{dst,d}^{Cl} = V_{k,1} \cdot 4,93 + E_{ak,1} \cdot 0,03 + S \cdot 10,85 + E_G \cdot 1,77 = 359,71 \cdot 4,93 + 54,89 \cdot 0,03 + \\ + 1355,78 \cdot 10,85 + 932,88 \cdot 1,77 = \\ = 18136,43 kN/m'$$

$$M_{stb,d} > M_{dst,d}$$

$$33570,55 > 18136,43$$

Die Wehranlage ist stabil gegen Kippen!

6. GESTALTUNG UND BEMESSUNG DES VERSCHLUSSKÖRPERS

Der Schütz wird als ein eingetauchter Stahlverschluss mit Öffnungsabmessungen $b \times h = 8 \times 3 \text{ m}$ errichtet, der aus einer stählernen Stauwand mit Gummidichtungen und zwei kraft- und handbetriebenen Schraubehubeinrichtungen besteht.

Die Oberkante des Schützes liegt unter dem Wasserspiegel auf Tiefe c . Die Wassertiefe h wird durch $n = 7$ Horizontalriegel ausgesteift (Abb. 56). Um eine ungleiche Durchbiegung zu vermeiden, sollen die Riegel gleiches Trägheitsmoment haben, entsprechend soll jeder Riegel den gleichen Anteil vom Wasserdruck übernehmen. Diese Ermittlung gleicher Lastflächen wird in Abbildung 55 graphisch dargestellt (G. Wickert, G. Schmausser, 1971).

6.1. GRAPHISCHES VERFAHREN ZUR ERMITTLUNG DER LASTFLÄCHEN (G. WICKERT, G. SCHMAUSSER, 1971)

Die Höhe des Schützes wird in gleiche Abschnitte eingeteilt:

$$a = \frac{H - c}{n} = \frac{6,3 - 3,3}{7} = 0,43 \text{ m}$$

Um den Punkt 0 wird ein Kreisbogen mit Radius $R = h/2$ auf die lotrechte h übertragen.

Rechnerisch werden die gesuchten Koordinaten h_k für die Fläche gefunden:

$$h_k = H \sqrt{\frac{k + \beta}{n + \beta}}$$

$$\beta = \frac{H \cdot c^2}{H^2 - c^2}$$

$$\beta = \frac{6,3 \cdot 3,3^2}{6,3^2 - 3,3^2} = 2,38$$

$$h_1 = 6,3 \sqrt{\frac{1 + 2,38}{7 + 2,38}} = 3,78 \text{ m}$$

$$h_6 = 6,3 \sqrt{\frac{6 + 2,38}{7 + 2,38}} = 5,96 \text{ m}$$

$$h_2 = 6,3 \sqrt{\frac{2 + 2,38}{7 + 2,38}} = 4,31 \text{ m}$$

$$h_7 = 6,3 \sqrt{\frac{7 + 2,38}{7 + 2,38}} = 6,3 \text{ m}$$

$$h_3 = 6,3 \sqrt{\frac{3 + 2,38}{7 + 2,38}} = 4,74 \text{ m}$$

$$h_5 = 6,3 \sqrt{\frac{5 + 2,38}{7 + 2,38}} = 5,59 \text{ m}$$

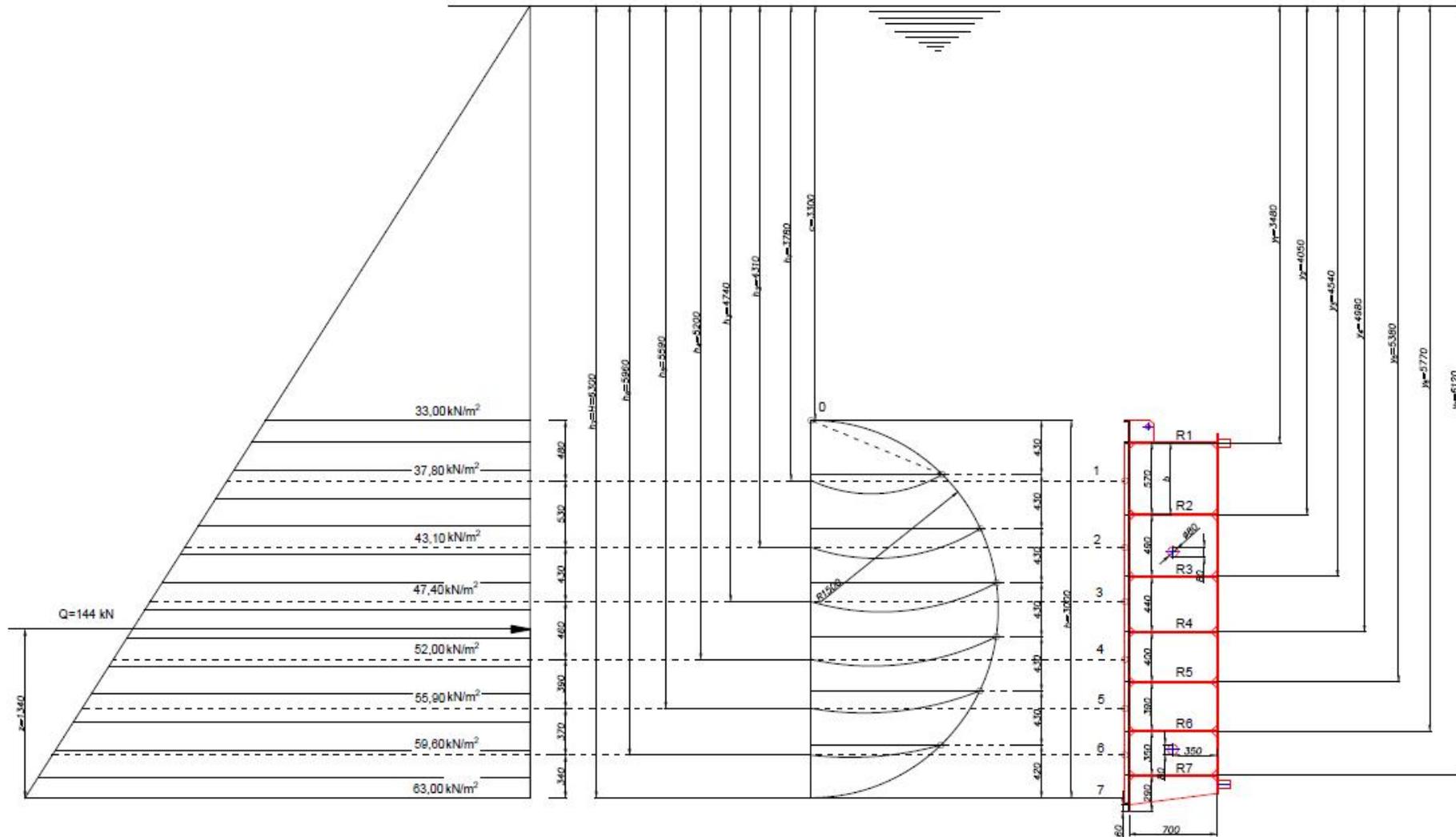


Abbildung 55: Aufteilung in gleiche Wasserlasten

Die Koordinaten für die Riegel (y_k) werden aus der Beziehung:

$$y_k = \frac{2H}{3\sqrt{n+\beta}} [(k+\beta)^{3/2} - (k-1+\beta)^{3/2}]$$

ermittelt.

$$y_1 = \frac{2,6,3}{3\sqrt{7+2,38}} [(1+2,38)^{3/2} - (1-1+2,38)^{3/2}] = 3,48m$$

$$y_2 = \frac{2,6,3}{3\sqrt{7+2,38}} [(2+2,38)^{3/2} - (2-1+2,38)^{3/2}] = 4,05m$$

$$y_3 = \frac{2,6,3}{3\sqrt{7+2,38}} [(3+2,38)^{3/2} - (3-1+2,38)^{3/2}] = 4,54m$$

$$y_4 = \frac{2,6,3}{3\sqrt{7+2,38}} [(4+2,38)^{3/2} - (4-1+2,38)^{3/2}] = 4,98m$$

$$y_5 = \frac{2,6,3}{3\sqrt{7+2,38}} [(5+2,38)^{3/2} - (5-1+2,38)^{3/2}] = 5,38m$$

$$y_6 = \frac{2,6,3}{3\sqrt{7+2,38}} [(6+2,38)^{3/2} - (6-1+2,38)^{3/2}] = 5,77m$$

$$y_7 = \frac{2,6,3}{3\sqrt{7+2,38}} [(7+2,38)^{3/2} - (7-1+2,38)^{3/2}] = 6,12m$$

6.2. BELASTUNGEN

Die Grundbelastung auf den Verschluss ist der hydrostatische Wasserdruck. Die Aufteilung des Druckes ist in Abbildung 56 gezeigt.

Die nachfolgenden Bemessungen sind nach (Л. Венков, Н. Драганов, Г. Даков, В. Митев, Ат. Лазаров, Г. Линков, 2003) durchgeführt.

Wasserdruck:

$$p = \gamma_w \cdot h_i [kN/m^2]$$

Druckkraft:

$$Q = 0,5(2H - h) \cdot h \cdot 10 [kN]$$

$$Q = 0,5(2,6,3 - 3,0) \cdot 3,0 \cdot 10 = 144 kN$$

$$z = \frac{h}{3} \cdot \frac{p_7 + 2p_0}{p_7 + p_0} [m]$$

$$z = \frac{3}{3} \cdot \frac{63 + 2,33}{63 + 33} = 1 \cdot \frac{129}{96} = 1,34m$$

Belastung aus Eigengewicht:

$$G = (2,56Q_{fic} \cdot b)^{0,73} \cdot 10 [kN]$$

$$G = (2,56 \cdot 1,52,8)^{0,73} \cdot 10 = 125,39 kN$$

$$Q_{fic} = 0,01 \cdot H \cdot h \cdot b [MN] - \text{Die vorläufige Last auf dem Schütz}$$

$$Q_{fc} = 0,01 \cdot 6,3 \cdot 3,0 \cdot 8,0 = 1,51 \text{ MN}$$

6.3. DICKE DER STAUWAND

Wenn das Verhältnis der Breite zu der Höhe (b/h) > 2 ist, wird es angenommen, dass ein Biegemoment der Stauwand nur auf die kürzere Seite des Verschlusses einwirkt.

$$\frac{b}{h} = \frac{8}{3} = 2,67 > 2 \Rightarrow$$

$$M = \frac{1}{16} p \cdot h^2 \text{ [kN.m]}$$

$p = 48,00 \text{ kN/m}^2$ -mittlerer Wasserdruck, angenommen als gleichmäßig verteilte Last

$$M = \frac{1}{16} p \cdot h^2 = 0,0625 \cdot 48 \cdot 3^2 = 27,00 \text{ kN.m}$$

Minimale Dicke der Stauwand:

$$t \geq 0,612 \cdot b_1 \left(\frac{p_1}{\gamma_c \gamma_{tot} R_y} \right)^{1/2}$$

Annahme: $\gamma_c \gamma_{tot} R_y = 1,0 \cdot 0,7 \cdot 215 = 150,5 \text{ MPa}$ - zulässige Spannung

$R_y = 215 \text{ MPa}$ - Fließgrenze (S235JR)

γ_c, γ_{tot} - zusammenfassende Koeffiziente der Arbeitsbedingungen

Tabelle 13: Bemessung der Dicke der Stauwand

Abschnitt	Abstand b_1	Wasserdruck p_1	Dicke der Stauwand t
№	cm	MN/m ²	cm
1	57	$37,80 \cdot 10^{-3}$	0,55
2	49	$43,10 \cdot 10^{-3}$	0,51
3	44	$47,40 \cdot 10^{-3}$	0,48
4	40	$52,00 \cdot 10^{-3}$	0,46
5	39	$55,90 \cdot 10^{-3}$	0,46
6	35	$59,60 \cdot 10^{-3}$	0,43
7	29	$63,00 \cdot 10^{-3}$	0,36

Die Dicke der Stauwand wird $t=10 \text{ mm}$ angenommen.

6.4. BEMESSUNG DER RIEGEL

Der Verschluss ist eingetaucht. Die konstruierte Stauwand kann die Spannungen nicht selbst tragen, deshalb werden mehrere Riegel in die Konstruktion eingebaut.

Fläche des Wasserdruckdiagrammes:

$$S = \frac{p_1 + p_2}{2} h_{\text{diagramm}} - \text{Fläche des Wasserdruckdiagrammes}$$

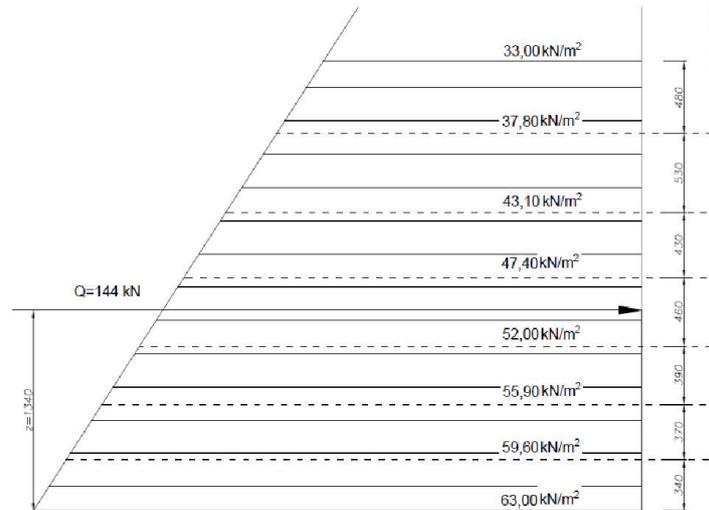


Abbildung 56: Fläche des Wasserdruckes

Tabelle 14: Bemessung der Belastung und der Momenten auf den Riegeln

Riegel	Fläche des Wasserdruckdiagrammes	Belastung q	Moment M	min Widerstandsmoment W
№	m^2	kN/m^2	kNm	cm^3
R1	$0,5 \cdot (3,30 + 3,78) \cdot 0,48$	16,99	135,92	903,12
R2	$0,5 \cdot (3,78 + 4,31) \cdot 0,53$	21,44	171,51	1139,59
R3	$0,5 \cdot (4,31 + 4,74) \cdot 0,43$	19,46	155,66	1034,29
R4	$0,5 \cdot (4,74 + 5,20) \cdot 0,46$	22,86	182,90	1215,26
R5	$0,5 \cdot (5,20 + 5,59) \cdot 0,39$	21,04	168,32	1118,43
R6	$0,5 \cdot (5,59 + 5,96) \cdot 0,37$	21,37	170,94	1135,81
R7	$0,5 \cdot (5,96 + 6,30) \cdot 0,34$	20,84	166,74	1107,88
		$\Sigma = 144,00$		

Belastung:

$$q = S \cdot 10 [kN / m^2]$$

Biegemoment:

$$M = \frac{q \cdot b^2}{8} [kNm]$$

Widerstandsmoment:

$$W = \frac{M}{\gamma_c \gamma_{tot} R_y} [cm^3] - \text{Der notwendige Widerstandsmoment}$$

Annahme: $\gamma_c \gamma_{tot} R_y = 1,0 \cdot 0,7 \cdot 215 = 150,5 MPa$

Kontrolle:

$$Q = \frac{H+c}{2} \cdot h \cdot 10 = \frac{6,3+3,3}{2} \cdot 3 \cdot 10 = 144 \text{ kN}$$

$$Q = \Sigma q$$

$$Q = \Sigma q$$

Minimale Höhe des Riegelquerschnittes:

$$h_{R,\min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{\gamma_c \gamma_{tot} R_y L^2}{E f_u}$$

$E = 2,1 \cdot 10^5$ [MPa] - Elastizitätsmodul

$f_u = b / 600 = 8 / 600 = 0,0133$ - Grenzwert der Verformung

$$h_{R,\min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{150,5 \cdot 8^2}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 0,0133} = 0,717 \text{ m}$$

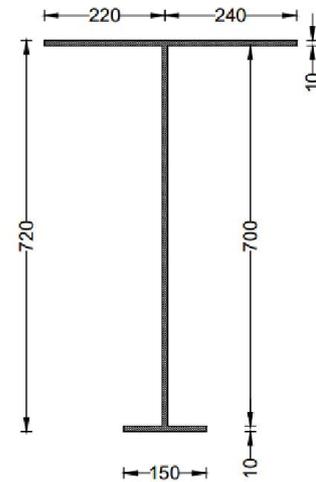


Abbildung 57: Riegelabmessungen

Spannungen:

$$\sigma_{zul.} = \gamma_c \cdot \gamma_{tot} \cdot R_y = 1,0 \cdot 0,7 \cdot 215 = 150,5 \text{ MPa}$$

zulässige Spannung

$\tau_{adm} = 10 \text{ kN/cm}^2$ - zulässige Tangentialspannung

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{M_{\max}}{W}$$

Widerstandsmoment in Punkt 1 und 2 (Abb. 59)

$$W_1 = \frac{I_y}{h_1}$$

$$W_2 = \frac{I_y}{h_2}$$

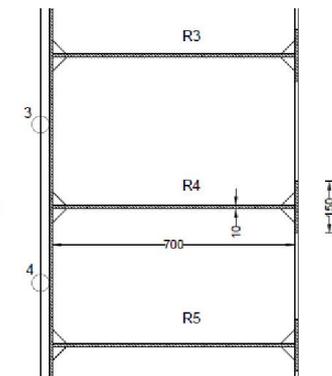
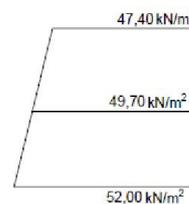


Abbildung 58: Druckverteilung

Trägheitsmoment:

$$I_y = \frac{46 \cdot 1^3}{12} + 46 \cdot 27,6^2 + \frac{1 \cdot 70^3}{12} + 70 \cdot 8,4^2 + \frac{15 \cdot 1^3}{12} + 15 \cdot 44,4^2 = 35044,79 + 33522,53 + 29571,65 = 98138,97 \text{ cm}^4$$

$$W_1 = \frac{I_y}{h_1} = \frac{98138,97}{27,6} = 3555,75 \text{ cm}^3$$

$$W_2 = \frac{I_y}{h_2} = \frac{98138,97}{44,4} = 2210,34 \text{ cm}^3$$

Die Spannungen in Punkt 1 und 2 (Abb. 59):

$$\sigma_1 = \frac{M_4}{W_1} = \frac{182,90}{3555,75 \cdot 10^{-6}} = 51437,81 \text{ kN/m}^2 = 51,44 \text{ MPa} < \sigma_{zul}$$

$$\sigma_2 = \frac{M_4}{W_2} = \frac{182,90}{2210,34 \cdot 10^{-6}} = 82747,45 \text{ kN/m}^2 = 82,75 \text{ MPa} < \sigma_{zul}$$

Die Tangentialspannung:

$$\tau = 1,5 \frac{Q}{A} = \frac{91,44 \cdot 1,5}{131} = 1,05 \text{ kN/cm}^2 < \tau_{adm}$$

$$Q = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{22,86 \cdot 8,00}{2} = 91,44 \text{ kN}$$

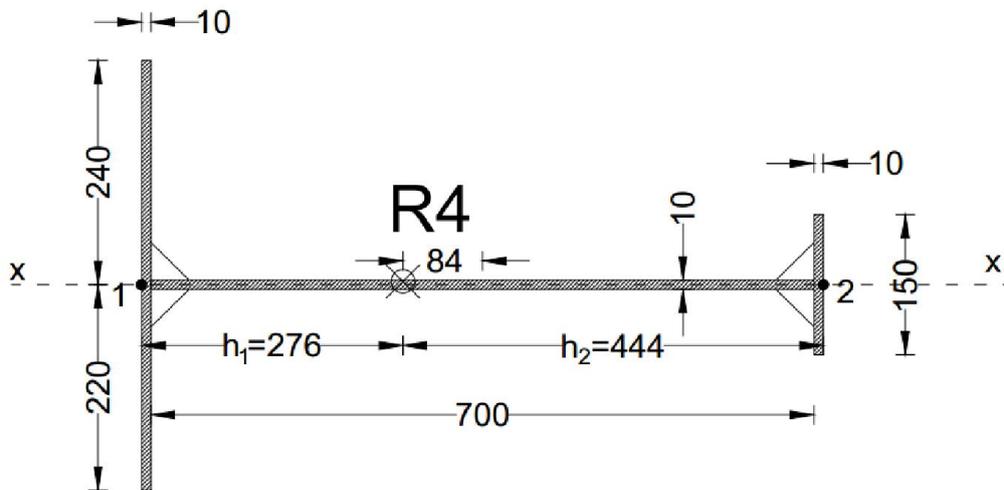


Abbildung 59: Riegel 4- Abmessungen

7. AUSWAHL DER TURBINEN- UND GENERATORAUSRÜSTUNG DES KLEINWASSERKRAFTWERKES

7.1. RAHMENBEDINGUNGEN

Oberwasserspiegel	172,30	m ü.M.
Unterswasserspiegel bei 22 m ³ /s	166,23	m ü.M.
Minimaler Unterswasserspiegel bei 2 m ³ /s	165,65	m ü.M.
Bruttofallhöhe	6,07	m
Eintritt- und Rechenverluste	0,05	m
Saugrohrverluste	0,15	m
Ausbauwassermenge	22,0	m ³ /s
Nettofallhöhe	5,87	m
Anzahl der Maschiensätze	1	
Netzfrequenz	50	Hz
Durchschnittliche Wassertemperatur	10	°C
Wasserdichte	999,8	kg/m ³
Erdbebenbeschleunigung	9,808	m/s ²

7.2. AUSWAHL DER MECHANISCHEN AUSRÜSTUNG

Der Anwendungsbereich der üblicherweise angewandten Turbinentypen bei kleinen Flusskraftwerken wird ausführlich im Abschnitt 4 des I. Teils der vorliegenden Diplomarbeit erläutert. In der Praxis wird die Ausrüstung anhand einer technisch- wirtschaftlichen Analyse ausgewählt. Im Rahmen dieser Diplomarbeit werden die Turbinentypen ausgewählt, die am besten die Anforderungen im Bezug auf die Fallhöhe, den Durchfluss, die Leistung und den einfachen Baukonstruktion erfüllen. Für die gegebenen Rahmenbedingungen kommen folgende Turbinentypen (aus Abschnitt 4 des I. Teils) im betrachteten Fall in Frage:

- Die Kegelrad- Rohrturbine (Fallhöhe von 2 bis 12m; Leistung bis zu 3,0 MW; Durchfluss: 3-45 m³/s)
- DIVE- Turbine (Fallhöhe: 2 - 25m; Leistung: 30- 2000kW; Durchfluss: 0,6- 40 m³/s)

- Francis- Schachtturbine (Fallhöhe: 2 - 25m; Leistung: bis zu 2MW; Durchfluss: 0,6- 40 m³/s)

Für die Wahl des Turbinentyps sind stets die örtlichen Gegebenheiten ausschlaggebend. In den letzten Jahren kamen in Bulgarien jedoch vor allem die infolge ihres relativ kleinen Bauvolumens kostengünstigen und in Komplettmontage einzubauenden Getriebe-Rohrturbinen zum Einsatz. Die Abmessungen der Länge und der Breite des Krafthauses sind bei den Rohrturbinen günstiger. Durch die geringere Gründungtiefe sind die Aushub- und Betonmengen für die Fundamente geringer. Auch der Wirkungsgrad dieser Turbine ist dafür vergleichbar mit diesem einer Kaplan turbine mit vertikaler Welle. Ein weiterer Vorteil der Kegelrad- Rohrturbine ist, dass in dem umströmten Gehäuse lediglich ein Kegelradgetriebe vorhanden ist, über das die Drehbewegung der Turbinenwelle an die senkrecht zur Turbinenachse stehende Achse des Generators weitergeleitet wird. Der letztere ist auf dem Gehäuse der Turbine angebracht und frei zugänglich. Aufgrund dieser Eigenschaften und anhand der übermittelten Daten auf eine ähnliche bestehende Turbine wird diesen Turbinentyp, nämlich die Kegelrad- Rohrturbine, und die folgende mechanische Ausrüstung für das Krafthauskonzept gewählt.

Als Ergebnis des entwickelten Krafthauskonzeptes können die folgendem Hauotkomponenten der mechanischen Ausrüstung zusammenfassend genannt werden. Es ist zu betonen, dass das Kraftwerk nur für den Netzbetrieb vorgesehen ist.

- Doppelt geregelte Kompaktkegelrad- Rohrturbine
- Steuerungseinheit mit dem notwendigen hydraulischen Druckölsystem
- Rechenreinigungsanlage

7.3. TURBINE

Die doppelt geregelte Kompaktkegelrad- Rohrturbine wird mit einem Schraubenrad mit dem hoctourigen Synchrongenerator gekoppelt. Durch die gleichzeitige Regulierung der Lauf- und Leitschaufeln kann auch bei veränderlicher Beauschlagung ein Austritt des Triebwassers ohne Drall erreicht werden. Dadurch sinken wiederum die Verluste sowohl im Laufrad als auch im Saugschlauch und die Kurve des Wirkungsgrades zeigt einen weitaus flacheren Verlauf (J.Giesecke, E.Mosonyi, St.Heimerl, 2014). Ebenfalls trägt das schwach geneigte Laufrad und das Saugrohr zu einem geringen Wirkungsgradabfall bei. Bei der doppelt regulierten Turbine kann eine sehr gute Anpassung des Wirkungsgrades bei einer Teilbeaufschlagung erzielt

werden. Anhand der übermittelten Daten, basiert die geplante Turbine auf eine bereits bestehende Kegelrad- Rohrturbine.

7.3.1. Technische Daten der anzuwendenden Turbine- Zusammenfassung

Turbinentyp	Kegelrad- Rohrturbine
Laufraddurchmesser	1 950 mm
Anzahl der Laufradschaufeln	4
Neigung der Turbinenachse	~10 °
Höhenlage der Turbine	165,00 m ü.M.
Durchfluss	22,0 m ³ /s
Nettofallhöhe	5,87 m
Nennleistung	1171 kW
Betriebsbereich der Fallhöhe	4- 6,6 m

7.3.2. Wirkungsgradwerte

Die Werte der Leistung und des Wirkungsgrads lassen auf ordnungsgemäße Anströmungsverhältnisse schließen. Zur Untersuchung dieser Bedingungen und um einen störungsfreien Betrieb des Maschinensatzes zu gewährleisten, gelten folgenden Kriterien:

- Strömung ohne Ablösungen und Luftansaugwirbeln;
- Geschwindigkeit beträgt $\pm 10\%$ der mittleren Geschwindigkeit;
- Die maximale zulässige Geschwindigkeit darf nicht mehr als 20% von der mittleren Geschwindigkeit abweichen;
- Die Abweichungen zwischen der linken und der rechten Hälfte des Turbineneinlufes dürfen nicht mehr als 5 % betragen.

Zur Erreichung der gegebenen Wirkungsgradwerte und Leistungen ist es erforderlich, dass die gegebene Nettofallhöhe (und somit also der Unterwasserspiegel und die Rechenverluste) erzielt wird.

Der Turbinenhersteller verlangt, dass für die Quadrantenbeaufschlagung des Einlaufbauwerkes das Kriterium von Fisher- Franke (siehe Kapitel 4.1 des Teils II) erfüllt wird. Den Nachweis zur Erfüllung dieses Kriteriums kann nur im Rahmen eines umfangreichen

hydraulischen Modellversuches mit einer entsprechenden Optimierung der Einlaufgeometrie erbracht werden.

Der Zulauf sowie das Saugrohr müssen eine ausreichende Überdeckung aufweisen. Die Wasserführung muss entsprechend der hydraulischen Form durchgeführt werden. In diesem Zusammenhang wird angenommen, dass das Wasser sauber, frei von Laub, Ästen, Algen usw. ist.

In jedem vorliegenden Fall wird in der Praxis im Bezug auf die Wassermenge und die Fallhöhe eine Anfrage nach technischem neben dem finanziellen Angebot bei dem gewählten Turbinenhersteller gestellt. Üblicherweise sind mehrere potenzielle Hersteller, zu denen Kontakt aufgenommen wird, hier wird nur eine solche Firma beispielsweise berücksichtigt. Der Hersteller bietet ein hydraulisch- mathematisches Simulationsmodell der Turbine an, so dass der optimale Laufraddurchmesser, die Drehzahl, der Wirkungsgrad der Turbine und des Generators, sowie die optimalen Beziehungen zwischen den charakteristischen Winkeln der Leitapparatschaufeln und der Laufradschaufeln für unterschiedliche Fallhöhenwerte bestimmt werden kann.

Die gegebenen Parameter in Tabelle 15 werden von der Baufirma „Stroyexpert Engineering“, mit Schwerpunkt „Wasserbau“, vorgelegt. Manche der Parameter sind gemäß Punkt 8.1 des Teils II abgeändert.

Tabelle 15: Wirkungsgradwerte der ausgewählten Turbine, des Generators und des Getriebes

Q (m ³ /s)	UWS (m)	H _{BR} (m)	H _{NT} (m)	η _T (%)	P _T (kW)	η _G (%)	P _G (kW)
22,00	166,23	6,07	5,87	92,45	1171	98,50	1154
20,00	166,19	6,11	5,94	93,10	1085	98,45	1068
16,00	166,10	6,20	6,09	93,80	897	98,30	882
12,00	166,00	6,30	6,24	93,50	687	98,00	673
10,00	165,95	6,35	6,31	92,50	572	97,80	560
8,00	165,89	6,41	6,38	90,80	455	97,50	443
5,00	165,79	6,51	6,50	86,00	274	96,30	264
3,00	165,71	6,59	6,59	75,00	145	94,00	137

$$H_{BR} = \nabla OWL - \nabla UWL [m]$$

$$H_{NT} = H_{BR} - \Delta h [m]$$

Δh - Summe der Verluste bei entsprechenden Q- Werten

$$\Delta h = \zeta \frac{v^2}{2g} [m]$$

ζ - Verlustbeiwert

η_T, η_G - Wirkungsgradwerte

P_T, P_G - Leistung (Turbine, Generator)

$$P = 9,81 \cdot \eta \cdot H_{NT} \cdot Q_A$$

$$\eta_{KW} = \frac{\eta_T \cdot \eta_G}{100}$$

7.4. HYDRAULISCHES DRUCKÖLSYSTEM

Der Ausführungsorgan der Regelheit ist das Druckölsystem. Es ist in diesem Fall eines elektro- hydraulischen Types mit 2 Pumpen. Die Hauptelemente einer Öldruckanlage sind die Ölpumpe mit Antriebsmotor, der Ölbehälter, die Sicherheitseinrichtungen, Rohrleitungen, Manometer und Ölfilter. Der Nenndruck beträgt 80-110 bar und hat manuell betriebene Doppelfilter. Ein digitaler elektronischer Turbinenregler wird in den Einheitsregler eingebaut und im Schaltschrank montiert. Die Elektroniksteuerung wird an alle notwendigen Steuerungsfunktionen angepasst. Der Regler des Hydraulikaggregates ist nur für den Netzbetrieb konzipiert.

Die Ölhydrauliksteuerung wandelt die elektrischen Signale von der Elektroniksteuerung in ein mechanisches Kraftsignal um, mit dem später der Servomotor der Turbine in Betrieb genommen wird und die beweglichen Schaufeln der beiden Systeme in jede gewünschte Position gebracht werden können.

7.4.1. Technische Daten des Drückölsystems

Typ	elektro- hydraulisch
Anzahl der Einheiten	1
Anzahl der Pumpen pro Einheit	2
Nenndruck	80- 110 bar
Druckfilter	10 μm
Filtertyp	manuell betätigter Doppelfilter

7.5. RECHENREINIGUNGSMASCHINE

Um die Turbine vor Treibgut und Treibeis zu schützen, ist ein Einlaufrechen mit einer automatischen Rechenreinigungsanlage vorgesehen. Die gewählte Maschine ist Hydronic Typ-K- Series. Hydronic bedeutet hydraulischer Antrieb, der fast unbegrenzte Möglichkeiten hinsichtlich Kinematik und Betriebssicherheit bietet. Die Reinigungsharke kann in jegliche

Richtung angetrieben, gedreht und geschwenkt werden. Der Rechenreiniger arbeitet sowohl manuell als auch automatisch, eine Zeitsteuerung ist ebenfalls auch möglich.

7.5.1. Technische Daten der Rechenreinigungsanlage

Typ	Hydronic K-100	
Anzahl der Einheiten	1	
Max. Durchfluss	22,0	m ³ /s
Putzlänge	8,60	m
Breite der Rechenreiniger	5,00	m
Motorleistung	11,00	kW

7.6. AUSWAHL UND TECHNISCHE BESCHREIBUNG DES GENERATORS

Bei dem ausgewählten Generator handelt es sich um einen bürstenlosen Synchrongenerator mit eingebauter Erregermaschine und einem Steuerungssystem mit zylindrischer Abtriebswelle und hängendem Laufrad.

7.6.1. Technische Daten des Generators

Anzahl der Einheiten	1	
Typ	Synchron	
Anordnung der Achse	vertikal	
Wirkleistung	1154	kW
Scheinleistung	1282	kVa
cos φ	0,90- 0,95	
Frequenz	50	Hz
Drehzahl	750	min ⁻¹
Durchgangdrehzahl	2250	min ⁻¹
Höhenlage	166,0	ü.M
Umgebungstemperatur	max. 40 °C	

7.6.2. Mechanische Daten des Generators

Lärmpegel	92	dB(A)
Schwungmoment	211	kgm ²
Gesamtgeneratorgewicht	7500	kgf

- Wirkleistung

$$P_G = g \cdot \eta_T \cdot \eta_G \cdot H_{NT} \cdot Q_T [kW]$$

- Scheinleistung

- Leistungsbeiwert ist angenommen - $\cos \varphi = 0,9$

- $S = \frac{P_G}{\cos \varphi} [kVa]$

8. ÜBERSCHLÄGIGE GESTALTUNG DES KRAFTHAUSES

Das Krafthaus befindet sich zwischen den Ein- und Auslaufbauwerk unmittelbar am rechten Ufer des Flusses. Die Hauptaufgabe des Krafthauses ist die Gewährleistung des sicheren Betriebs der mechanischen und elektrischen Ausrüstung. Die Grundaspekte der Konzipierung, sowie die unterschiedlichen konstruktiven Lösungen im Krafthausbau wurden bereits im Kapitel 4 des Teils. I näher erläutert.

Ein wichtiger Bestandteil bei der Planung eines Krafthauses ist die Untersuchung von unterschiedlichen Varianten, um die zahlreichen Anforderungen zu erfüllen. Infolge einer Variantenuntersuchung wird die optimale Lösung gesucht und der grundsätzliche Aufwand erhoben.

Bei der Planung ist vor allem zu beachten, dass:

- Die Anordnung der Turbine am tiefst möglichen Punkt im Krafthaus, um eine Kavitation zu vermeiden;
- Die Zugänglichkeit aller Anlageteile, sowohl für eine problemlose Montage, Demontage, als auch für Inspektionen bzw. Revisionen und Wartungsarbeiten;
- Effiziente Raumbedarfsplanung, um Platz und Kosten zu sparen.

Zusammenfassend lässt sich eine vereinfachte, schrittweise Ermittlung der Größe des Krafthauses und die erforderlichen Bauwerksabmessungen angeben (J.Giesecke, E.Mosonyi, St.Heimerl, 2014):

Es ist zu erwähnen, dass die Bemessung und die Konstruktion des Krafthauses erst in der Detailplanungsphase statt findet. Mit Hilfe von Rechenmodellen werden die Bauteile für das Krafthaus bemessen. Dies würde jedoch den Umfang der Diplomarbeit überschreiten.

8.1. KRAFTWERKSUNTERBAU

Das Krafthaus kann grundsätzlich in 2 Bereiche eingeteilt werden: Kraftwerksunterbau und Kraftwerksoberbau. In dem unteren Bereich des Gebäudes ist der Turbinenblock vorgesehen, bestehend aus- Einlauf, Turbine, Saugrohr und Auslauf. Die Wasserfassung erfolgt durch das Einlaufbauwerk, das auch das Triebwasser zu der Turbine führt. Der Einlauf besteht aus einer Tauch-(Schutz)wand, einem Rechen, einer Arbeitsbrücke, Nischen für den Dambalken und einem Reparaturverschlussorgan. Die Arbeitsbrücke dient zur Bedienung aller Einrichtungen des Einlaufsbereichs (Anheben des Rechens und Anordnen der Rechenreinigungsmaschine, Anheben und Absenken den Dambalken, Anheben und Absenken des Verschlussorgans usw.). Die Aufgabe des Rechens besteht darin, dass keine Fremdkörper, die grösser als 5 cm sind, eintreten können. Diese zulässigen Abmessungen sind vorher im

Bezug auf den Turbinentyp und der Größe der Fallhöhe festgelegt. Das Gitter ist unter einem Winkel von 70° aufgehängt und der Abstand zwischen den Stäben beträgt 5 cm, wie schon im Kapitel 4.1 des II. Teils näher erläutert wurde.

Die Abmessungen des Kraftwerksunterbaus sind vom Einbau folgender Elemente abhängig:

- Turbinentyp;
- Saugrohr;
- Zusatzeinrichtungen des Turbinenblocks;
- Aufbau- und Abbaubedingungen der Anlagen;
- Räume, Galerien, Schlüchte und Zugänge für besseren und einfacheren Betrieb der Anlagen.

Die Dimensionierung des Krafthausunterbaus wird vereinfacht nach den folgenden Schritten bestimmt:

8.1.1. Ermittlung der Abmessungen der Turbine und der Triebwasserzuführung und – ableitung

Die Ermittlung der Abmessungen der Turbine, der Triebwasserzuführung und der Triebwasserableitung bildet die Basis für die Konstruktion des Krafthauses.

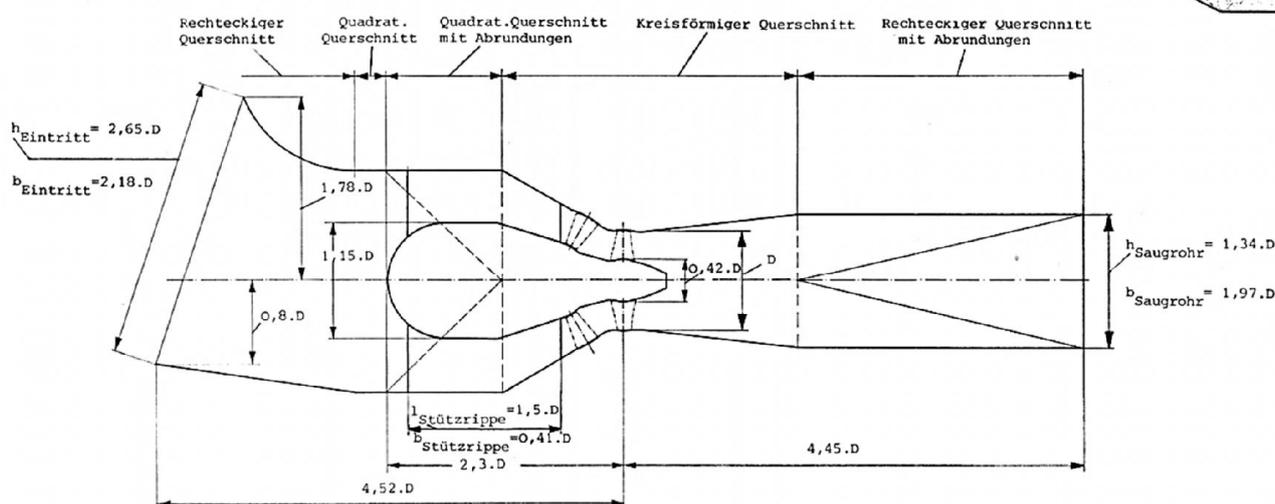


Abbildung 60: Beispiel der Ermittlung von Turbinenabmessungen

Die in Abb. 60 angegebenen Parameter sind eine Funktion des Laufraddurchmessers und sind von verschiedenen Bedingungen abhängig. Gemäß dem vorgegebenen Schema in Abb. 20 und den geplanten Entwurfsdaten im Punkt 8.3.1 aus Kapitel 8 und mit der Voraussetzung, dass eine Neigung von ungefähr 10° vorhanden sein wird, werden die folgenden Abmessungen der hydraulischen Maschine und der Triebwasserzuführung und – ableitung angenommen:

Die Parameter wurden um $\approx 15-20\%$ im Vergleich zu Abb. 60 erhöht und werden auf konkrete ähnliche Daten basiert.

$D_1 = 1950,00 [mm]$ - Durchmesser des Laufrades

$D_2 = 2 \cdot 1950,00 = 3900 [mm]$ Durchmesser des

Turbineneinlaufes

$h_{\text{Eintritt}} = 3,15 \cdot D_1 = 6150 [mm]$

$b_{\text{Eintritt}} = 2,56 \cdot D_1 = 5000 [mm]$

$h_{\text{Saugrohr}} = 1,67 \cdot D_1 = 3250 [mm]$

$b_{\text{Saugrohr}} = 2,38 \cdot D_1 = 4635 [mm]$

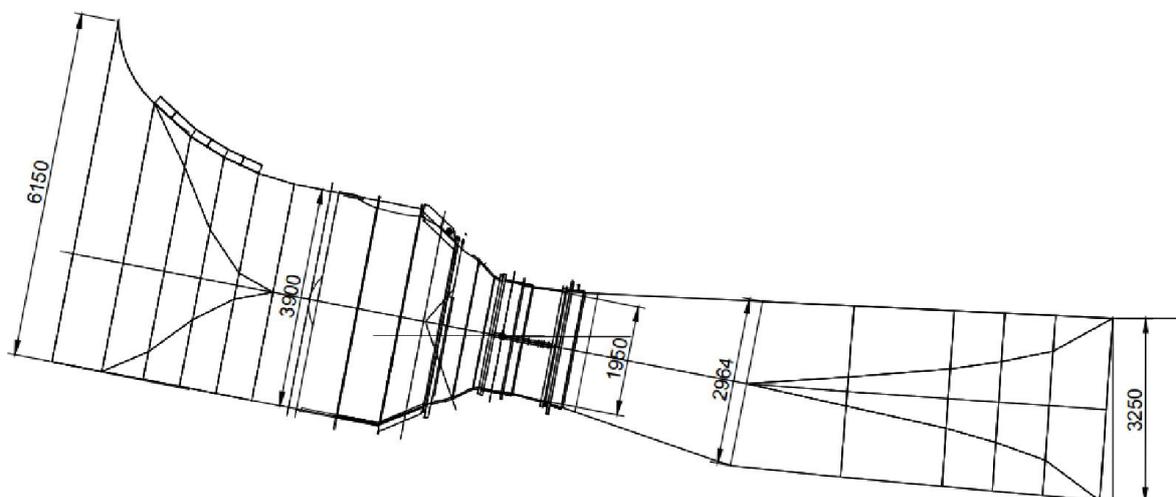
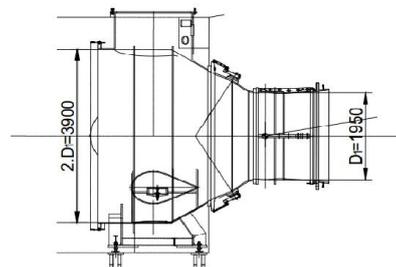


Abbildung 61: Turbinenabmessungen

8.1.2. Entwickeln der Betonkonstruktion der Fundamente zur Auflagerung des Maschinensatzes und der Zusatzeinrichtungen

Die Betonkonstruktion sollte innerhalb von drei Bauphasen errichtet werden. Während der ersten Phase wird die Konstruktion bis Kote 166,65 m entwickelt. Diese umfasst den Fundament und einige Wände. Da das Fundament als Flachgründung gegründet wird, müssen entsprechende Normen eingehalten werden. Der Entwurf einer Flachgründung erfolgt auf der Grundlage ist ein ingenieur- hydrogeologischer Berichts des Untergrundes mit Hilfe von Bohrlöchern und Schürfen. Das Fundament wird aus Ausgleichsbeton mit einer Dicke von 25 cm errichtet. Es wird auch empfohlen, dass oberhalb der Ausgleichsdichtung eine Abdichtung angebracht wird, die die Durchführung von Wasser vermeiden soll. Die Fundamentplatte des Krafthauses erstreckt sich bis zu den festen Gestein. Deshalb sind keine Bodenverbesserungsmaßnahmen erforderlich. Bei der Flachgründung werden die Lasten direkt in den Untergrund geleitet, deshalb ist die Verbindung zwischen Bauwerk und Baugrund sehr

wichtig. Eine Finite- Elemente Berechnung wird angewendet, um eine optimale Berechnung und die folgenden Grenzzustände nachzuweisen:

1. GZ 1: Tragfähigkeit (STR und GEO-2⁸)
2. GZ 2: Gebrauchstauglichkeit (Verformungsnachweis)

Die Konstruktion des Krafthauses besteht aus Monolithstahlbeton mit Umschließungswände und einer gemeinsamen Fundamentplatte. Der Einbau der Turbine erfolgt in einer späteren Phase des Baus zu einer Gesamteinheit.

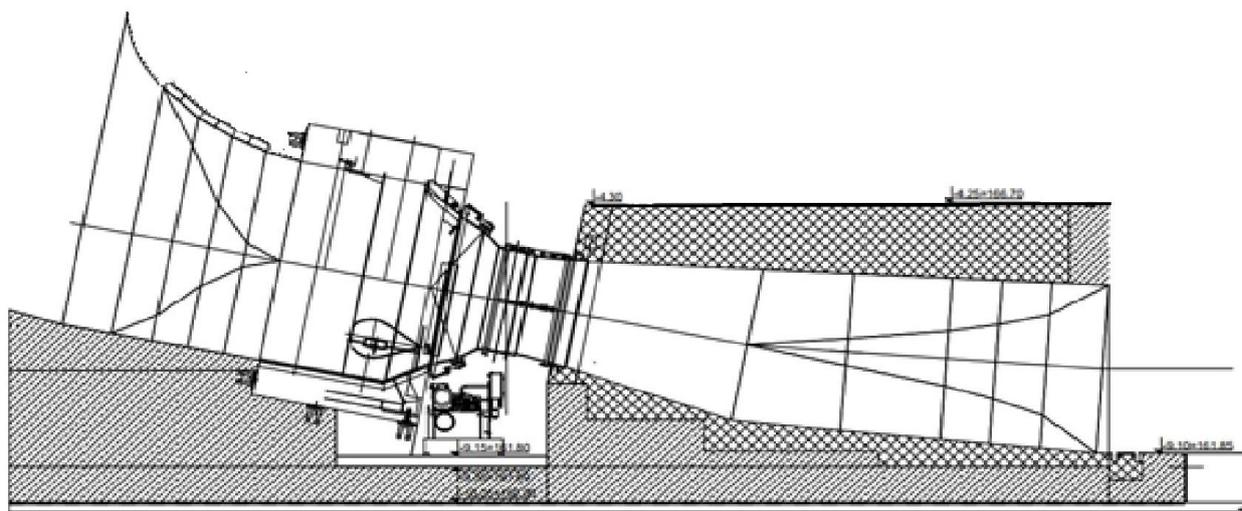


Abbildung 62: Entwicklung der Fundamentkonstruktion

8.1.3. Errechnen der Abmessungen des gesamten Maschinensatzes

Die Abmessungen des Generators und das Druckölsystem basieren auf bestehende Anlagen. Zusammen mit ihren Abmessungen sind die Durchgänge, mechanische und elektrische Steuerungseinrichtungen, sowie ausreichende Verkehrs- und Abstellflächen zu berücksichtigen (J.Giesecke, E.Mosonyi, St.Heimerl, 2014). Wichtig ist auch die Führung der elektrischen Leitungen und die Positionierung der elektrischen Einrichtungen. Die Leitungen müssen in separaten Schächten und Kabelkanälen verlegt werden. Die Ermittlung der Abmessungen des gesamten Maschinensatzes hat den Zweck die Kompaktheit des Krafthauses und den minimalen Aufwand aus wirtschaftlicher Sicht sicherzustellen. Aus Sicherheitsgründen kann das Krafthaus mit einer Feuerlöschanlage versehen werden.

- Druckölsystem

$$L \times B \times h \approx 2400 \times 1400 \times 1700$$

⁸ STR (structure)- Versagen oder große Verformungen des Tragwerks oder seiner Teile
GEO 2 (geotechnics)- Versagen oder sehr große Verformung des Baugrunds (Gemäß Eurocode 7)

- Generator
 $L \times B \times h \approx 2200 \times 1700 \times 1700$

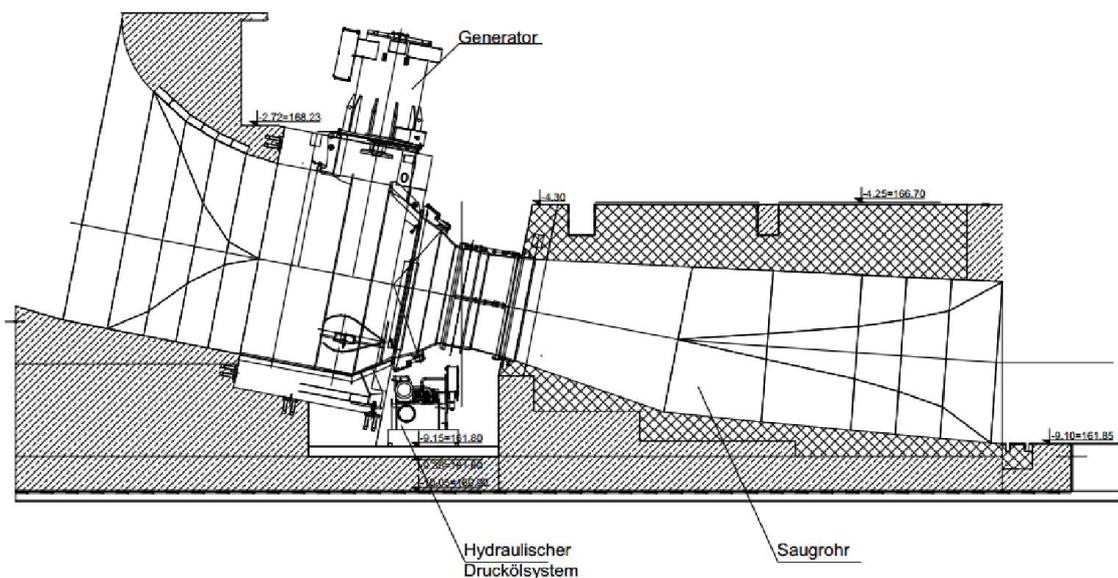


Abbildung 63: Maschinensatzabmessungen

Es ist kein stationärer Kran vor Ort vorgesehen. Alle Montagearbeiten an den Maschinensätzen erfolgen mittels einem Autokran durch die Dachöffnung.

8.2. KRAFTHAUSOBERBAU

In dem oberen Bereich des Krafthauses werden die folgenden Einrichtungen angeordnet: Raum für die Verschlussorgane, alle maschinelle und elektrische Einrichtungen des Krafthauses (Generator mit Erreger), automatische oder handbetriebene Regelorgane der Drehzahl der Turbine, Steuertafel, durch diese werden alle Messgeräte (Wattmeter, Voltmeter ua.) und alle Maschinen gesteuert.

Die gesamte Maschinenhalle soll groß, hell und geräumig, gleichzeitig auch kostengünstig sein. Alle elektrischen Einrichtungen und Regelorgane, durch die die Maschinensätze betrieben werden, sollen an einer leicht zugänglichen Stelle mit guter Sichtbarkeit für das technische Betriebspersonal platziert werden.

Der Transformator und der Verteilernetzbetreiber werden über den horizontalen Teil des Saugrohres angeordnet. Das ist möglich, weil das Kraftwerk die Aufgabe des Absperrbauwerkes übernimmt.

8.2.1. Anordnen des Transformators und allen Zusatzeinrichtungen; Errichten der Betriebsräume, Werkstätten, Zugangsflächen etc.

In der dritten Phase wird die Betonkonstruktion entwickelt. Dabei wird die gesamte Baukonstruktion bis hin zur Dachkote aufgebaut. Der Dach über der Maschinenhalle wird nicht geschlossen, weil da noch die Montage der hydraulischen Maschinen erfolgt. Die Turbine wird einbaufertig angeordnet, dann mit Beton gestützt und schließlich gegen herabfallende Gegenstände im Laufe der Dienstleistungen geschützt.

Die gesamte mechanische Ausrüstung des Krafthauses, sowie allen vorgesehenen Verschlussorgane werden von dem Versorgungsbereich durch einen Autokran eingebaut. Der Servicebereich befindet sich auf zwei Plattformen, 170,80 m ü.M und 169,95 m ü.M, was 10 cm unter der Kote 0,00 des Krafthauses entspricht. Dieser Bereich gewährt Zugang zu:

- Maschinenraum und Unterkunftsräume des Krafthauses;
- Transformator und Verteilungsgeräte;
- Montage der Ausrüstung durch die Öffnungen des Daches dem Maschinenraum;
- Montage der Verschlussorgane und Rechen beim Einlauf des Krafthauses;
- Montage der Verschlussorgane beim Auslauf des Krafthauses;

Im Steuerraum und bei den kompakten Verteilungsgeräten ist Schienensystem für den Einbau des Fußbodens vorgesehen.

In den letzten Phase wird die Einrichtung des Krafthauses abgeschlossen durch die endgültige Montage und das Betonglätten im Maschinenraum.

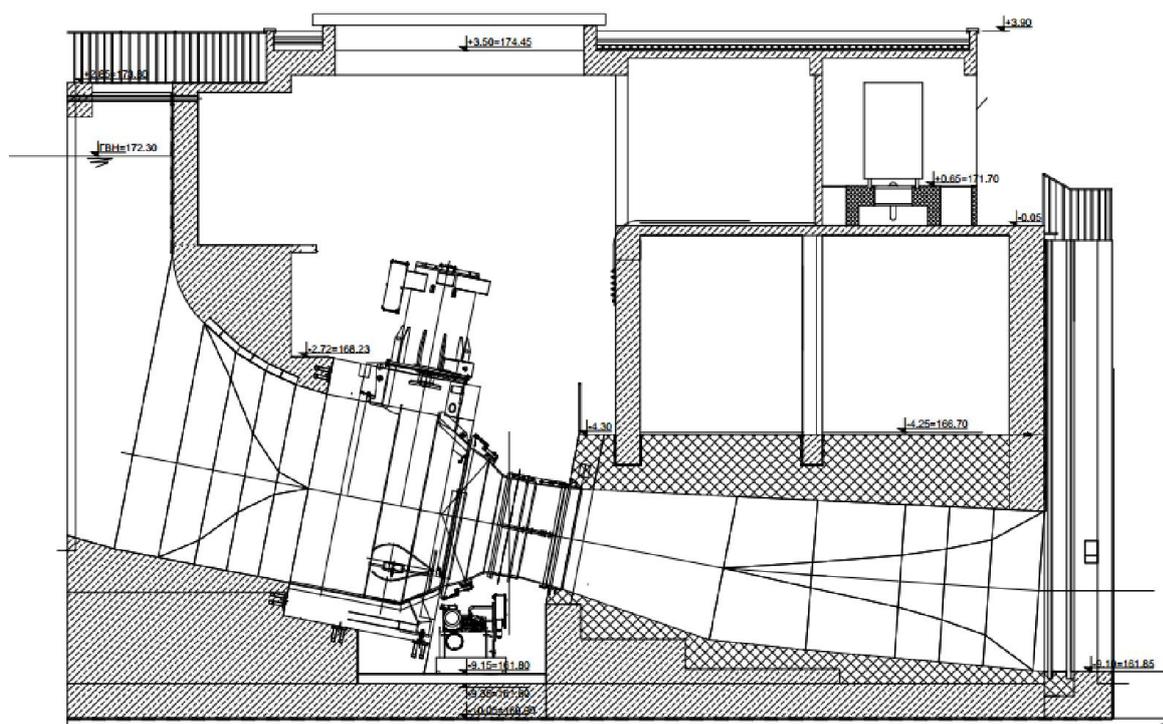


Abbildung 64: Gesamtbaukonstruktion des Krafthauses

8.3. ALLGEMEINE VORAUSSETZUNGEN FÜR DAS KONSTRUIEREN DES KRAFTHAUSES

Die Konstruktion wird auf alle Belastungen, die bei der Bauphase, der Montageperiode und der Betriebszeit entstehen, geprüft und ausreichend dimensioniert. Bei der Dimensionierung des Krafthauses werden alle dynamische Belastungen der Turbine und des Generators berücksichtigt, sowie die statischen Belastungen aus Schränken, Tafeln und Transformator. Wichtig ist zu erwähnen, dass alle Belastungen vertikal (vom Dach zum Fundament) abgeleitet werden, deshalb ist es notwendig, dass die Tragfähigkeit des Untergrundes überprüft werden soll. Bei allen Berechnungen wird berücksichtigt, dass sich das Bauwerk in einer Zone mit Intensitätsstufe $I_c = IX$ nach der Medvedev-Sponheuer-Karnik-Skala befindet und der seismische Koeffizient $K_s = 0,27$.

SCHLUSSFOLGERUNG

Im Zuge dieser Diplomarbeit wurde das Krafthauskonzept des Kleinwasserkraftwerkes „Kadiovo“ in Bulgarien bei unterschiedlichen Varianten der maschinentechnischen Ausrüstung bearbeitet. Die Krafthausdimensionierung hängt primär von der Wahl der maschinentechnischen Ausrüstung eines Kraftwerkes und der Fallhöhe ab, die somit die entscheidenden Faktoren darstellen. In der vorliegenden Untersuchung wurde ein ausführlicher Überblick über die Turbinentypen, die angesichts ihrer verschiedenen Parameter am besten im Niederdruckbereich angewendet werden. Ein wesentlicher Aspekt beim Entwurf des Krafthauses an Standorten mit niedrigen Fallhöhen ist die kostengünstige Bauweise bei gleichzeitigen höheren Wirkungsgrad. In diesem Zusammenhang wurde eine Kegelrad-Rohrturbine als die beste wirtschaftliche und ökologische Lösung für dieses Flußkraftwerk angesehen. Diese kompakte und moderne Maschine bietet in der Praxis viele Vorteile und attraktive Gestaltungsmerkmale. Als komplett montierte Turbinen-Generatoreinheit, kann das Maschinensatzkonzept sofort installiert werden. Die doppelregulierte Turbine benötigt zur optimalen Ausnutzung die vorhandene Energie. Diese und noch weitere Vorteile wie die Kompaktheit und das kleine Bauvolumen führen zur Wahl dieses Turbinentyps. Durch die Dimensionierung der Turbine sind die Hauptparameter des Krafthauses bereits bekannt.

Das Gesamtkrafthauskonzept umfasst aber noch weitere Faktoren. Es wurden Vorstudien, die örtlichen Bedingungen, die ökologische Verträglichkeit und die Kosteneffizienz, die die Auswahl des Krafthauskonzeptes bei den Kleinwasserkraftwerken berücksichtigt. Dadurch konnte eine exakte Planung und konkrete Durchführung erfolgen.

LITERATURVERZEICHNIS

- © 2009 HYDRO-ENERGIE ROTH GMBH. (kein Datum).
<http://www.hydroenergie.de/bewegliche-wka>. Abgerufen am 23. 11 2015 von
<http://www.hydroenergie.de>: <http://www.hydroenergie.de/bewegliche-wka>
- © 2013 Obermeyer Hydro, Inc. (2013). *Luftbetätigte Wehrklappen*. Abgerufen am March
 2016 von Obermeyer Hydro: <http://www.obermeyerhydro.com/node/9?language=de>
- © VERBUND. (2015). *Laufkraftwerk Rosegg-St. Jakob*. Abgerufen am 11 2015 von
 VERBUND- Unsere Kraftwerke:
<http://www.verbund.com/pp/de/laufkraftwerk/rosegg-st-jakob>
- © VERBUND. (2015). *Laufkraftwerk Villach*. Abgerufen am 11 2015 von VERBUND-
 Unsere Kraftwerke: <http://www.verbund.com/pp/de/laufkraftwerk/villach>
- ANDRITZ HYDRO GmbH. (kein Datum). <http://www.andritz.com/hy-hydromatrix-de.pdf>.
 Abgerufen am 24. 11 2015 von <http://www.andritz.com>: <http://www.andritz.com>
- ANDRITZ HYDRO GmbH. (kein Datum). <http://www.andritz.com/hy-hydromatrix-product-presentation-de.pdf>.
 Abgerufen am 24. 11 2015 von <http://www.andritz.com>:
<http://www.andritz.com>
- ANDRITZ pumps*. (2015). Abgerufen am 02. 12 2015 von Direct Industry:
<http://www.directindustry.de/prod/andritz-pumps/product-26150-914659.html>
- Aquila Capital. (02. 10 2012). *Nutzung der Wasserkraft in Europa*. Abgerufen am Oktober
 2015 von Wasserkraft: Ausgereifte Technologien mit einer Lebensdauer von über 100
 Jahren: <http://www.aquila-capital.de/unternehmen/presse/presse-artikel/nutzung-der-wasserkraft-in-europa>
- BDEW Bundesverband der Energie- und Wasserwirtschaft e. V., Union of the Electricity
 Industry - EURELECTRIC aisbl, Hydro Equipment Association (HEA). (Februar
 2013). *Wasserkraft für ein nachhaltiges Europa*. Von BDEW: Energie. Wasser.
 Leben:
[https://www.bdew.de/internet.nsf/id/6901AF14BF8A6520C1257C35004E1AC9/\\$file/Fact-sheets_deutsch_final.pdf](https://www.bdew.de/internet.nsf/id/6901AF14BF8A6520C1257C35004E1AC9/$file/Fact-sheets_deutsch_final.pdf) abgerufen
- D. Kisliakov, S. Petkova. (2012). Possibilities for use of the water power potential of river
 Mesta in its own catchment area. *International Jubilee Conference UACEG2012:
 Science & Practice*. Sofia: UACEG.
- D. Kisliakov, S. Petkova, S. Bozhinova. (2013). Hydraulic power take-off solution for the
 Hydrostatic pressure machine. In G. Müller, *Forschungsprojekt: "Novel power take-off
 system for low head hydropower machines to improve cost-effectiveness"*.
 University of Southampton, UK.
- Daniel Innerhofer, Jörg Lochschmidt, Josef Lampl, Robert Wührer, Barbara Brinkmeier,
 Markus Aufleger. (08 2015). Anströmung von Kompaktturbinen. *Österreichische
 Wasser- und Abfallwirtschaft, Volume 67, Issue 7-8*, 307-314. Abgerufen am 21. 11
 2015
- E. Göde, A. Ruprecht . (2003). *Wasserkraft, die (einzig) kurz- und mittelfristige Perspektive
 zur weltweiten CO2-Emissionsminderung*. Stuttgart: Universität Stuttgart.
- European Small Hydropower Association. (20. September 2012). *Small Hydropower
 Roadmap: Condensed research data for EU-27*. Von The European Small
 Hydropower Association:

- http://www.esha.be/fileadmin/esha_files/documents/publications/2013/SHPRoadmap_FINAL_Public.pdf abgerufen
- G. Wickert, G. Schmausser. (1971). *Stahlwasserbau*. Berlin: Springer- Verlag Berlin Heidelberg GmbH.
- Global Trade Media. (2015). *International Water Power & Dam Construction*. Abgerufen am 30. 11 2015 von International Water Power & Dam Construction Web Site: <http://www.waterpowermagazine.com/features/featuregetting-down-with-vlh-turbine-rd/featuregetting-down-with-vlh-turbine-rd-6.html>
- Google. (2016). Abgerufen am Februar 2016 von Google: <https://www.google.at/maps/place/4213+Kadievo,+Bulgaria/>
- <http://www.maschinenbau-unterlercher.at/wasserkraft/durchstroemturbine.html>. (kein Datum). <http://www.maschinenbau-unterlercher.at/wasserkraft/durchstroemturbine.html>. Von <http://www.maschinenbau-unterlercher.at>: <http://www.maschinenbau-unterlercher.at> abgerufen
- <http://www.turbineconsult.com>. (kein Datum).
- Hydro-Energie Projekt Bad Sulza GmbH & Co.KG. (2010). *Realisierung einer Versuchsanlage des beweglichen, über- und unterströmbaren Wasserkraftwerks zwecks Validierung der Forschungsergebnisse*. Karlsruhe.
- J.Giesecke, E.Mosonyi, St.Heimerl. (2014). *Wasserkraftanlagen, Planung, Bau und Betrieb* (6. Auflage Ausg.). Springer Vieweg.
- JuraForum-Wiki. (01. 06 2013). *Kyoto-Protokoll*. Abgerufen am Oktober 2015 von JuraForum: <http://www.juraforum.de/lexikon/kyoto-protokoll>
- Lattermann, E. (2010). *Wasserbau-Praxis: Mit Berechnungsbeispielen Bauwerk*. Berlin: Beuth Verlag.
- M. Aufleger, B. Brinkmeier. (2010). *Das Konzept des Fließgewässerkraftwerkes*. Innsbruck: Springer- Verlag.
- M. Kaltschmitt, W. Streicher, A. Wiese. (2012). *Erneuerbare Energien, Systemtechnik, Wirtschaftlichkeit, Umweltaspekte, 5.Auflage*. Hamburg, Innsbruck, Frankfurt: Springer.
- Markus Aufleger, Barbara Brinkmeier. (08 2015). *Wasserkraftanlagen mit niedrigen Fallhöhen – Verschiedene Konzepte im kritischen Vergleich. Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft, Volume 67, Issue 7-8, 281-291*. Abgerufen am 21. 11 2015
- Mauricio Angulo, Sergio Liscia. (2013). *CFD optimization of low head turbines intake using Fisher-Franke guidelines. Latin American Hydro Power and Systems Meeting– 2013*, 1-2.
- MJ2 Technologies. (2007). *VLH-Turbine*. Abgerufen am 30. 11 2015 von VLH-Turbine Web site: http://www.vlh-turbine.com/FR/html/Pdt_VLH.htm
- Mosonyi, E. (1966). *Wasserkraftwerke I*.
- Mosonyi, E. (1987). *Water power development. Band I*. Budapest.
- Müller, B. (2003). Kapitel 8: Stau- und Wasserkraftanlagen. In B. Müller, *Einführung in Wasserbau und Wasserwirtschaft* (S. 1-47). Hannover: Universität Hannover.
- Müller, G. (2006). *Die Staudruckmaschine – tatsächlich die innovative Neuentwicklung?* Southampton: WasserWirtschaft WaWi.
- Müller, G. (2011). *Wasserdruckrad für Fallhöhen unter 1 m und Leistungen bis 30 kW. Wasserkraft- mehr Wirkungsgrad + mehr Ökologie= mehr Zukunft* (S. 307-314). Dresden: Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen.

- Odenwald, D.-I. B. (08. November 2012). *Einwirkungen und Beanspruchungen aus Grundwasser und Oberflächenwasser*. Von BAW-Kolloquium : <http://vzb.baw.de/publikationen/kolloquien/0/Odenwald%20Einwirkungen.pdf> abgerufen
- Peter Eichenberger, Ivo Scherrer, Jean-Marc Chapallaz, Matthias Wiget. (2011). *Evaluation von Ultra-Niederdruckkonzepten für Schweizer Flüsse*. Bern.
- S. Schneider, N. Saenger, G. Müller, U. Zanke. (Juni 2011). Nutzung von geringen Fallhöhen zur Energiegewinnung: Untersuchungen an einer Wasserdruckmaschine. *Korrespondenz Wasserwirtschaft*, 329-334. Von <http://www.dwa.de> abgerufen
- Schoklitsch, A. (1962). *Handbuch des Wasserbaues: Zweiter Band*.
- Sn. Bozhinova, S. Petkova, D. Kisliakov, Iv. Andreev. (2012). Forschungskraftwerk mit einer Wasserdruckmaschine am Fluss Iskar (Bulgarien) im Rahmen des EU-Projektes HYLOW. *WASSERBAUSYMPIOSIUM 2012: Wasser – Energie, Global denken – lokal handeln* (S. 329-336). Graz: TU Graz.
- SWIFT Engineering GmbH. (January 2012). *Seminar "Neue Entwicklungen im Bereich Kleinwasserkraft"*. Abgerufen am 01. 12 2015 von HYLOW: development of hydro power converter for very low head differences: <http://www.hylow.eu/kleinwasserkraft-seminar.html>
- Th. Strobl, Fr. Zunic. (2006). *Wasserbau- Aktuelle Grundlagen, Neue Entwicklungen*. München: Springer.
- VA TECH HYDRO. (kein Datum). *Water.Power.StrafloMatrix*. Abgerufen am 26. 11 2015 von ActClean: the way to cleaner production: <http://act-clean.eu/index.php/StrafloMatrix-turbine--a-compact-turbine-;100.366/1>
- Verband der Elektrotechnik Elektronik Informationstechnik. (21. April 2008). *Positionspapier zur Wasserkraft*. Abgerufen am Oktober 2015 von VDE Website Impressum: <https://www.vde.com/de/fg/ETG/Arbeitsgebiete/V1/Aktuelles/Oeffentlich/Seiten/Wasserkraft.aspx>
- Walter, H. (1976). Die Durchströmturbine für Kleinwasserkraftwerke- eine angepasste Technologie zur Energieerzeugung. *Der Tropenlandwirt, Zeitschrift für die Landwirtschaft in den Tropen und Sudtropen*. Von <http://www.jarts.info> abgerufen
- Watter, H. (2011). Wasserkraft: Beispielanlagen. In H. Watter, *Regenerative Energiesysteme: Grundlagen, Systemtechnik und Analysen ausgeführter Beispiele nachhaltiger Energiesysteme, Ausgabe 4* (S. 105). Springer Vieweg.
- www.hydro-solar.ch. (kein Datum).
- Е. Маринов, Б. Казаков, М. Мараджиева, И. Минков. (2011). *Хидравлика*. София: УАСГ.
- Л. Венков, Н. Драганов, Г. Даков, В. Митев, Ат. Лазаров, Г. Линков. (2003). *Стоманени конструкции (Stahlkonstruktionen)*. София: УАСГ.
- Министерство на околната среда и водите (Ministerium für Umwelt und Wasser). (2013). *ЗАКОН за водите (Wassergesetz)*.
- Министерство на околната среда и водите (Ministerium für Umwelt und Wasser). (kein Datum). *Наредба № 6 (Verordnung № 6)*.
- Министерство на регионалното развитие и благоустройството (Ministerium für regionale Entwicklung und öffentliche Arbeiten). (1985). *Норми за проектиране на хидротехнически съоръжения (Normen für die Gestaltung von wasserbaulichen Anlagen)*. Sofia: Бюлетин за строителство и архитектура.

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1: Funktionsweise eines Wasserkraftwerkes (Zeichendarstellung)	13
Abbildung 2: Funktionsweise einer Hochdruckanlage (Zeichendarstellung)	15
Abbildung 3: Funktionsweise eines Laufkraftwerkes (Zeichendarstellung).....	21
Abbildung 4: Blockkrafthaus mit eingebauten tiefliegenden Entlastungskanälen.....	22
Abbildung 5: Anordnung von Flusskraftwerken (KH- Krafthaus, W- Wehr)	23
Abbildung 6: Zwillingskraftwerk Ybbs- Persenbeug.....	24
Abbildung 7: Beispiel für ein Pfeilerkraftwerk: Kraftwerk Villach, Drau, Österreich	25
Abbildung 8: Wehrkraftwerk Roscin, Parsenta, Polen. a) Schnitte durch Turbine, b) Grundablaß, c) Längsschnitt des Kraftwerkes	25
Abbildung 9: Ausleitungskraftwerke: a) Kanalkraftwerk, b) Schleifenkraftwerk, c) Schlingenkraftwerk.	26
Abbildung 10: Beispiel für Ausleitungskraftwerk: Kraftwerk Rosegg-St. Jakob, Drau, Österreich	26
Abbildung 11: Schematische Bereichsunterteilung eines Krafthauses	27
Abbildung 12: a) Flachgründung: Rheinkraftwerk Iffezheim; b) Tiefgründung: Hochrheinkraftwerk Rheinau	30
Abbildung 13: Unterschied zwischen Gleichdruck- und Überdruckturbine	31
Abbildung 14: Einsatzbereiche unterschiedlicher hydraulischen Maschinen in Abhängigkeit der Fallhöhe h_f und der spezifischen Drehzahl n_q	33
Abbildung 15: Einsatzbereiche der unterschiedlichen hydraulischen Maschinen in Abhängigkeit der Fallhöhe h_f und des Durchflusses Q	34
Abbildung 16: Vertikale Kaplan-Turbine (Ansicht und Schnitt).....	36
Abbildung 17: Konstruktive Gestaltung eines Krafthausblockes bei einer vertikalachsigen Maschinensatz mit Kaplan- Turbine	37
Abbildung 18: Kaplan- Rohrturbine	38
Abbildung 19: Konstruktive Gestaltung des Krafthauses bei S-Turbine	39
Abbildung 20: Konstruktive Gestaltung eines Krafthauses bei Kegelrad- Rohrturbine	40
Abbildung 21: Konstruktive Gestaltung des Krafthauses bei DIVE Turbine	41
Abbildung 22: Konstruktive Gestaltung des Krafthauses bei Francis- Schachtturbine	43
Abbildung 23: Aufbau einer zweizelligen Durchströmturbine	44
Abbildung 24: Arbeitsprinzip der vertikalen Durchströmturbine	44

Abbildung 25: Konstruktive Gestaltung des Krafthauses bei Durchströmturbine.....	45
Abbildung 26: Schematische Darstellung des beweglichen Kraftwerkes.....	47
Abbildung 27: Konstruktive Gestaltung eines HYDROMATRIX- Krafthauskonzeptes	49
Abbildung 28: Unterschied Hydromatrix- und StrafloMatrix- Turbine.....	49
Abbildung 29: Schematische Darstellung eines VLH- Turbinenkonzeptes.....	51
Abbildung 30: Schematische Darstellung eines VLH- Turbinenkonzeptes	52
Abbildung 31: Wirkungsprinzip und Isometrie einer Wasserdruckmaschine	52
Abbildung 32: Schematische Darstellung eines Krafthauskonzeptes bei einer Wasserkraftschnecke.....	53
Abbildung 33: Typen von Wasserrädern: 1) unterschlächtiges Schaufelrad; 2) mittelschlächtiges Zellenrad; 3) oberschlächtiges Zellenrad	55
Abbildung 34: Graphische Darstellung der Anwendung einer hydraulischen Lastabnahme und einer Pelton- Turbine.....	58
Abbildung 35: Graphische Darstellung der Anwendung einer hydraulischen Lastabnahme und einen hydraulischen Motor.....	58
Abbildung 36: Anordnung des Flusskraftwerkes.....	59
Abbildung 37: Grafische Darstellung der maximal zu erwartenden Bodenbeschleunigung in Bulgarien.....	62
Abbildung 38: Ortschaftsplan	64
Abbildung 39: Umleitung des Abwassers.....	70
Abbildung 40: Umleitungsdeiche.....	71
Abbildung 41: Vereinfachter geologischer Querschnitt des Flusstals im Profil des Wasserkraftwerkes	76
Abbildung 42: Abflusskurve des Flusses im Unterwasser des Wehres bei $Q_{1\%} = 260,00 \text{ m}^3/\text{s}$	77
Abbildung 43: Wehranlage ohne Spülöffnung.....	78
Abbildung 44: Querschnitt der Wehranlage mit Spülöffnung (Schema).....	79
Abbildung 45: Längsschnitt der eingetauchten Spülöffnung mit Rollschutz	79
Abbildung 46: Querschnitt der Wehranlage mit eingetauchter Spülöffnung (Schema)	80
Abbildung 47: Längsschnitt des Tosbeckens (Schema).....	81
Abbildung 48: Querschnitte durch die Schlupflöcher und Kronenausschnitte	83
Abbildung 49: Vereinfachter Profil bei $Q=1,84 \text{ m}^3/\text{s}$	84
Abbildung 50: Abflusskurve des Flusses im Unterwasser des Fischpasses bei $Q_{DF\%} =$ $1,84 \text{ m}^3/\text{s}$	85

Abbildung 51: Wirkende Kräfte.....	88
Abbildung 52: Spannungen bei normalem Betrieb ohne die Sporneinwirkung.....	92
Abbildung 53: Spannungen bei normalem Betrieb mit der Sporneinwirkung.....	95
Abbildung 54: Spannungen bei besonderem Betrieb.....	97
Abbildung 55: Aufteilung in gleiche Wasserlasten.....	100
Abbildung 56: Fläche des Wasserdruckes	103
Abbildung 57: Riegelabmessungen.....	104
Abbildung 58: Druckverteilung	104
Abbildung 59: Riegel 4- Abmessungen	105
Abbildung 60: Beispiel der Ermittlung von Turbinenabmessungen	114
Abbildung 61: Turbinenabmessungen	115
Abbildung 62: Entwicklung der Fundamentkonstruktion.....	116
Abbildung 63: Maschinensatzabmessungen	117
Abbildung 64: Gesamtbaukonstruktion des Krafthauses	118

PLÄNE
