

Handbuch zur Planung und Errichtung von Kleinwasserkraftwerken



Vorliegendes Werk ist die deutsche Version des „Layman’s Guidebook on how to develop a small hydro site“ von Celso Penche et al, ESHA 2004, übersetzt von Bernhard Pelikan

EUROPEAN SMALL HYDROPOWER ASSOCIATION

26, Rue du Trône * B-1000 * Belgium
T: +32 2 546 1945 * F: +32 2 546 1947
E: esha@arcadis.be * I: www.esha.be

VORWORT

Dieses Handbuch bringt die Originalpublikation mit dem Titel: „Layman’s Guidebook on how to develop a small hydro site“, veröffentlicht 1989 von ESHA – der Europäischen Kleinwasserkraftorganisation - auf den aktuellsten Stand. Die Bearbeitung erfolgte mit Unterstützung der Europäischen Kommission, DG-TREN innerhalb des ALTENER Programmes.

Obwohl sich dieses Werk auf das Original stützt, wurde es zufolge der wesentlichen Änderungen der letzten Jahre insbesondere in Umweltfragen und Bewilligungsmechanismen vollständig überarbeitet und aktualisiert. Diese aktualisierte Version ist in englisch, französisch, deutsch und schwedisch verfügbar und ergänzt damit die Originalversionen in spanisch und italienisch.

Das „Handbuch zur Planung und Errichtung von Kleinwasserkraftwerken“ wurde im Rahmen des EC-Projektes: Thematic Network on Small Hydropower“, im 5. Rahmenprogramm ausgearbeitet und finanziert.

Die Aktualisierung und Adaptierung erfolgte durch ein Fachkomitee unter Koordination und Federführung der ESHA: Die Mitglieder dieses Fachkomitees waren: Francis Armand (ADEME), Anton Schleiss (EPFL-LCH), Erik Bollaert (EPFL-LCH), Pedro Manso (EPFL-LCH), Jochen Bard (ISET), Jamie O’Nians (IT Power), Vincent Denis (MHyLab), Bernhard Pelikan (ÖVFK), Jean-Pierre Corbet (SCPTH), Christer Söderberg (SERO), Jonas Rundqvist (SERO) and Luigi Papetti (Studio Frosio). Die Übersetzung der englischen Originalversion in deutsch wurde von Bernhard Pelikan vorgenommen.

Spezieller Dank gebührt dem Autor des Originals Celso Penche, der die aktualisierte Version durchsah und damit Genauigkeit und Folgerichtigkeit garantierte.

Dieses Handbuch versteht sich als umfassende Information und Ratschlag für alle potentiellen Planer und Bauherren von Kleinwasserkraftanlagen betreffend alle erforderlichen Schritte der Projektsentwicklung. Es behandelt die folgenden wesentlichen Themen wie die hydraulischen Grundlagen, hydrologische Untersuchungen, Standortbewertung, Wasserbauten, elektromaschinelle Ausrüstung, Umweltauswirkungen, Wirtschaftlichkeitsanalyse und administrative Verfahren.

Bernhard Pelikan
Präsident der ESHA

ZUSAMMENFASSUNG

Eine Kleinwasserkraftanlage zu bauen ist keine leichte Aufgabe. Sie umfasst viele verschiedene Fachbereiche, die berücksichtigt werden müssen, beginnend bei der Standortwahl bis hin zum Anlagenbetrieb. Der Projektentwickler braucht auch breit gefächertes Grundwissen aus Technik, Finanzen, Recht und Verwaltung. Dieses Handbuch befasst sich Schritt für Schritt mit all jenen Aspekten und dient somit als Werkzeug für jene, die sich mit dem Thema Kleinwasserkraft beschäftigen.

Dieses Handbuch ist in 9 Kapitel unterteilt. Nachdem Kapitel 1 Grundsätze vorstellt - wie die Definition der Kleinwasserkraft, Anlagentypen und Nutzungsmöglichkeiten des Wassers – und einen Überblick über den Inhalt des Buches gibt, beschreiben die folgenden Kapitel 2 bis 9 die wesentlichen Schritte, die noch vor der Entscheidung, das Projekt weiter zu verfolgen oder nicht in einer generellen Bewertung des Projektes gesetzt werden müssen. Nachfolgend die wesentlichen Themen, die zu behandeln sind:

- Topographie und Geomorphologie des Standortes
- Bewertung des Abflusses und des Erzeugungspotentiales
- Standortwahl und grundlegender Entwurf
- Umweltverträglichkeitsabschätzung und Kompensationsmaßnahmen
- Wirtschaftliche Bewertung des Projekts und der Finanzierungsmöglichkeiten
- Institutioneller Rahmen und Verwaltungsverfahren, um erforderliche Rechte zu erlangen

Obwohl diese Publikation von unglaublich viel Fachwissen, Erfahrung und Tiefe geprägt ist, konnten noch immer nicht alle potentiell auftretenden Fragen geklärt bzw. beantwortet werden. Deshalb werden an vielen Stellen Hinweise zu Quellen und weiterführender Literatur gegeben, denen zu folgen sicher lohnenswert ist.

Dieses Buch zu lesen soll dem potentiellen Betreiber einer Kleinwasserkraftanlage helfen, die verschiedenen Aspekte, Zusammenhänge und Abläufe zu verstehen. Allerdings sollten sie auch befolgt werden, will man eine Kleinwasserkraftanlage letztlich umfassend erfolgreich betreiben.

INHALTSVERZEICHNIS

1	EINLEITUNG	2
1.1	Eine kostenlose, potentiell unerschöpfliche Energiequelle	2
1.2	Definition der Kleinwasserkraft	3
1.3	Anlagentypologie	3
1.4	Planung einer Kleinwasserkraftanlage	10
2.	HYDRAULISCHE GRUNDLAGEN	14
2.1	Einleitung	14
2.2	Durchfluss in Rohrleitungen	14
2.3	Strömung in offenen Kanälen	32
3.	HYDROLOGISCHE BEURTEILUNG	46
3.1	Einleitung	46
3.2	Abflussaufzeichnungen	47
3.3	Ermittlung des Abflusses mittels Durchflussmessungen	49
3.4	Abflusscharakteristika	59
3.5	Pflichtwasserabfluss und Pflichtwasserdotation	66
3.6	Berechnung der Anlagenleistung und der Energieproduktion	67
3.7.	Gesicherte Leistung	71
3.8	Hochwasser	71
4.	METHODEN ZUR STANDORT-BEWERTUNG	79
4.1.	Einleitung	79
4.2	Kartographie	79
4.3.	Geotechnische Untersuchungen	80
4.4	Aus Fehlern lernen	92
5.	WASSERBAUTEN	103
5.1.	Einleitung	103
5.2	Wehr / Sperrenbauwerk	103
5.3.	Wehre und Hochwasserentlastungen	111
5.4	Konstruktionen zur Energieumwandlung	120
5.5	Entnahmebauwerke	121
5.6	Sandfänge	132
5.7	Verschlüsse und Ventile	135
5.8	Offene Triebwasserkanäle	139
5.9	Druckrohrleitungen	147
5.10	Unterwasserkanal	162
6	ELEKTROMECHANISCHE AUSRÜSTUNG	168
6.1	Das Krafthaus	168
6.2	Hydraulische Turbinen	170
6.3	Getriebe / Übersetzung	203
6.4	Generatoren	205

6.5	Turbinensteuerung	209
6.6	Ausrüstung der Schaltanlage	210
6.7	Automatische Überwachung	213
6.8	Zusätzliche Elektrische Ausrüstung	224
6.9	Beispiele	216
7.	AUSWIRKUNGEN AUF DIE UMWELT UND MILDERNDE MAßNAHMEN	222
7.1	Einleitung	222
7.2	Die Identifizierung von Belastungen und Auswirkungen	223
7.3	Auswirkungen während der Errichtung	225
7.4	Auswirkungen, die durch den Betrieb des Kraftwerkes entstehen	226
7.5	Auswirkungen durch Stromleitungen	256
7.6	Zusammenfassung	257
8.	WIRTSCHAFTLICHE ANALYSE	259
8.1	Einleitung	259
8.2	Grundsätzliche Überlegungen	259
8.3	Zeitwert des Geldes	262
8.4	Methoden der wirtschaftlichen Bewertung	266
8.5	Tarife und Anreize	277
9.	ADMINISTRATIVE VERFAHREN	282
9.1	Einleitung	282
9.2	Verfahrensarten	283
9.3	Einige Praxisbeispiele	291
ANHANG A: KLEINWASSERKRAFTWERKE IM ELEKTRIZITÄTSBINNENMARKT		301
GLOSSAR		320

1	EINLEITUNG	2
1.1	Eine kostenlose, potentiell unerschöpfliche Energiequelle	2
1.2	Definition der Kleinwasserkraft	3
1.3	Anlagentypologie	3
1.3.1	Laufkraftwerke	4
1.3.2	Anlagen mit Krafthaus im Dammfuß	5
1.3.3	Anlagen, integriert in einen Bewässerungskanal	7
1.3.4	Ins Entwässerungssystem integrierte Anlagen	8
1.4	Planung einer Kleinwasserkraftanlage	9

LISTE DER ABBILDUNGEN

Abbildung 1.1:	Hochdruckanlage	4
Abbildung 1.2:	Niederdruckanlagen mit Druckrohrleitung	4
Abbildung 1.3:	Niederdruckanlagen integriert in einen Damm	5
Abbildung 1.4:	Niederdruckanlage an einem existierenden Damm	6
Abbildung 1.5:	Niederdruckanlage – Heberanordnung	6
Abbildung 1.6:	Integrierte Anlage in einem Bewässerungskanal	7
Abbildung 1.7:	Langer Überfallbereich bei einer Anlage in einem Bewässerungskanal	8
Abbildung 1.8:	Wasserkraftwerk, integriert in ein Wasserversorgungssystem	9

1 EINLEITUNG¹

1.1 Eine kostenlose, potentiell unerschöpfliche Energiequelle

Nach der „3. Konferenz der Vertragsparteien zum Rahmenübereinkommen der Vereinten Nationen über Klimaänderungen“ in Kyoto im Dezember 1997 erkannte die EU den dringenden Bedarf, das Thema Klimawandel zu behandeln. Als Verhandlungsposition hat sie eine Reduktion von 8% Treibhausgas-Emissionen eingenommen, während für die Industrieländer eine Reduktion von 5% der Höhe von 1990 bis zum Jahr 2010 als Ziel gesteckt wurde. Um den Vertragsstaaten die Zielerreichung zu erleichtern, legte die Kommission eine Reihe von Maßnahmen am Energiesektor fest, die sich auf eine Reduktion von Energie- und Kohleverbrauch konzentrieren. Die Marktdurchdringung der erneuerbarer Energiequellen zu beschleunigen ist ein wichtiger Schritt zur Reduktion des Kohleverbrauchs und folglich der CO₂-Emissionen. Aus diesem Grund hat der EU-Rat und das EU-Parlament die Richtlinie 2001/77/EC verabschiedet, die die Elektrizitätsproduktion aus erneuerbarer Energie fördert.

Seit den Anfängen der Elektrizitätsproduktion war Wasserkraft und ist heute noch die führende erneuerbare Energiequelle zur Stromproduktion. Heutzutage stellt Elektrizität aus Wasserkraft – sowohl großer als auch kleiner Dimension – gemäß dem Weißbuch 13 % der Gesamtstromproduktion in der Europäischen Union dar und reduziert damit die CO₂-Emissionen um mehr als 67 Millionen Tonnen pro Jahr. Während die konventionelle Wasserkraft den Einstau großer Gebiete mit schwerwiegenden ökologischen und sozialen Folgekosten fordert, lassen sich angepasst entworfene Kleinwasserkraftwerke leicht in lokale Ökosysteme integrieren.

Im Jahr 2001 wurden in der Europäischen Union ungefähr 365 TWh an hydroelektrischer Energie bei einer Gesamtleistung von 118 GW produziert. Kleinwasserkraftwerken sind 8,4% der installierten Leistung (9,9 GW) anzurechnen und diese produzierten 39 TWh (ungefähr 11% der Gesamtproduktion aus Wasserkraft). Setzt man ein günstigeres regulatives Umfeld voraus, sollte das Ziel der Europäischen Kommission von 14.000 MW bis zum Jahr 2010 erreicht werden und die Kleinwasserkraft wird der zweite Beitragende nach der Windkraft sein.

Der Großteil der Kleinwasserkraftanlagen sind „Laufkraftwerke“, was einfach bedeutet, dass das Kraftwerk jenen Abfluss verarbeitet, der im genutzten Gewässer aktuell verfügbar ist. Üblicherweise haben derartige Anlagen keine Speichermöglichkeiten, um Spitzenbedarf abzudecken. Allerdings gibt es Ausnahmen in Form größerer Rückstauräume oder Einlaufbecken, die kurzzeitiger Speicherung dienen können. Etwas häufiger ist dies in Hochdruckanlagen. Sinkt das Wasserdargebot unter einen bestimmten Grenzwert (Minimalbeaufschlagung), muss das Kraftwerk abgestellt werden.

Manche Anlagen arbeiten im Inselbetrieb in unerschlossenen Gegenden. Die Mehrzahl ist in Europa allerdings an ein übergeordnetes Stromnetz angeschlossen. Derartige Inselanlagen sind bisweilen nicht immer in der Lage, Strom zu erzeugen, außer sie sind derart niedrig ausgelegt, dass immer genug Wasser zur Verfügung steht. Manchmal kann dieses Problem durch natürliche Seen oder flussaufwärts liegende Speicher gelöst werden.

Die Netzverbindung bietet den Vorteil automatischer Kontrolle und Frequenzregelung. Als Nachteil könnte die Verpflichtung angesehen werden, den Strom an das übergeordnete Netz zu

möglicherweise niedrigen Tarifen verkaufen zu müssen. In den letzten Jahren – unterstützt durch die Europäische Richtlinie zur Förderung der erneuerbaren Energie – wurden in den meisten EU-Staaten Erzeugungsziele festgelegt, die, gemeinsam mit der guten Umweltverträglichkeit der Erneuerbaren, zu steigenden Rückliefertarifen führten. Portugal, Spanien und Deutschland haben bewiesen, dass angemessene Rückliefertarife ausschlaggebend für den Anstieg der Erzeugung aus erneuerbaren Energiequellen sind.

1.2 Definition der Kleinwasserkraft

Zwischen den EU Mitgliedstaaten gibt es keine Übereinkunft über die Definition der Kleinwasserkraft: Einige Staaten wie Portugal, Spanien, Irland und jetzt auch Griechenland, Österreich und Belgien akzeptieren 10 MW als Obergrenze für die installierte Leistung. In Italien ist das Limit mit 3 MW fixiert (Anlagen mit höherer installierter Leistung sollten den Strom um einen niedrigeren Preis verkaufen) und in Schweden 1,5 MW. In Frankreich wurden kürzlich 12 MW als Grenze festgesetzt, was nicht das ausgesprochene Limit der Kleinwasserkraft, jedoch der Maximalwert der installierten Leistung ist, für den das Netz die Verpflichtung hat, Strom aus erneuerbarer Energie zu kaufen. In England gibt es keine feste Meinung hierüber, obwohl 10 MW im Allgemeinen als Schwelle für die Kleinwasserkraft akzeptiert werden. In allen Belangen dieses Buches wird jede Anlage mit 10 MW oder weniger als “klein” angesehen werden. Diese Regelung wird von sechs Mitgliedstaaten, der ESHA, der Europäische Kommission und der UNPEDE (United Nations Institution of Producers and Distributors of Electricity) akzeptiert.

1.3 Anlagentypologie

Die Zielsetzung eines Wasserkraftwerkes ist es, die potentielle Energie der Wassers, das über eine bestimmte Höhendifferenz (definiert als „Fallhöhe“) stromabwärts fließt, am unteren Ende der Anlage, wo das Krafthaus situiert ist, in elektrische Energie umzuwandeln. Das Energiepotential der Anlage ist proportional dem Produkt aus Durchfluss und Fallhöhe.

Anlagen können nach ihrer Fallhöhe in drei Kategorien unterteilt werden:

- Große Fallhöhe/ Hochdruckanlagen: 100 m und darüber hinaus
- Mittlere Fallhöhen: zwischen 30 und 100 m
- Kleine Fallhöhen/Niederdruckanlagen: von 2 bis 30 m

Die genannten Fallhöhenbereiche sind nicht starre Grenzen, sondern bloß ein Hilfsmittel zur Anlagenklassifizierung.

Anlagen können auch wie folgt definiert werden:

- Laufkraftwerke
- Anlagen mit dem Krafthaus am Dammfuß
- Anlagen, integriert in einen Kanal oder eine Wasserversorgungsleitung

1.3.1 Laufkraftwerke

Dort wo Turbinen Strom erzeugen, sobald Wasser verfügbar ist und vom Fluss dargeboten wird, handelt es sich um Laufkraftwerke. Trocknet der Fluss aus oder fällt der Abfluss unter eine turbinenspezifische Grenze - der Mindestbeaufschlagung der Turbine - fällt die Produktion aus.

Mittel- und Hochdruckanlagen setzen Wehre ein, um Wasser zu stauen und dem Einlaufbauwerk zuzuleiten, welches in weiterer Folge über Druckleitungen oder Druckstollen der Turbine zugeführt wird. Druckleitungen sind teuer und folglich deren Konzeption für gewöhnlich unökonomisch. Eine Alternative (Abbildung 1.1) ist es, das Wasser in einem schwach geneigten Oberwasserkanal parallel zum Fluss zum Einlaufbecken und von dort in einem kurzen Druckabstieg zur Turbine zu leiten. Lassen Topologie und Morphologie des Geländes den einfachen Entwurf eines Kanals nicht zu, kann eine Niederdruckleitung mit größerem Gefälle eine ökonomische Alternative sein. Am Auslauf der Turbine wird das Wasser über einen Unterwasserkanal an den Fluss abgegeben.

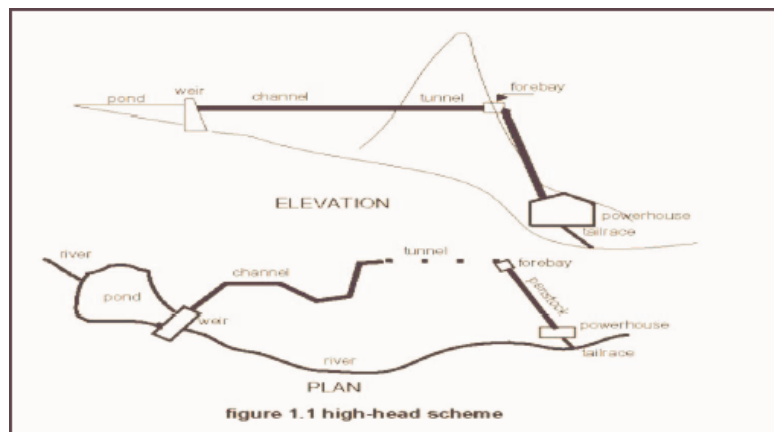


Abbildung 1.1: Hochdruckanlage

Manchmal kann in Rückstauräumen eine begrenzte Wasserspeicherung erfolgen (Tagesspeicher, Schwellbetrieb), um bloß zu Spitzenstunden zu arbeiten, wenn die Einlieferartife höher sind.

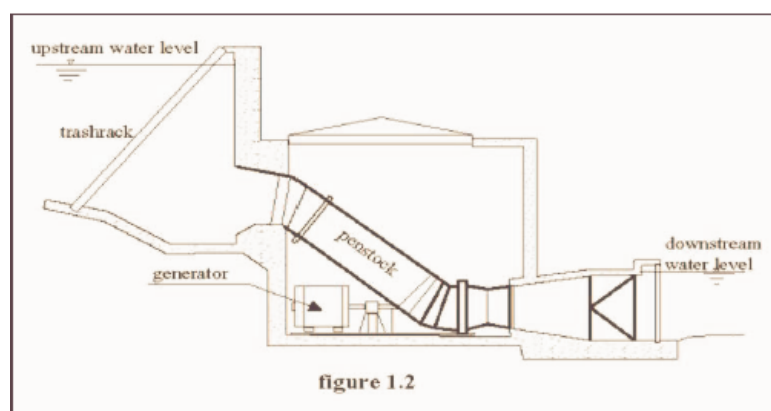


Abbildung 1.2: Niederdruckanlagen mit Druckrohrleitung

Niederdruckanlagen werden typischerweise in Flusstälern errichtet. Zwei technische Varianten stehen zur Wahl: Entweder wird das Wasser über eine Rohrleitung zum Krafthauseinlauf abgeleitet wie in Hochdruckanlagen, oder es erfolgt ein Aufstau an einer Wehranlage, ausgestattet mit beweglichen Wehraufsätzen, Einlaufbauwerk, (Abb. 1.3) Krafthaus und Fischaufstiegshilfe.

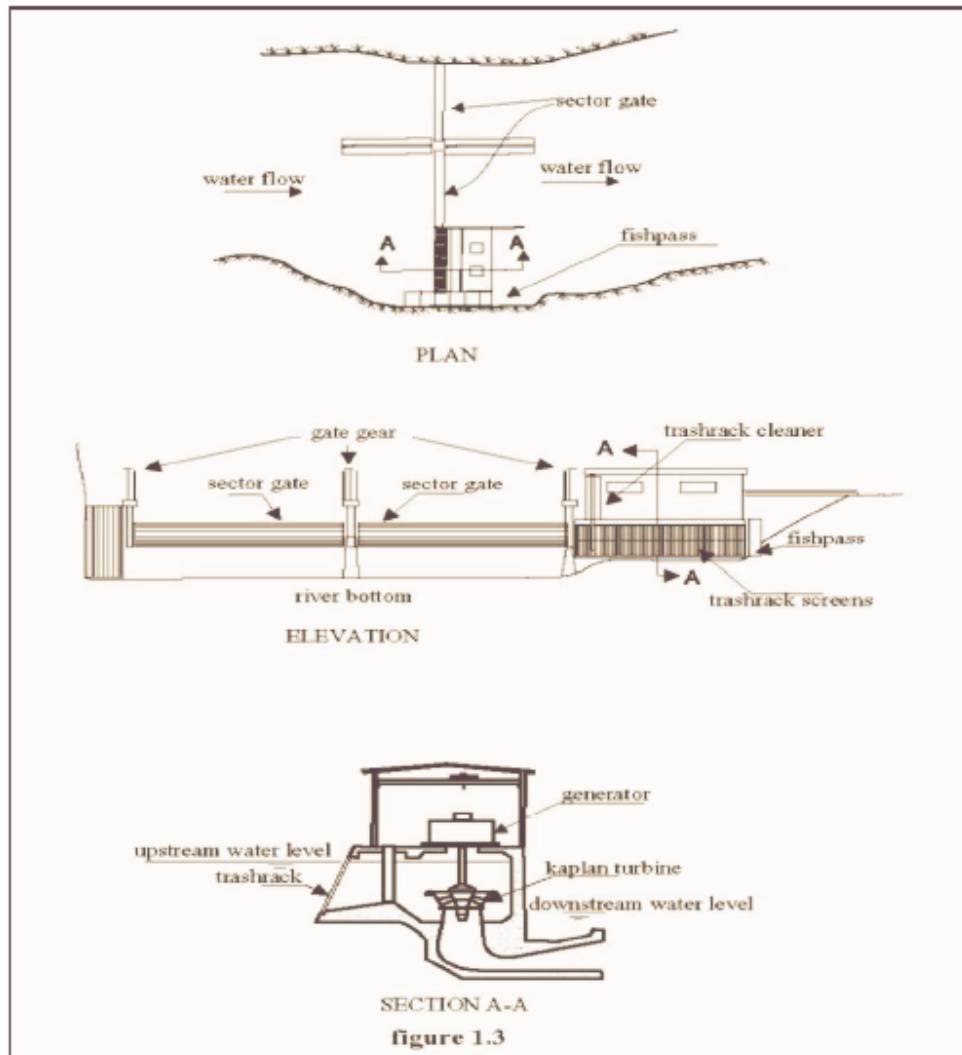


Abbildung 1.3: Niederdruckanlagen integriert in einen Damm

1.3.2 Anlagen mit Krafthaus im Dammfuß

Ein Kleinwasserkraftwerk kann sich üblicherweise keinen großen Speicher leisten, um die Anlage unter günstigsten Bedingungen betreiben zu können. Die Kosten eines relativ hohen Dammes und seiner hydraulischen Ausstattung wären zu hoch, um es ökonomisch darstellen zu können. Wurde der Speicher jedoch bereits für andere Zwecke – Hochwasserschutz, Bewässerungsanlagen, Wasserentnahmen für große Städte, Erholungsgebiete etc. – kann eine Stromerzeugung durch die Nutzung jenes Entnahmedurchflusses möglich sein, der an den

grundsätzlichen Verwendungszweck oder an das ökologische Gleichgewicht des Speichers angepasst ist.

Die Hauptfrage ist, wie Ober- und Unterwasser durch den Triebwasserweg zu verbinden sind und wie die Turbine in diesen eingepasst werden kann. Hat der Damm bereits einen Grundablass wie in Abbildung 1.4, ist die Lösung offensichtlich.

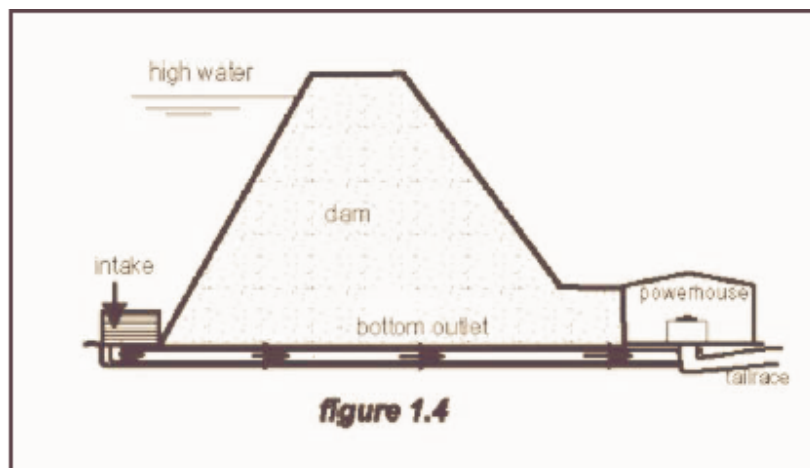


Abbildung 1.4: Niederdruckanlage an einem existierenden Damm

Andernfalls kann – wenn der Damm nicht zu hoch ist - eine Heberentnahme installiert werden. Integrierte Heberentnahmen (Abbildung 1.5) bieten eine elegante Lösung für Anlagen mit Fallhöhen bis zu 10 m und für Einheiten bis 1000 kW, obwohl Beispiele für Heberentnahmen mit installierter Leistung bis zu 11 MW (Schweden) und Fallhöhen bis zu 30,5 m (USA) existieren. Die Turbine kann entweder im Bereich der Dammkrone oder unterwasserseitig angeordnet werden. Eine Einheit kann vorgefertigt geliefert und ohne größere Änderungen des Damms eingebaut werden.

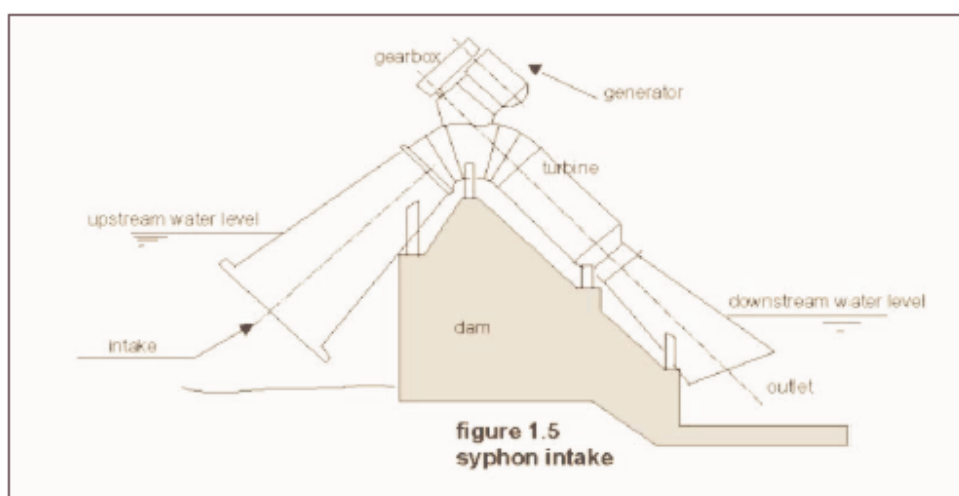


Abbildung 1.5: Niederdruckanlage – Heberanordnung

1.3.3 Anlagen, integriert in einen Bewässerungskanal

Zwei Anlagentypen können entworfen werden, um das Gefälle von Bewässerungskanälen auszunützen:

- Der Kanal wird bis zur erforderlichen Breite erweitert, um das Entnahmebauwerk, das Krafthaus, den Unterwasserbereich und einen seitlichen Entlastungskanal einzupassen. Abbildung 1.6 zeigt eine Anlage mit Unterwasserkrafthaus ausgestattet mit einer Kaplan Rohrturbine. Um die Wasserversorgung für die Bewässerung zu garantieren, sollte die Anlage für den Fall eines Turbinenausfalls ein seitliches Umgehungsgerinne (siehe Abbildung) haben. Dieser Anlagenteil muss zeitgleich wie das Kraftwerk errichtet werden, da Zusatzarbeiten bei Vollbetrieb des Kanals sehr teuer werden können.

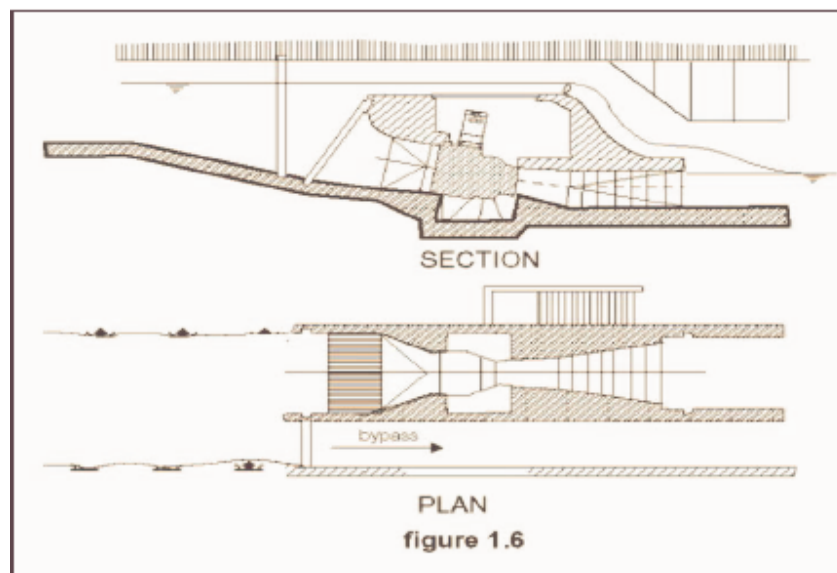


Abbildung 1.6: Integrierte Anlage in einem Bewässerungskanal

- Existiert der Kanal bereits, kann der in Abbildung 1.7 gezeigte Anlagentyp eine passende Lösung sein. Der Kanal sollte leicht erweitert werden, um das Entnahmebauwerk und ein Überfallbauwerk aufnehmen zu können. Um die Breite des Entnahmebauwerks auf ein Minimum zu reduzieren, sollte die Länge des Überfalls möglichst groß sein. Von der Entnahme verläuft eine Rohrleitung entlang des Kanals und bringt das Triebwasser unter Druck zur Turbine. Das Wasser durchströmt die Turbine und wird über einen kurzen Unterwasserkanal zum Fluss zurückgeführt.

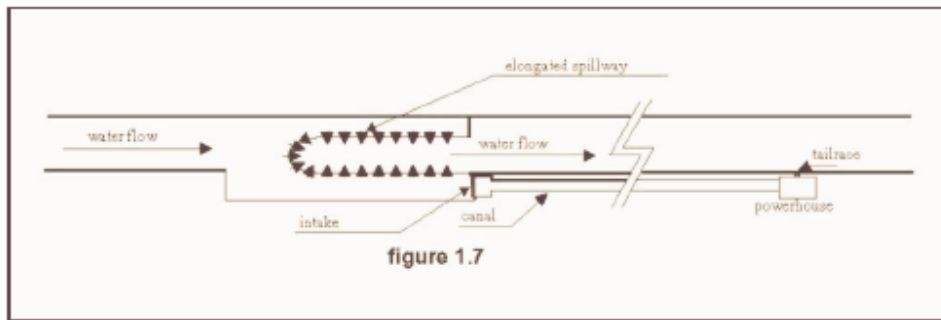


Abbildung 1.7: Langer Überfallbereich bei Anlage in einem Bewässerungskanal

Da üblicherweise keine Fische in Bewässerungskanälen vorkommen, entfällt die Errichtung von Fischaufstiegshilfen.

1.3.4 Ins Entwässerungssystem integrierte Anlagen

Trinkwasser wird häufig von einem Speicherbecken über eine Druckrohrleitung in die zu versorgende Stadt geleitet. Normalerweise wird in derartigen Systemen der Abbau des Überdruckes am Endpunkt der Leitung und Eingang zur Wasseraufbereitungsanlage durch spezielle Druckminderungsventile erreicht. Die Errichtung einer Turbine stattdessen ist eine attraktive Möglichkeit, um diese andernfalls verlorene Energie in Elektrizität um zu wandeln – vorausgesetzt Druckstoßphänomene können vermieden werden. Druckstoßbedingte Überdrücke sind vor allem dann kritisch, wenn man die Turbine an ein altes, schon bestehendes Druckrohr anschließt.

Um die Wasserversorgung jederzeit zu garantieren, wird meist ein System von Nebenauslässen eingesetzt. In manchen Wasserversorgungssystemen gibt die Turbine das Wasser direkt in einen oberirdischen Teich ab. Der Wasserstand des Teiches wird von einem automatischen Kontrollsystem ausgeglichen. Im Falle eines mechanischen Stopps oder eines Versagens der Turbine kann auch über das Ventil des Hauptnebenauslasses das Wasserniveau kontrolliert werden. Falls der Hauptnebenauslass nicht funktioniert und Überdruck auftritt, wird durch ein Gegengewicht ein Hilfsnebenauslass rasch geöffnet und später wieder geschlossen. Jedes Öffnen und Schließen der Ventile muss entsprechend langsam erfolgen, um Druckunterschiede zu begrenzen.

Das Kontrollsystem muss speziell in jenen Systemen besonders komplex sein, in welchen das Turbinenunterwasser dem Gegendruck des Versorgungsnetzes ausgesetzt ist, wie in Abb. 1.8. gezeigt.

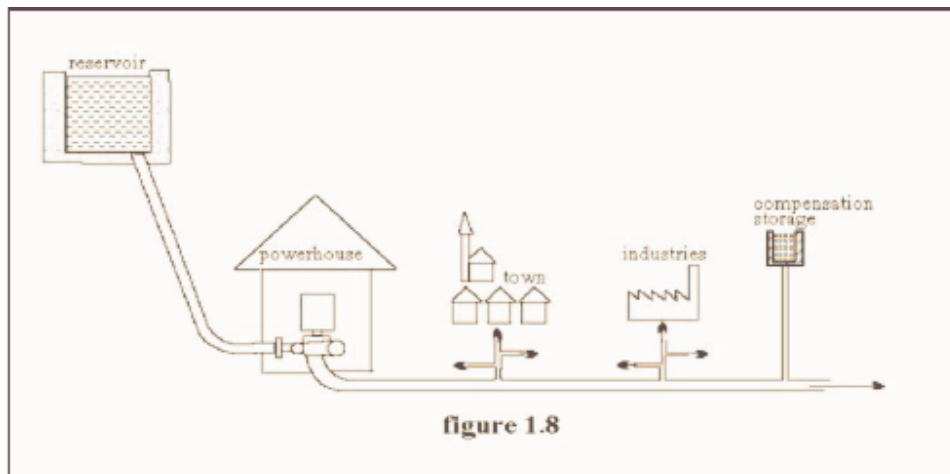


Abb. 1.8: Wasserkraftwerk, integriert in ein Wasserversorgungssystem

1.4 Planung einer Kleinwasserkraftanlage

Das endgültige Projekt bzw. die fertige Anlage ist das Resultat eines komplexen, iterativen Prozesses, in welchem großer Bedacht auf die Umweltauswirkungen und verschiedenste technische Möglichkeiten, die letztlich ökonomischen überprüft werden, zu legen ist.

Zwar ist es nicht leicht, eine detaillierte Anleitung zur Anlagenevaluierung zur Verfügung zu stellen, doch ist es möglich, die grundlegenden Schritte zu beschreiben, die man vor der Entscheidung, eine detaillierte Machbarkeitsstudie anzustellen oder nicht, nachvollziehen muss. Nachfolgend eine Liste der durchzuführenden Erhebungsarbeiten:

- Topographie und Geomorphologie des Standortes
- Auswertung der Wasserressourcen und des Regenerationspotentials
- Standortwahl und genereller Entwurf
- Hydraulische Turbinen und Generatoren und deren Kontrolleinrichtungen
- Umweltverträglichkeitsprüfung und Ausgleichsmaßnahmen
- Institutioneller Rahmen und administrative Abläufe, um die behördlichen Genehmigungen zu erhalten

Wasser, welches in natürlichen oder vom Menschen gemachten Kanälen fließt, von Nieder- und Hochdruckrohren geführt wird, über Wehrkronen stürzt und Turbinen antreibt, verlangt die Anwendung grundlegender Ingenieursprinzipien der Hydromechanik.

In Kapitel 2 werden diese Prinzipien erläutert, ergänzt mit Erfahrungswerten aus Jahrhunderte langem Konstruieren hydraulischer Systeme.

Zu entscheiden, ob eine Anlage sinnvoll ist, bedarf es zuerst einer Auswertung der Wasserverfügbarkeit am Standort. Das Energiepotential der Anlage ist proportional dem Produkt aus Durchfluss und Fallhöhe. Mit Ausnahme sehr kleiner Fallhöhen kann die Bruttofallhöhe normalerweise als konstant angesehen werden; der Durchfluss jedoch variiert im Jahresgang. Um die zweckmäßigste hydraulische Ausrüstung zu wählen und das Potential des Standortes durch Berechnung der jährlichen Energieproduktion abzuschätzen, ist eine Durchflussganglinie äußerst nützlich. Eine Einzelmessung instationärer Durchflüsse in einem Fließgewässer hat wenig Wert.

Um die Fallhöhe zu ermitteln ist eine Vermessung in Längsrichtung notwendig. Ergebnisse eines Vermessers, abhängig von dessen Erfahrung und Mitarbeitern, sind genau genug, doch die Fortschritte der elektronischen Vermessungsinstrumente erleichtern und beschleunigen geodätische Arbeit. Eine Durchflussganglinie an einem beobachteten Standort zu erstellen, ist keine Kunst. Um eine derartige Kurve an unbeobachteten Stellen zu erhalten, bedarf es tieferen hydrologischen Wissens. In Kapitel 3 werden verschiedene quantitative Messmethoden für den Abfluss in Gerinnen erläutert und hydrologische Modelle zur Berechnung des Abflussregimes an unbeobachteten Standorten beschrieben. Glücklicherweise stellt Kapitel 4 verschiedene Techniken wie Orthophotographie, Fernerkundung, geographische Informationssysteme, Geomorphologie, Geotechnik u.a. vor. Hilfsmittel, die heute zur Standortbewertung genutzt werden, um Fehlentscheidungen zu vermeiden. Einige derselben werden analysiert und Schlüsse gezogen, wie sie zu vermeiden gewesen wären.

In Kapitel 5 werden die generellen Kraftwerkstypen erläutert und hydraulische Anlagen wie Wehre, Kanäle, Hochwasserentlastungsanlagen, Entnahmebauwerke und Rohrleitungen im Detail studiert.

Kapitel 6 behandelt die elektromechanische Ausrüstung, die zur Umwandlung potentieller Energie des Wassers in elektrische Energie verwendet werden. Turbinen selbst werden nicht im Detail betrachtet; besondere Aufmerksamkeit hingegen wird Turbinenkonfigurationen, speziell für Niederdruckanlagen, und dem Prozess der Turbinenauswahl, mit Betonung der spezifischen Drehzahl, geschenkt. Da Kleinwasserkraftanlagen heutzutage nicht permanent beaufsichtigt sind, werden Kontrollsysteme basierend auf PCs erläutert.

Grundsätzlich ist eine Umweltverträglichkeitsanalyse erforderlich, um die notwendigen behördlichen Bewilligungen zu erlangen. Obwohl mehrere aktuelle Studien deutlich zeigten, dass Kleinwasserkraftwerke keine Emissionen verursachen, keine giftigen Abfälle produzieren, keinen negativen Beitrag zur Klimaveränderung leisten, werden zukünftige Betreiber verpflichtet, alle notwendigen Maßnahmen zu ergreifen, um lokale Umwelteinflüsse zu kompensieren. Kapitel 7 analysiert diese Einflüsse und Kompensationsstrategien.

Kapitel 8 betrachtet die Techniken, die zur ökonomischen Bewertung einer Anlage angewandt werden können. Verschiedene Methoden der ökonomischen Analyse werden beschrieben und mit Tabellen, die den Cash-Flow von Anlagen zeigen, veranschaulicht.

In Kapitel 9 werden die administrativen Verfahren dargestellt, die bei einem Ansuchen zu durchlaufen sind. Unglücklicherweise ist es durch kürzliche Deregulierung der Elektrizitätswirtschaft unmöglich, jene Situation detailliert zu beschreiben, die noch bis vor einigen Jahren relativ klar war. ESHA erstellte im Dezember 1994 im Auftrag der Europäischen Kommission

den Bericht „Kleinwasserkraft - Genereller Rahmen für Gesetzgebung und Bewilligungsverfahren in der Europäischen Union“, and obwohl dieser Bericht nicht mehr ganz neu ist, so beinhaltet es nach wie vor viele gültige Aspekte. Der Report kann auf www.esha.be, die Web-Seite der ESHA, gefunden werden.

Weitere sehr wichtige Überlegungen für den Projektentwickler sind Bereiche wie Rückliefertarife und administrative Verfahren. Diese hängen individuell von der Energiepolitik und dem institutionellen Rahmen jedes Landes ab. Ein Überblick wurde im Appendix A von Kapitel 9 zusammengestellt.

¹Von Celso Penche (ESHA), Francis Armand (ADEME), Vincent Dennis (MhyLab) and Christer Söderberg (SERO)

2.	HYDRAULISCHE GRUNDLAGEN.....	14
2.1	Einleitung.....	14
2.2	Durchfluss in Rohrleitungen.....	14
2.2.1	Fallhöhenverlust zufolge Reibung.....	17
2.2.2	Punktuelle Fallhöhenverluste.....	26
2.2.3	Instationäre Strömung.....	32
2.3	Strömung in offenen Kanälen.....	35
2.3.1	Klassifikation von Strömungen in offenen Kanälen.....	36
2.3.2	Gleichförmiger Abfluss in offenen Kanälen.....	37
2.3.3	Hydraulisch günstige Querschnitte in offenen Kanälen.....	38
2.3.4	Energetische Betrachtungen für den Abfluß in offenen Kanälen.....	39

LISTE DER ABBILDUNGEN

Abbildung 2.1:	Geschwindigkeitsverteilung bei laminarer und turbulenter Strömung	15
Abbildung 2.2:	Wasserspiegelgefälle und Energieliniengefälle	18
Abbildung 2.3:	μ als Funktion der Reynolds Zahl	21
Abbildung 2.4:	Verlustbeiwerte für Rechen	26
Abbildung 2.5:	K_c -und K_{ex} -Werte als Funktion von d/D	27
Abbildung 2.6:	Erweiterungsbeiwert	28
Abbildung 2.7:	Einlaufverlustbeiwerte	28
Abbildung 2.8:	Verlustbeiwerte für die Strömung in Krümmungen	29
Abbildung 2.9:	Typische Verlustbeiwerte für Strömung durch Verschlussorgane	29
Abbildung 2.10:	Typische Geschwindigkeitsverteilungen in offenen Kanälen	33
Abbildung 2.11:	Verschiedene Arten von ungleichförmiger Strömung	34
Abbildung 2.12:	Druckverteilung für Kanäle mit vertikal gekrümmter Bettgeometrie	36
Abbildung 2.13:	Spezifische Energie als Funktion der Wassertiefe	38
Abbildung 2.14:	Moody Diagramm: Reibungsfaktoren eines Rohrdurchflusses	41
Abbildung 2.15:	Veranschaulichung von Druckwellen in einem Rohr	42

LISTE DER TABELLEN

Tabelle 2.1: Sandrauigkeit e für unterschiedliche Rohrmaterialien	18
Tabelle 2.2: Manning Beiwert n für einige handelsüblichen Rohre	22
Tabelle 2.3: Hazen-Williams Koeffizienten	24
Tabelle 2.4: Zusätzliche Verluste durch Rechen bei schräger Anströmung	26
Tabelle 2.5: Geometrische Charakteristik verschiedener Kanalprofile	40
Tabelle 2.6: Empirische Formeln zur Abschätzung von y_c für typische Kanäle	40

2. HYDRAULISCHE GRUNDLAGEN¹

2.1 Einleitung

Konstruktiver Wasserbau basiert auf den Prinzipien der Hydromechanik, obwohl viele empirisch gefundene Zusammenhänge angewendet werden, um praktische, ingenieurmäßige Lösungen zu finden. Bis heute gibt es keine – und wahrscheinlich auch nicht in Zukunft – generelle Methodik zur mathematischen Analyse der Flüssigkeitsbewegung. Basierend auf reichlich gesammelten Erfahrungen, gibt es natürlich einzelne Lösungen zu speziellen Problemen. Erfahrung, die 2500 Jahre zurückgeht, als das gigantische Bewässerungssystem in Sichuan, China, das nach wie vor in Betrieb ist, oder als im römischen Reich die ersten Aquädukte errichtet wurden.

In der Wasserkraft dient der konstruktive Wasserbau folgenden Zwecken

- Optimierung von Wasserwegen, um Energieverluste zu reduzieren
- Bau von Entlastungseinrichtungen, um Hochwasser sicher abführen zu können
- Bau von Energievernichtungsanlagen bei Schussrinnen
- Erosionskontrolle
- Verhinderung der Sedimentation in Speicherbecken, Einlaufverklausung und durch Sedimente ausgelöste Schäden am hydraulischen System und der Ausrüstung.
- Kontrolle von Phänomenen wie z.B.:
 - Instabilitäten in Wasserwegen durch dynamische Effekte
 - Eindringen von Luft in geschlossene Leitungen
 - Schwall- und Sunkerscheinungen in langen Wasserwegen
 - Druckstöße in geschlossenen Leitungen
 - Kavitation

Um mit alledem erfolgreich zu sein, sind profunde hydraulische Kenntnisse unabdingbar. In diesem Kapitel werden Grundlagen des konstruktiven Wasserbaus gemeinsam mit einigen der oben erwähnten speziellen Themen erklärt.

2.2 Durchfluss in Rohrleitungen

Grundsätzlich wird in der Hydraulik der Energiegehalt des fließenden Wassers als Fallhöhe bezeichnet, wobei diese Fallhöhe der Höhe einer Wassersäule mit gleichem Energiegehalt entspricht. Dies ist sehr einfach – verglichen zu dem Gebrauch der Bezeichnung „Joule“, weil die Wasserspiegeldifferenz maßgebend für den Durchfluss ist.

Die Energiehöhe des fließenden Wassers in einer geschlossenen Leitung von kreisförmigem Querschnitt unter bestimmtem Druck wird durch die Bernoullische Gleichung bestimmt:

$$H_1 = h_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g}$$

(2.1)

Wobei	H_1	... die Gesamtenergiehöhe
	h_1	... die geodätische Höhe über einem gegebenen Bezugsniveau
	P_1	... der Druck
	γ	... das spezifische Gewicht von Wasser
	V_1	... die Fließgeschwindigkeit
	g	... die Erdbeschleunigung

Die gesamte Energiehöhe bei Punkt 1 ist die algebraische Summe der potentiellen Energie, der Druckenergie P_1/γ und der kinetischen Energie $V_1/2g$, bekannt als „Geschwindigkeitshöhe“.

Für einen offenen Kanal gilt dieselbe Gleichung. Der Term P_1/γ wird jedoch durch d_1 , der Wassertiefe, ersetzt.

Fließt Wasser langsam in einem langen, geraden Glasrohr von geringem Durchmesser und gibt man einen kleinen Farbstrom bei, fließt diese Farbe geradlinig durch das gesamte Rohr und zeigt so eine laminare Strömung an. Das laminar fließende Wasser bewegt sich wie in konzentrischen, dünnwandigen Rohren. Das äußerste virtuelle Rohr liegt an der Wand des realen Rohres, während jedes der inneren Rohre eine leicht höhere Geschwindigkeit aufweist, die ihren Höchstwert ungefähr im Zentrum der Rohrleitung erreicht. Die Geschwindigkeitsverteilung hat die Form einer Parabel und die Durchschnittsgeschwindigkeit (Abb. 2.1) ist 50% der maximalen Geschwindigkeit der Mittellinie.

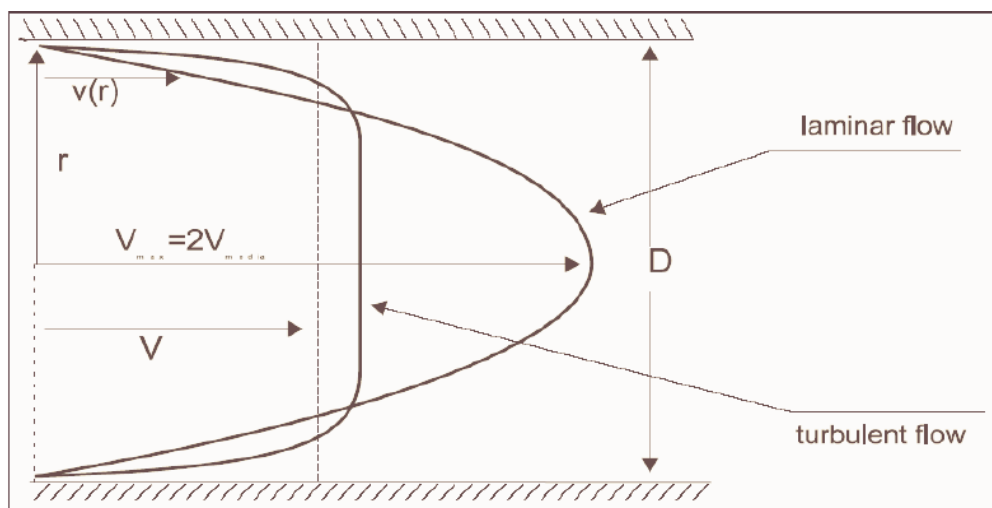


Abbildung 2.1: Geschwindigkeitsverteilung bei laminarer und turbulenter Strömung

Wird der Durchfluss stufenweise erhöht, wird ein Punkt erreicht, in dem der Farbfaden plötzlich abreißt und sich mit dem umgebenden Wasser mischt. Die wandnahen Partikel mischen sich mit den schnelleren des Mittelstroms und verlangsamen diese. In dem Moment, in welchem die Strömung turbulent wird, ist die Geschwindigkeitsverteilungskurve viel flacher. Am Ende des 19. Jahrhunderts hat Osborne Reynolds durch dieses sorgfältig vorbereitete Experiment herausgefunden, dass der Übergang von laminarer zu turbulenter Strömung nicht nur von der Geschwindigkeit abhängt sondern auch vom Rohrdurchmesser und der Zähigkeit der Flüssigkeit. Dies kann als Verhältnis der Trägheitskraft zur Fließkraft beschrieben werden. Dieses Verhältnis welches heutzutage als Reynoldszahl bekannt ist, kann im Falle kreisrunder Rohre durch folgende Gleichung ausgedrückt werden:

$$R_e = \frac{D \cdot V}{\nu} \quad (2.2)$$

Wobei: D (m) ... ist der Rohrdurchmesser
 V ... ist die mittlere Fließgeschwindigkeit (m/s)
 ν ... ist die kinematische Zähigkeit der Flüssigkeit (m²/s)

Experimentell wurde herausgefunden, dass in kreisförmigen Rohren die kritische Reynoldszahl ca. 2.000 beträgt. Eigentlich passiert dieser Übergang nicht immer exakt bei $Re = 2.000$, sondern es variiert mit den experimentellen Umständen. Aus diesem Grund gibt mehr als einen Übergangspunkt; es gibt einen Übergangsbereich.

Beispiel 2.1

Ein kreisförmiges Rohr mit 60 mm Durchmesser führt 20°C warmes Wasser. Berechnen Sie den größten Durchfluss, der für laminare Strömung erwartet werden kann.

Die kinematische Zähigkeit von Wasser bei 20°C beträgt $1 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

Annahme eines Wertes für $Re = 2.000$

$$V = 2.000 / (106 \times 0.06) = 0.033 \text{ m/s}$$

$$Q = AV = \pi/4 \times 0.06^2 \times 0.033 = 3.73 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s} = 0.373 \text{ l/s}$$

Wasser verliert beim Strömen durch eine Röhre aus folgenden Gründen Energie:

1. Reibung an der Rohrwand
2. Zähigkeitsverluste als Konsequenz innerer Reibung der Strömung

Die Reibung an der Rohrwand hängt von der Rauigkeit des Wandmaterials und dem Geschwindigkeitsgradienten nahe der Wand ab. Der Geschwindigkeitsgradient ist in turbulenten Strömungen höher als in laminaren, wie in Abb. 2.1 zu sehen ist. Deshalb steigt der Reibungsverlust mit steigender Reynoldszahl. Zur selben Zeit vermischen sich bei höherer

Turbulenz die einzelnen Partikel intensiver und Zähigkeitsverluste erhöhen sich. Daher steigt der Energieverlust im Rohrdurchfluss mit der Rauigkeit der Rohrwand.

Es kann bewiesen werden, dass für die Wasserbewegung zwischen zwei Querschnitten eine gewisse Menge an Energie h_f (Verlusthöhe) verloren geht:

$$\frac{V_1^2}{2g} + \frac{P_1}{\gamma} + h_1 = \frac{V_2^2}{2g} + \frac{P_2}{\gamma} + h_2 + h_f \quad (2.3)$$

Dies hauptsächlich wegen der Wasserreibung an der Rohrwand und wegen der inneren Reibung der strömenden Flüssigkeit. In Abb. 2.2, zeigt HGL das Wasserspiegelgefälle und EGL das Energieliniengefälle. Falls der Rohrquerschnitt konstant bleibt, werden beide Linien ($V_1 = V_2$) parallel sein. Die Frage ist, wie h_f berechnet werden kann.

2.2.1 Fallhöhenverlust zufolge Reibung

Darcy und Weisbach leiteten durch Anwendung des Masseerhaltungssatzes auf ein Kontrollvolumen – ein bestimmtes Flüssigkeitsvolumen in einem Rohr, zwischen zwei Querschnitten und rechtwinklig zur Rohrachse – folgende Gleichung ab, die gültig für inkompressible Flüssigkeiten und stationäre Strömungen durch Rohre ist.

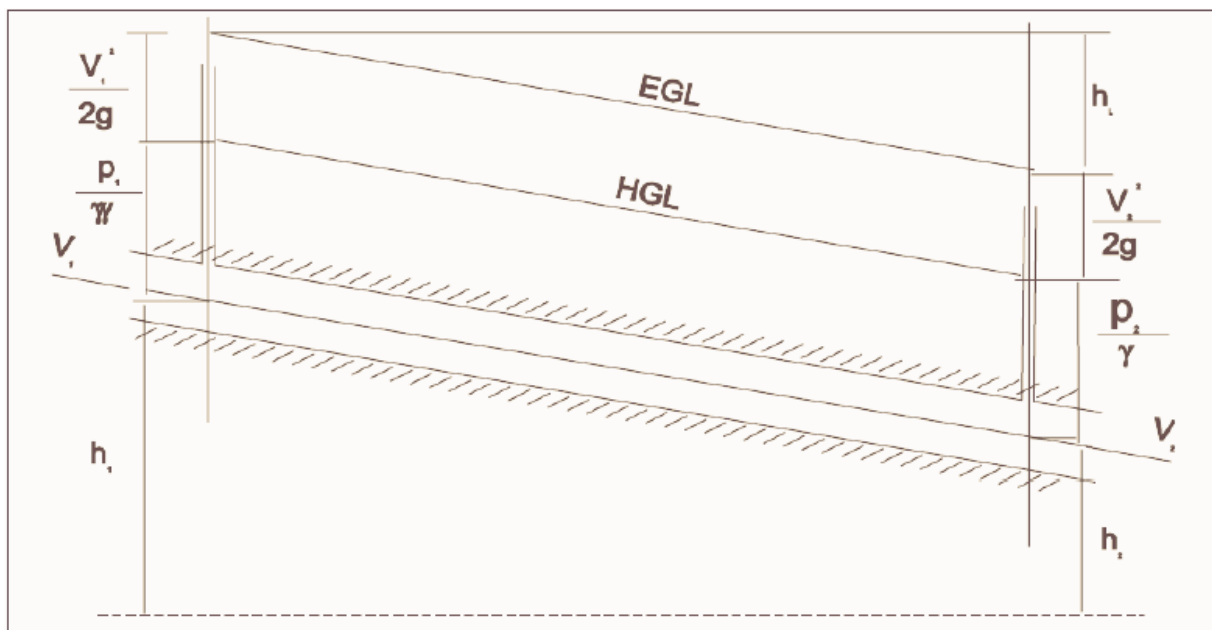


Abbildung 2.2: Wasserspiegelgefälle und Energieliniengefälle

$$h_f = f \cdot \left(\frac{L}{D} \right) \cdot \frac{V^2}{2g} \quad (2.4)$$

Wobei: f = Reibungsbeiwert, ein dimensionsloser Parameter
 L = Länge der Leitung in m
 D = Rohrdurchmesser in m
 V = Mittlere Geschwindigkeit
 g = Erdbeschleunigung (9,81 m/s²)

In laminarer Strömung kann f durch folgende Gleichung direkt berechnet werden:

$$f = \frac{64 \cdot \nu}{V \cdot D} = \frac{64}{Re} \quad (2.5)$$

Laut Gleichung (2.5) ist der Reibungsbeiwert f bei laminarer Strömung unabhängig von der Wandrauigkeit und indirekt proportional zur Reynoldszahl. Die Tatsache, dass f sinkt wenn Re steigt, heißt nicht, dass ein Steigen der Geschwindigkeit ein Sinken des Reibungsverlustes mit sich bringt. Das Ersetzen von f in der Gleichung (2.4) durch den Wert (2.5) ergibt:

$$h_f = \frac{64 \cdot \nu}{V \cdot D} \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} = \frac{32 \cdot \nu \cdot L \cdot V}{g \cdot D^2} \quad (2.6)$$

Diese Gleichung zeigt, dass der spezifische Fallhöhenverlust in laminarer Strömung proportional zu V und indirekt proportional zu D^2 ist.

Ist die Strömung turbulent ($Re \gg 2000$), wird der Reibungsfaktor weniger abhängig von der Reynoldszahl und dafür abhängiger von der relativen Rauigkeit e/D sein, wobei „ e “ die mittlere Rauigkeit (Sandrauigkeit) der Unregelmäßigkeiten der Rohrwand und D der Rohrdurchmesser ist. Einige Werte für die Rauigkeit „ e “ finden Sie in Tabelle 2.1.

Tabelle 2.1: Sandrauigkeit e für unterschiedliche Rohrmaterialien

Rohrmaterial	e (mm)
Polyäthylen	0.003
Glasfaserverstärkter Kunststoff (GFK)	0.003
Nahtlos gezogener Stahl (neu)	0.025
Nahtlos gezogener Stahl (leicht inkrustiert)	0.250
Nahtlos gezogener Stahl (verzinkt)	0.150
Geschmiedeter Stahl	0.600
Gußeisen (beschichtet)	0.120
Asbestzement	0.025
Holzdauben	0.600
Beton (stahlform, weiche Übergänge)	0.180

Es ist wohl bekannt, dass selbst in turbulenter Strömung gleich neben der Rohrwand eine sehr dünne Strömungsschicht gibt, die als laminare Grenzschicht bezeichnet wird. Wenn Re steigt, reduziert sich die Stärke dieser Schicht. Wenn die Sandrauigkeit „ e “ viel niedriger ist als die Stärke der Grenzschicht so bezeichnet man das Rohr als hydraulisch glatt.

In einer hydraulisch glatten Rohrströmung wird der Reibungsbeiwert f nicht durch die Oberflächenrauigkeit des Rohres beeinflusst. Für diesen Fall hat Von Karman die folgende Gleichung für den Rauigkeitsbeiwert f gefunden:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \cdot \log_{10} \left(\frac{R_e \sqrt{f}}{2.51} \right) \quad (2.7)$$

Bei einer hohen Reynoldszahl wird die Dicke der Grenzschicht sehr gering und der Reibungsbeiwert f unabhängig von Re und ist nunmehr einzig von der relativen Rauigkeit e/D abhängig. In diesem Fall ist das Rohr hydraulisch rau. Von Karman fand den Reibungsbeiwert f heraus:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \cdot \log_{10} \left(3.7 \frac{D}{e} \right) \quad (2.8)$$

Zwischen diesen beiden Extremfällen, verhält sich das Rohr weder gänzlich glatt noch vollkommen rau. Colebrook und White haben folgende Formel daraus abgeleitet:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \cdot \log_{10} \left(\frac{e/D}{3.7} + \frac{2.51}{R_e \sqrt{f}} \right) \quad (2.9a)$$

was durch die Durchschnittsgeschwindigkeit U ausgedrückt werden kann:

$$U = -2 \sqrt{2gD \frac{h_f}{L}} \log \left(\frac{e/D}{3.7} + \frac{2.51v}{D \sqrt{2gD \frac{h_f}{L}}} \right) \quad (2.9b)$$

Formel 2.7 und 2.9 sind relativ schwer händisch zu lösen, was Moody dazu veranlasst hat, seine Tabelle der "Rauigkeitsbeiwerte für Rohrströmung" aufzustellen (Abb. 2.15).

Dieses Diagramm zeigt vier verschiedene Strömungszonen:

1. laminare Strömung (schattiert im Diagramm), wo f eine lineare Funktion von R ist (Gleichung 2.5)
2. unzureichend definierte kritische Zone (schattiert)
3. Übergangsszone, die mit den glatten Rohren beginnt (Gleichung 2.7) und mit der strichlierten Linie aufhört. Zwischen diesen hängt f von Re und e/D ab (Gleichung 2.9)
4. ausgeprägte turbulente Zone, wo f einzig von e/D abhängig ist (Gleichung 2.8)

Beispiel 2.2

Berechnen Sie anhand des Moody Diagramms den Rauigkeitsverlust in einem Stahlrohr von 900 mm Durchmesser, 500 m Länge und einem Durchfluss von 2,3 m³/s.

Die Durchschnittsgeschwindigkeit ist $4Q / (\pi D^2) = 1.886 \text{ m/s}$

Aus der Tabelle 2.1, $e = 0.6 \text{ mm}$ und deshalb $e/D = 0.6/900 = 0.000617$

$Re = DV / \nu = (0.9 \times 1.886) / 1.31 = 1.3 \times 10^6$ ($\nu = 1.31 \times 10^{-6}$)

Im Moody Diagramm für $e/D = 0.00062$ und $Re = 1.3 \times 10^6$ finden wir $f = 0.019$

Aus Gleichung (2.4):

$$h_f = 0.019 \cdot \frac{500}{0.9} \cdot \frac{1.886^2}{2 \cdot 9.81} = 1.91 \text{ m}$$

In der Ingenieurpraxis wird die Colebrook Formel und das Moody Diagramm dazu benutzt, um folgende typische Probleme der Strömung in geschlossenen Rohrleitungen lösen zu können:

1. gegeben U (oder Q), D und e, gesucht h_f ;
2. gegeben U (oder Q), h_f und e, gesucht D;
3. gegeben D, h_f und e, gesucht U (oder Q);
4. gegeben U (oder Q), D, h_f , gesucht e.

Probleme wie in Punkt 3 oder 4 können direkt durch Anwendung der Formel (2.9b) gelöst werden, während die übrigen Probleme eine iterative Problemlösung verlangen. Das Moody Diagramm stellt eine unmittelbare Lösung für die Probleme Nr. 1 und 4 dar.

Falls man nun wissen will, wie hoch die maximale Fließgeschwindigkeit des in einem Rohr mit Nennweite D und Länge L fließenden Wassers ist, ohne den Reibungsverlust h_f zu übergehen, benötigt man nur die unabhängige Variable μ :

$$\mu = \frac{1}{2} f R_e^2 \tag{2.10}$$

Ersetzt man Re durch den Wert aus (2.2) und f durch den Wert aus (2.4), ergibt sich die Gleichung:

$$\mu = \frac{g D^3 h_f}{L v^2} \tag{2.11}$$

in der alle Parameter bekannt sind. Sobald μ berechnet ist, wird f aus (2.10) abgeleitet und in (2.9) ersetzt, was folgendes Ergebnis bringt:

$$R_e = -2\sqrt{2\mu} \log_{10} \left(\frac{e/D}{3.7} + \frac{2.51}{\sqrt{2\mu}} \right) \quad (2.12)$$

Dies ist eine Gleichung, die es möglich macht, die Entwicklung von Re mit μ für verschiedene Werte von e/D darzustellen, wie in Abb. (2.3) gezeigt wurde, somit eine Variation des Moody Diagramms, wo Re direkt angenommen werden kann.

Beispiel 2.3

Schätzen Sie jenen Durchfluss von 10°C warmem Wasser ab, der einen Reibungsverlust von 2‰ in einem Stahlrohr mit 1.5 m Durchmesser verursacht.

Ersetzen Sie die Werte in Gleichung (2.12) mit $e/D=0.6/1500 = 4 \times 10^{-4}$, nach der Berechnung von μ .

$$\mu = \frac{9.81 \cdot 1.5^3 \cdot 2}{1000 \cdot (1.31 \cdot 10^{-6})^2} = 3.86 \cdot 10^{10}$$

$$R_e = -2\sqrt{2 \cdot 3.86 \cdot 10^{10}} \log_{10} \left(\frac{4 \cdot 10^{-4}}{3.7} + \frac{2.51}{\sqrt{2 \cdot 3.86 \cdot 10^{10}}} \right) = 2.19 \cdot 10^6$$

$$V = \frac{R_e \cdot \nu}{D} = \frac{2.19 \cdot 10^6 \cdot 1.31 \cdot 10^{-6}}{1.5} = 1.913 \text{ m/s}; Q = V \cdot A = 3.38 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ebenso basieren auf der Colebrook–White Formel auch andere Monogramme, um bei gegebenem Durchfluss, Rohrdurchmesser und Rauigkeitsbeiwert den Reibungsverlust zu berechnen. Nachfolgend ist ein derartiges Monogramm vorgestellt, das vom „Institute of Hydraulic Research“ in Wallingford, England publiziert wurde.

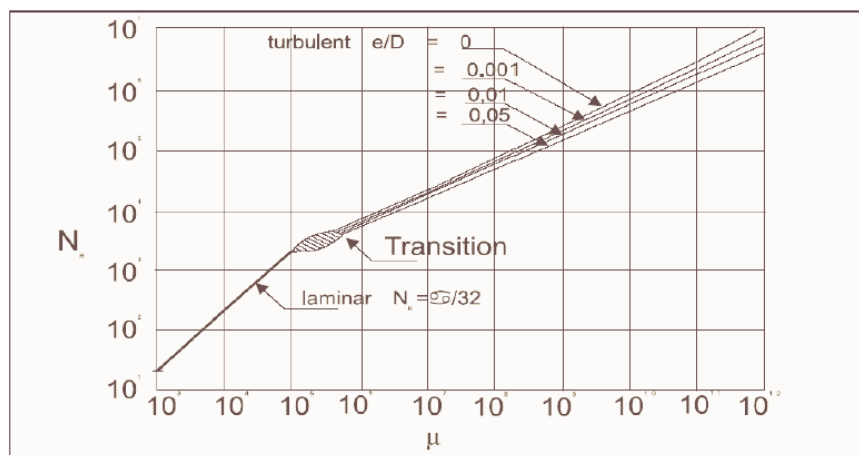


Abbildung 2.3: μ als Funktion der Reynolds Zahl

Empirische Formeln:

Über die Jahre wurden, aufbauend auf gesammelter Erfahrung, viele empirische Formeln entwickelt. Sie basieren meist nicht auf sicheren physikalischen Prinzipien und entbehren oft dimensionaler Kohärenz. Aber intuitiv gründen sie auf der Annahme, dass die Reibung in einem gefüllten geschlossenen Rohr folgenden Abhängigkeiten unterliegt:

1. unabhängig vom Wasserdruck
2. linear proportional zu seiner Länge
3. indirekt proportional zur Größe des Durchmessers
4. proportional zu einem gewissen Exponenten der Fließgeschwindigkeit.

In turbulenten Strömungen wird sie durch die Wandrauigkeit beeinflusst. Eine jener Formeln, die zur Abschätzung des Durchflusses in offenen Kanälen benutzt wird, aber auch bei geschlossenen Rohren anwendbar ist, wurde von Manning - Strickler) entwickelt:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot \frac{A^{5/3} S^{1/2}}{P^{2/3}} \quad (2.13)$$

Wobei: n der Manning Rauigkeitsbeiwert ist. ($s/m^{1/3}$, $K_{\text{Strickler}}=1/n$)
 P (üblicherweise U) ist der benetzte Umfang
 S (üblicherweise I) ist das Energieliniengefälle in m (h_f / L)

Anwendung der oben genannten Formel auf einen gänzlich geschlossenen Rohrabschnitt:

$$S = \frac{10.29 \cdot n^2 \cdot Q^2}{D^{5.333}} \quad (2.14)$$

$$S = \frac{4^{10/3} n^2 Q^2}{\pi^2 D^{16/3}} \quad (2.14a)$$

In Tabelle 2.2 wird der Manning Beiwert n für einige handelsüblichen Rohre gezeigt:

Tabelle 2.2: Manning Beiwert n für einige handelsüblichen Rohre

Rohrmaterial	n
Stahl	0.012
Polyäthylen (PE)	0.009
PVC	0.009
Asbestzement	0.011
Duktiles Gußeisen	0.015
Gußeisen	0.014
Holzdauben (neu)	0.012
Beton (Stahlform , weiche Stösse)	0.014

In Beispiel 2.4 und spezifischer in Beispiel 2.5 können jene Ergebnisse, die durch Anwendung der Colebrook-White Formel und der Manning-Gleichung erhalten wurden, miteinander verglichen werden.

Beispiel 2.4:

Berechnen Sie den Reibungsverlust, indem Sie mit den Parametern aus Beispiel 2.2 die Manning Gleichung anwenden

Annahme von $n=0,012$ für Rohre aus Stahl

$$\frac{h_f}{L} = \frac{10.29 \cdot 0.012^2 \cdot 1.2^2}{0.9^{5.333}} = 0.00374$$

Wobei für $L=500$ m und $h_f=1.87$ m ein leicht geringerer Wert als jener resultiert, den man mit dem Moody Diagramm abschätzt

Beispiel 2.5

Verwenden Sie die Colebrook Gleichung und die Manning Formel und berechnen Sie den Reibungsverlust in einem geschweißten Rohr mit einer Länge von 500mm und einem Durchmesser von 500mm, 800mm 1.200mm und 1.500mm bei einer mittleren Geschwindigkeit von 4m/s

D (mm)	500	800	1 200	1 500
Q (m ³ /s)	0.785	2.011	4.524	7.069
V (m/s)	4	4	4	4
L (m)	500	500	500	500

Anwendung der Colebrook White Formel:

e (mm)	0.6	0.6	0.6	0.6
h_f (m)	17.23	9.53	5.73	4.35

Anwendung der Manning Formel:

n	0.012	0.012	0.012	0.012
h_f (m)	18.40	9.85	5.73	4.26

Man sieht, dass die Ergebnisse über die Manning Formel nicht wesentlich von jenen der Colebrook-White Gleichung abweichen, außer für kleinere Durchmesser, wo der Fallhöhenverlust bei Manning größer ist als bei Colebrook. Tatsächlich sind sich beide über die Werte $e/D=9.17E-3$ einig und erbringen Ergebnisse mit einer 5%-igen Abweichung für e/D zwischen $9E-4$ und $5E-2$ in turbulenten (rauh) Zonen (Dubois, 1998). In dieser Bandbreite von Durchflüssen ist das Verhältnis zwischen dem Darcy-Weisbach und dem Manning Koeffizienten folgende:

$$S = \frac{f}{D} \frac{U^2}{2g}; f = \frac{2g \cdot 4^{4/3} n^2}{D^{1/3}} \quad (2.14b)$$

In Nordamerika wird typischerweise die Hazen-Williams Formel für Rohre mit mehr als 5 cm Durchmesser und Strömungsgeschwindigkeiten von weniger als 3m/s angewendet:

$$h_f = \frac{6.87 \cdot L}{D^{1.165}} \left(\frac{V}{C} \right)^{1.85} \quad (2.15)$$

Wobei V die Strömungsgeschwindigkeit (m/s), D der Durchmesser (m), L die Rohrlänge (m) und C der Hazen-Williams Koeffizient, wie in Tabelle 2.3 gezeigt, ist.

Tabelle 2.3: Hazen-Williams Koeffizienten

Rohrmaterial	C
Asbestzement	140
Gußeisen	
Neu	130
10 Jahre	107 - 113
20 Jahre	89 - 100
30 Jahre	75 - 90
Beton	
Stahlform	140
Holzform	120
Schleuderverfahren	135
Stahl	
Asphaltbeschichtung	150
Neu, unbeschichtet	150
genietet	110
Holzdauben (neu)	120
Kunststoff	135 - 140

2.2.2 Punktuelle Fallhöhenverluste

In einem Rohrsystem fließendes Wasser erfährt zusätzlich zu den Reibungsverlusten auch lokale Fallhöhenverluste aufgrund von geometrischen Veränderungen bei Einläufen, Krümmungen, Verbindungsstücken, Rechen, Ventilen und plötzlichen Verengungen oder Erweiterungen des

Rohrquerschnittes. Dieser Verlust hängt auch von der Geschwindigkeit ab und wird durch den empirischen Beiwert ζ ausgedrückt und mit der kinetischen Energie $V^2/2g$ multipliziert.

2.2.2.1 Verluste an Rechen

Ein Rechen wird immer an Einläufen zu Druckrohren und Kanälen angebracht, um den Eintrag von Schwimmstoffen zu verhindern. Das durch den Rechen fließende Wasser vergrößert den Fallhöhenverlust zusätzlich. Obwohl dieser normalerweise sehr gering ist, kann er durch die Kirschmer-Formel berechnet werden.

$$h_t = Kt \left(\frac{t}{b} \right)^{4/3} \left(\frac{V_0^2}{2g} \right) \sin \Phi \quad (2.16)$$

Die Parameter sind in Abbildung 2.4 erklärt.

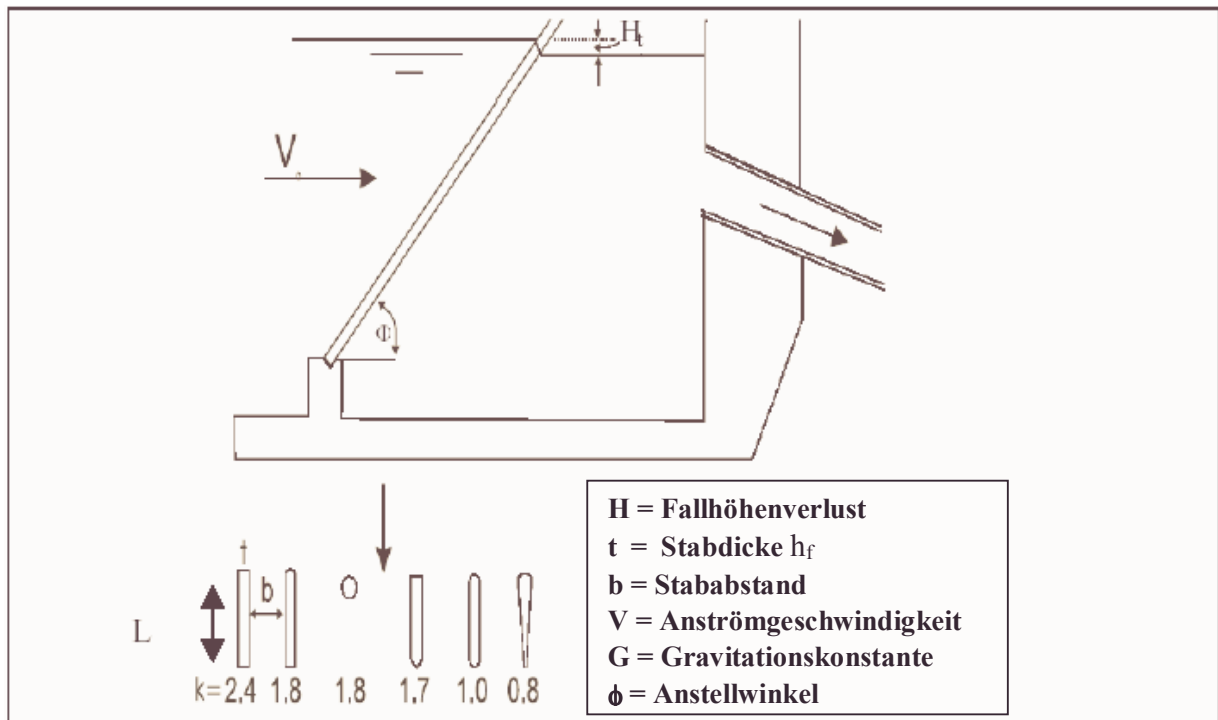


Abbildung 2.4: Verlustbeiwerte für Rechen

Diese Formel gilt nur wenn die Längen der Stäbe kleiner als das 5-fache ihrer Durchmesser sind. Wenn das Gitter nicht normal zur Achse steht, sondern einen Winkel β mit dem Wasserspiegel einschließt (für ein Gitter in der Seitenwand des Kanals nimmt β einen Maximalwert von 90° an), so entstehen zusätzlich Fallhöhenverluste. Die Ergebnisse der Gleichung 2.16 sollten mit einem Korrekturfaktor (aus Tabelle 2.4 – nach Mosonyi) multipliziert werden.

Tabelle 2.4: Zusätzliche Verluste durch Rechen bei schräger Anströmung

t/b	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2
β									
0°	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
10°	1.06	1.07	1.08	1.09	1.10	1.11	1.12	1.14	1.50
20°	1.14	1.16	1.18	1.21	1.24	1.26	1.31	1.43	2.25
30°	1.25	1.28	1.31	1.35	1.44	1.50	1.64	1.90	3.60
40°	1.43	1.48	1.55	1.64	1.75	1.88	2.10	2.56	5.70
50°	1.75	1.85	1.96	2.10	2.30	2.60	3.00	3.80	...
60°	2.25	2.41	2.62	2.90	3.26	3.74	4.40	6.05	...

2.2.2.2 Fallhöhenverluste aufgrund plötzlicher Verengung oder Erweiterung

Durch plötzliche Verengungen des Rohrquerschnittes entstehen Fallhöhenverluste durch Erhöhung der Strömungsgeschwindigkeit des Wassers und durch Turbulenzen, die durch die Geometrieänderung erzeugt werden. Der Weg der Strömungslinien ist so komplex, dass es zumindest bisher unmöglich war, eine mathematische Analyse dieses Phänomens bereitzustellen. Der Fallhöhenverlust wird abgeschätzt, indem die kinetische Energie im kleineren Rohr (Querschnitt 2) mit dem Koeffizienten K_c multipliziert wird, der mit dem Verhältnis von d/D variiert.

$$h_c = K_c \cdot \left(\frac{V_2^2}{2g} \right) \quad (2.17)$$

Für ein Verhältnis bis zu $d/D=0,79$ folgt K_c ungefähr der folgenden Formel:

$$k_c = 0,42 \left(1 - \frac{d^2}{D^2} \right) \quad (2.18)$$

Ist diese Verhältnis größer, ersetzt man K_c durch K_{ex} , dem Koeffizienten für plötzliche Erweiterung.

Bei plötzlicher Erweiterung kann der Fallhöhenverlust durch einen Momentenansatz abgeleitet werden und wird folgendermaßen angegeben:

$$h_{ex} = \frac{(V_1 - V_2)^2}{2g} = \left(1 - \frac{V_2}{V_1} \right)^2 \frac{V_1^2}{2g} = \left(1 - \frac{A_1}{A_2} \right)^2 \frac{V_1^2}{2g} = \left(1 - \frac{d^2}{D^2} \right) \frac{V_1^2}{2g} \quad (2.19)$$

Wobei: V_1 ist die Fließgeschwindigkeit im kleineren Rohr.

Abbildung 2.5 ist eine graphische Darstellung der K_c - und K_{ex} -Werten als Funktion von d/D .

Der Fallhöhenverlust kann durch Einsatz eines verlaufenden Rohrübergangs reduziert werden, der als Übergangsstück (Konus) sowohl bei Verengungen als auch bei Erweiterungen bezeichnet wird.

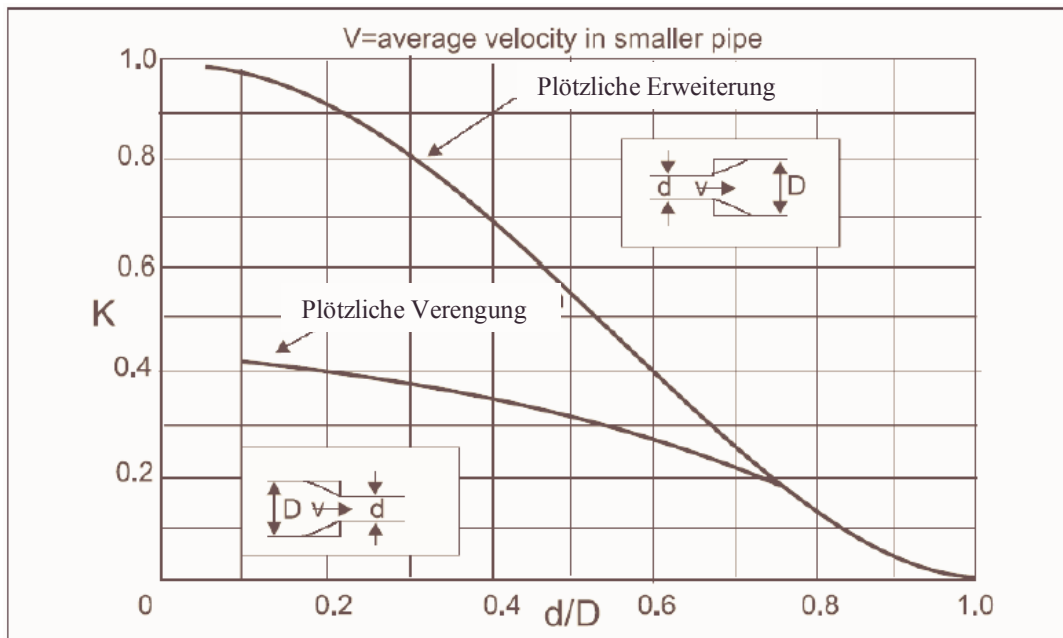


Abbildung 2.5: K_c - und K_{ex} -Werte als Funktion von d/D

In der Verengung variieren die Fallhöhenverluste mit dem Konuswinkel, wie in der untenstehenden Tabelle für empirische K_c -Werte gezeigt wird:

Winkel	K_c
30°	0,02
45°	0,04
60°	0,07

Für die Querschnittserweiterung ist die Analyse des Phänomens komplexer. Abbildung 2.6 zeigt die experimentell gefundenen Werte für K_{ex} bei verschiedenen Erweiterungswinkeln. Der Fallhöhenverlust ist gegeben durch:

$$h'_{ex} = K'_{ex} \frac{V_1^2 - V_2^2}{2g} \quad (2.20)$$

Ein Rohr, das unter Wasser in ein Becken einmündet ist der Extremfall einer plötzlichen Erweiterung, wo für V bei gegebener Reservoirgröße im Vergleich mit dem Rohr der Wert 0 und für den Verlust $V^2/2g$ angesetzt werden kann.

Andererseits ist der Auslauf aus einem Becken durch ein Rohr ein Extremfall plötzlicher Kontraktion. Abbildung 2.7 zeigt den Wert des K_e -Koeffizienten, mit dem die kinetische Energie $V^2/2g$ im Rohr multipliziert wird.

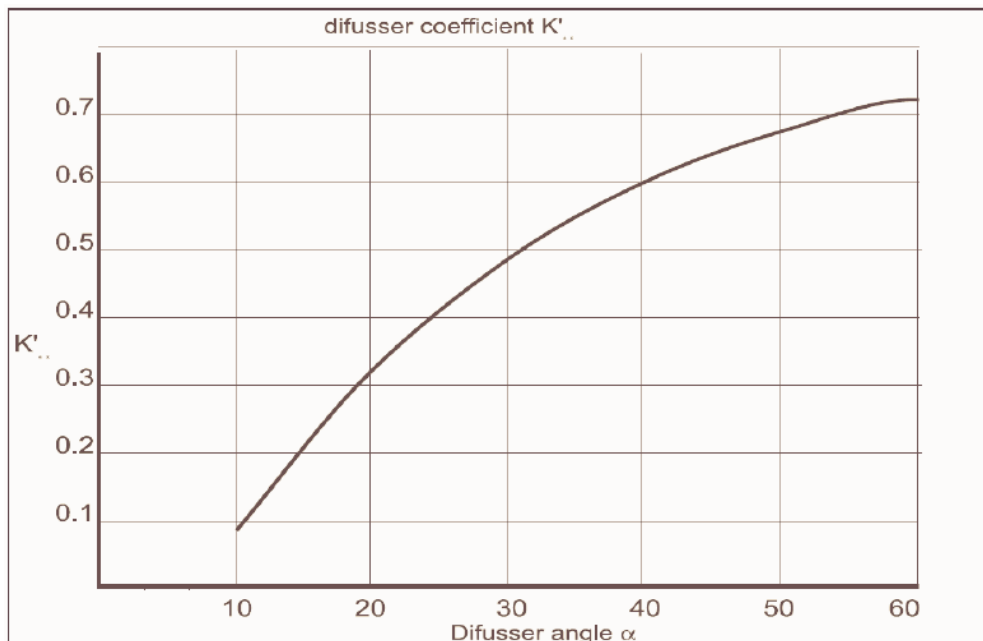


Abbildung 2.6 : Erweiterungsbeiwert

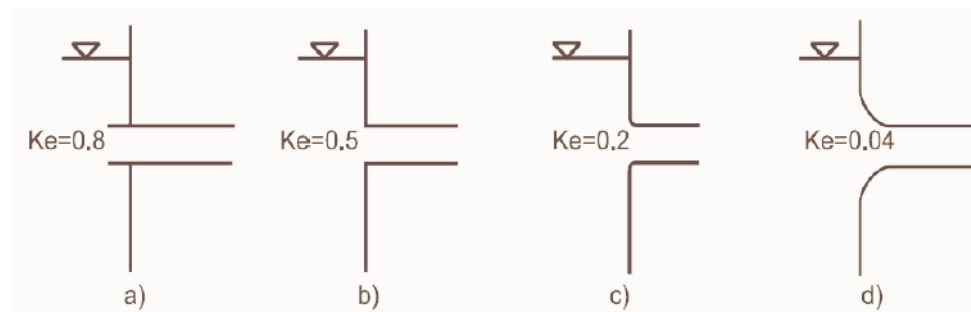


Abbildung 2.7 : Einlaufverlustbeiwerte

2.2.2.3 Fallhöhenverlust in Krümmungen

In einer Krümmung erfährt der Rohrdurchfluss eine Druckzunahme entlang der Außen- und eine Druckabnahme entlang der Innenwand. Dieser Druckunterschied verursacht eine Sekundärströmung, wie in Abb. 2.10 gezeigt. Beide Bewegungen gemeinsam – die Longitudinalströmung und die Sekundärströmung – ergeben eine Spiralströmung, welche auf eine Länge von circa 100 Rohrdurchmessern durch innere Reibung aufgelöst wird.

Der unter diesen Umständen erzeugte Fallhöhenverlust hängt vom Radius der Krümmung und vom Durchmesser des Rohres ab. Weiters gibt es hinsichtlich der Sekundärströmung einen sekundären Reibungsverlust, der von der relativen Rauigkeit e/D abhängt. Abbildung 2.8 zeigt

den Wert von K_b für verschiedene Werte des Verhältnisses R/D und unterschiedliche relative Rauigkeiten e/D . Es gibt übereinstimmende Meinungen dazu, dass in nahtlos gezogenen Stahlrohren der Verlust in Krümmungen mit Winkeln unter 90° annähernd proportional zum Krümmungswinkel ist.

Das Problem ist bei aufeinander folgenden Krümmungen extrem komplex, die derart knapp aneinander liegen, dass die Strömung sich nicht bis zum Ende der Krümmung stabilisieren kann. Erfreulicherweise ist dies bei Kleinwasserkraftwerken nur selten ein Problem.

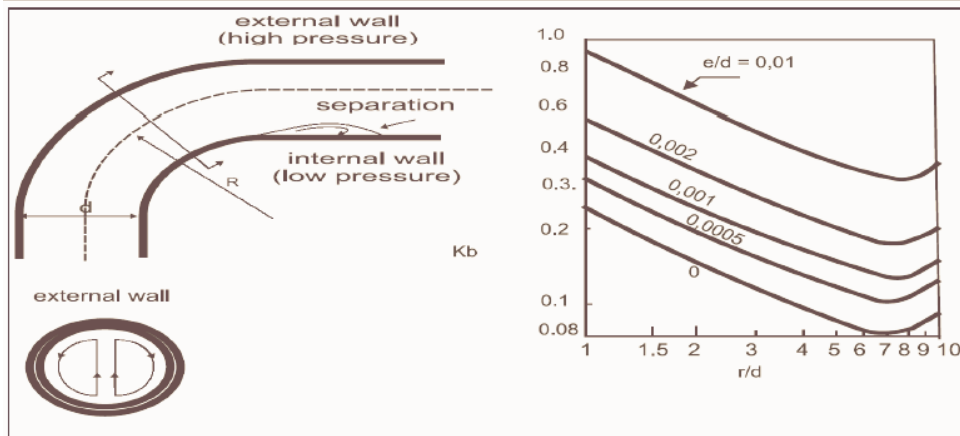


Abbildung 2.8: Verlustbeiwerte für die Strömung in Krümmungen

2.2.2.4 Fallhöhenverlust an Rohrverschlüssen

Ventile oder andere Rohrverschlüsse werden bei Kleinwasserkraftwerken verwendet, um eine Komponente im hydraulischen System von den anderen zu isolieren. Daher sind diese entweder gänzlich geöffnet oder gänzlich geschlossen. Durchflussregulierungen erfolgen nur am Leitapparat oder an der Düsenverstellung der Turbine.

Der Fallhöhenverlust, der bei Durchströmung eines offenen Verschlussorgans entsteht, hängt von Typ und Bauart des Verschlussorgans ab. Abbildung 2.9 zeigt Werte von K_v für verschiedene Verschlussarten.

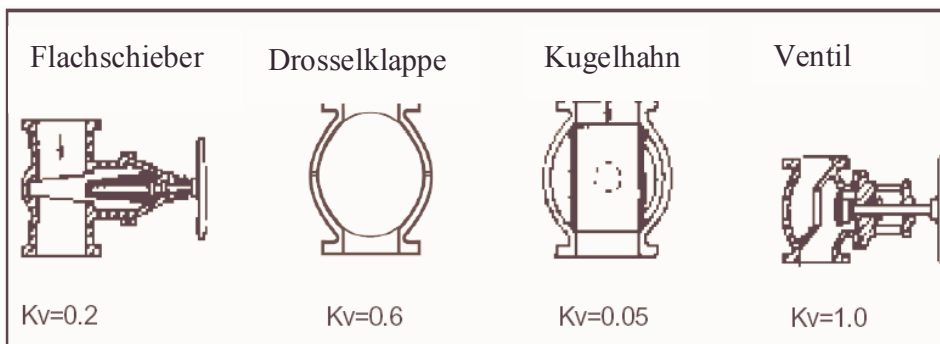


Abbildung 2.9: Typische Verlustbeiwerte für Strömung durch Verschlussorgane

2.2.3 Instationäre Strömung

Für stationäre Strömung, bei welcher der Abfluss mit der Zeit konstant angenommen werden kann, ist der Betriebsdruck an jedem Punkt entlang der Druckrohrleitung gleich der Wasserdrukshöhe über diesem Punkt. Falls eine plötzliche Durchflussänderung auftritt, z.B. wenn der Anlagenbetreiber oder das Steuerungssystem die Schleusen zu rasch öffnet oder schließt, kann die plötzliche Veränderung der Fließgeschwindigkeit gefährlichen Über- oder Unterdruck verursachen. Diese Druckwelle ist als Druckstoß bekannt; seine Auswirkungen können fatal sein: Die Druckrohrleitung kann durch Überdruck platzen oder einbeulen, wird der Innendruck geringer als der Umgebungsdruck. Obwohl der durch den Druckstoß erzeugte Überdruck nur vorübergehend ist, kann er mehrfach größer sein als der statische Druck der Wassersäule. Laut Newtons zweitem Bewegungsgesetz ist die durch plötzliche Geschwindigkeitsänderung im Druckrohr erzeugte Kraft:

$$F = m \frac{dV}{dt} \quad (2.21)$$

Könnte die Geschwindigkeit des Wasservolumens im Rohr auf 0 reduziert werden, würde der daraus resultierende Druck unendlich werden. Dies ist jedoch in der Praxis nicht möglich; ein mechanisches Ventil benötigt zum Schließen einige Zeit; die Rohrwände sind nicht gänzlich starr und das Wasservolumen ist unter großem Druck nicht tatsächlich inkompressibel.

Die folgende Beschreibung erfolgt mit Erlaubnis des Autors Allen R. Inversin. Im Anhang F des „Micro-Hydropower Sourcebook“ findet sich eine der besten physikalischen Erklärungen dieses Phänomens. Abbildung 2.16 am Ende dieses Kapitels zeigt, wie eine Geschwindigkeitsänderung durch plötzlichen Verschluss am Rohrende Druckwellen erzeugt, die entlang des Rohres laufen.

Zu Beginn fließt das Wasser mit einer Geschwindigkeit V_0 , wie in (a) gezeigt. Wenn der Verschluss geschlossen wird, hat das im Rohr fließende Wasser die Tendenz aufgrund seiner Trägheit weiter zu fließen. Weil es physikalisch davon abgehalten wird, staut es sich hinter dem Verschluss, und die kinetische Energie jenes Wasserelements am nächsten zum Verschluss wird in Druckenergie umgewandelt, die langsam das Wasser zusammendrückt und die umgebende Rohrwandung an diesem Punkt erweitert (b). Diese Aktion wird durch die nachfolgenden Wasserelemente wiederholt (c) und die Wellenfront des erhöhten Drucks wandert durch das Rohr bis die Geschwindigkeit des Wassers V_0 ausgelöscht, das Wasser komprimiert und das Rohr über die gesamte Länge erweitert ist (d). An dieser Stelle ist die kinetische Energie des Wassers zur Gänze in Druckenergie des Wassers (durch Verstärkung der Kompression) und in Druckenergie des Rohres (durch Erhöhung der Spannung) umgewandelt.

Da das Wasser im Becken unter normalem statischen Druck bleibt, das Wasser im Rohr jedoch nun unter Überdruck steht, kehrt sich die Strömungsrichtung um und wird mit der Geschwindigkeit V_0 zurück ins Rohr gedrängt. Das unter Überdruck stehende Wasser beginnt zurückzufließen und der Druck im Rohr wird auf den normalen statischen Druck reduziert. Eine druckentladende Welle läuft dann durchs Rohr zum Verschluss (f) bis die gesamte Druckenergie zu kinetischer Energie umgewandelt wurde (g). Im Unterschied zu Fall (a) fließt das Wasser nun in die entgegengesetzte Richtung und versucht aufgrund seiner Trägheit, seine Geschwindigkeit zu halten. Dadurch dehnt es das dem Verschluss am nächsten stehende Wasserelement, reduziert

so den dortigen Druck und zieht das Rohr zusammen (h). Dies passiert mit aufeinander folgenden Wasserelementen und eine negative Druckwelle fließt zurück ins Becken (i) bis das gesamte Rohr unter Kompression und das Wasser unter reduziertem Druck steht (j). Diese negative Druckwelle hätte denselben Betrag wie die anfangs positive Druckwelle, wenn es keinen Reibungsverlust gäbe. Die Geschwindigkeit kehrt dann zurück zu 0 aber der niedrigste Druck im Rohr verglichen mit dem im Reservoir zwingt das Wasser zurück ins Rohr (k). Die Druckwelle wandert zurück zum Verschluss (e) bis der komplette Zyklus vollendet ist und eine weiterer beginnt (b). Die Geschwindigkeit der Druckfront ist eine Funktion der Schallgeschwindigkeit im Wasser, verändert durch die Elastizitätscharakteristika des Rohrmaterials.

Tatsächlich ist das Druckrohr meist geneigt, der Effekt bleibt jedoch gleich. Die Druckwelle wird an jedem Punkt des Rohres zum statischen Druck addiert oder subtrahiert. Auch die dämpfende Wirkung der Reibung innerhalb des Rohres bewirkt, dass die kinetische Energie sich graduell abbaut und die Amplitude der Druckschwankungen sich mit der Zeit verkleinert.

Obwohl einige Verschlusstypen fast sofort schließen, braucht der Schließvorgang trotzdem einige Sekunden. Falls der Verschluss geschlossen ist, bevor die erste Druckwelle zum Verschluss zurückkommt (g), bleibt der Höchstdruck unverändert. Die gesamte kinetische Energie wird schließlich zu Druckenergie und resultiert im gleichen Spitzendruck, als ob der Verschluss ohne Zeitverzögerung geschlossen worden wäre.

Wenn im Moment, in welchem die erste Druckwelle zurückkehrt, der Verschluss jedoch nur teilweise geschlossen ist (g), so wird die gesamte kinetische Energie in Druckenergie umgewandelt und der Spitzendruck fällt daher niedriger aus. Wenn der Verschluss sich dann weiter schließt, wird die positive Druckwelle ein wenig durch die negative Druckwelle reduziert (h), die entstanden ist, als sich der Verschluss zu schließen begann. Folglich kann der Spitzendruck reduziert werden, wenn der Verschluss zum Schließen mehr Zeit benötigt als die Druckwelle braucht, um zum Reservoir und zurück zum Verschluss zu laufen. Diese Zeit wird als kritische Schließzeit T_c bezeichnet und entspricht:

$$T_c = 2L / c \quad (2.22)$$

wobei c die Wellengeschwindigkeit ist. Die Wellengeschwindigkeit oder Schallgeschwindigkeit im Wasser ist zirka 1420 m/s. Die Wellengeschwindigkeit im Rohr (Geschwindigkeit, mit der die Druckwelle durchs Rohr läuft) ist sowohl eine Funktion der Elastizität des Wassers als auch des Rohrmaterials. Die Wellengeschwindigkeit kann folgendermaßen ausgedrückt werden:

$$c = \sqrt{\frac{k / \rho}{1 + \frac{k \cdot D}{E \cdot t}}} \quad (2.23)$$

Wobei:
 k = Kompressionsmodul des Wassers, $2,2 \times 10^9 \text{ N/m}^2$
 ρ = Wasserdichte, $1\,000 \text{ kg/m}^3$
 D = innerer Rohrdurchmesser (m)
 E = der Elastizität des Rohrmaterials (N/m^2)
 t = Wandstärke (mm)

Ist das Ventil bereits geschlossen, während sich die Welle noch am Rückweg befindet ($t < T_c$), wird die gesamte kinetische Energie in Überdruck verwandelt, dessen Wert in Metern Wassersäule folgender ist:

$$\frac{\Delta P}{\rho g} = \frac{c}{g} \Delta V \quad (2.24)$$

Wobei ΔV die Veränderung der Fließgeschwindigkeit ist. In der Praxis kann ΔV wie die Anfangsgeschwindigkeit V_0 angenommen werden.

Wenn T größer ist als T_c , dann erreicht die Druckwelle das Ventil, bevor dieses zur Gänze geschlossen ist. Der Überdruck kann sich nicht vollständig entwickeln, weil die reflektierte negative Welle, die am Ventil ankommt, die Druckerhöhung kompensiert. In diesem Fall kann der maximale Überdruck mit der vereinfachten Allievi Formel, die auch als Michaud Formel bekannt ist, berechnet werden:

$$\frac{\Delta P}{\rho g} = \frac{2L}{gt} \Delta V \quad (2.25)$$

Wobei: L = die gesamte Rohrlänge (m)
 $\Delta P/\rho g$ = Druckdifferenz zwischen anfänglichem statischen Druck $P_0/\rho g$ und dem maximalen Druck, der in Leitung (m Wassersäule) erreicht wird.
 t = Schließzeit (s)

Der gesamte dynamische Druck, der auf die Druckrohrleitung wirkt, wird daher folgender sein:

$$P = P_0 + \Delta P \quad (2.26)$$

In Kapitel 6 sind einige Beispiele zu Druckrohrleitungen beinhaltet, die oben stehende physikalischen Konzepte erklären.

Für eine exaktere Näherung wäre es notwendig, nicht bloß die Elastizitätskennwerte der Flüssigkeit und des Rohrmaterials in Betracht zu ziehen sondern auch die hydraulischen Verluste. Die mathematische Annäherung ist relativ umständlich und fordert den Einsatz von Computern. Für interessierte Leser stellen u.a. Chaudry, Fox und Parmakian Kalkulationsmethoden zusammen mit einigen ausgearbeiteten Beispielen zur Verfügung.

2.3 Strömung in offenen Kanälen

Im Gegensatz zu geschlossenen Rohren, wo Wasser das gesamte Rohr ausfüllt, gibt es bei offenen Kanälen immer eine freie Oberfläche. Normalerweise wirkt atmosphärischer Druck auf die freie Wasseroberfläche, was als Drucklosigkeit bezeichnet wird und über die gesamte Kanallänge hinweg als konstant angenommen wird. Auf eine gewisse Art und Weise vereinfacht dieses Faktum durch Streichen des Druckterms die Analyse, bescheren zur gleichen Zeit jedoch ein weiteres Dilemma, da die Form (Lage) der Oberfläche a priori nicht bekannt ist. Die

Wassertiefe variiert mit den Strömungsbedingungen und ihre Abschätzung stellt bei instationärer Strömung ein Problem dar.

Jede Kanalart, auch die geradlinige, hat eine dreidimensionale Geschwindigkeitsverteilung. Ein etabliertes Prinzip der Strömungsmechanik ist es, dass jeder Partikel, der in Kontakt mit einer stationären festen Wand steht, eine Geschwindigkeit von 0 besitzt. Abbildung 2.10 zeigt die Isotachen in Kanälen mit unterschiedlichen Profilen. Der mathematische Ansatz basiert auf der laminaren Grenzschichttheorie; der technische Ansatz behandelt die mittlere Fließgeschwindigkeit V .

2.3.1 Klassifikation von Strömungen in offenen Kanälen

Gemäß dem Kriterium Zeit wird der Kanalabfluss dann als stationär bezeichnet, wenn die Tiefe in jedem Querschnitt mit der Zeit unverändert bleibt; instationär ist er, wenn sich diese verändert.

Gemäß dem Kriterium Raum, wird ein Kanalabfluss als gleichförmig bezeichnet, wenn sich weder der Abfluss noch die Wassertiefe an keinem Querschnitt des Kanals über die Zeit verändert. Dementsprechend wird die Strömung als ungleichförmig bezeichnet, wenn sich der Durchfluss und/oder die Wassertiefe entlang des Kanals ändern. Instationärer, gleichförmiger Abfluss kommt sehr selten vor und unter „gleichförmiger Strömung“ wird meist stationär gleichförmiger Abfluss verstanden.

Stationärer ungleichförmiger Abfluss wird oft in „kontinuierlich“ ungleichförmig“ und „diskontinuierlich“ ungleichförmig“ unterteilt. Abbildung 2.11 zeigt verschiedene Strömungsarten: stationär gleichförmige, stationär kontinuierlich ungleichförmige und stationär diskontinuierlich ungleichförmige Strömung. Instationärer Abfluss kommt vor, wenn sich entweder die Strömungstiefe oder der Abfluss über eine bestimmte Strecke verändern. Z.B. im Falle einer sich flüßauf fortplanzenden Turbulenz-Welle, die aufgrund eines Ventilschlusses oder -öffnung entstanden ist oder durch die Durchflussänderung in einem Sammelkanal.

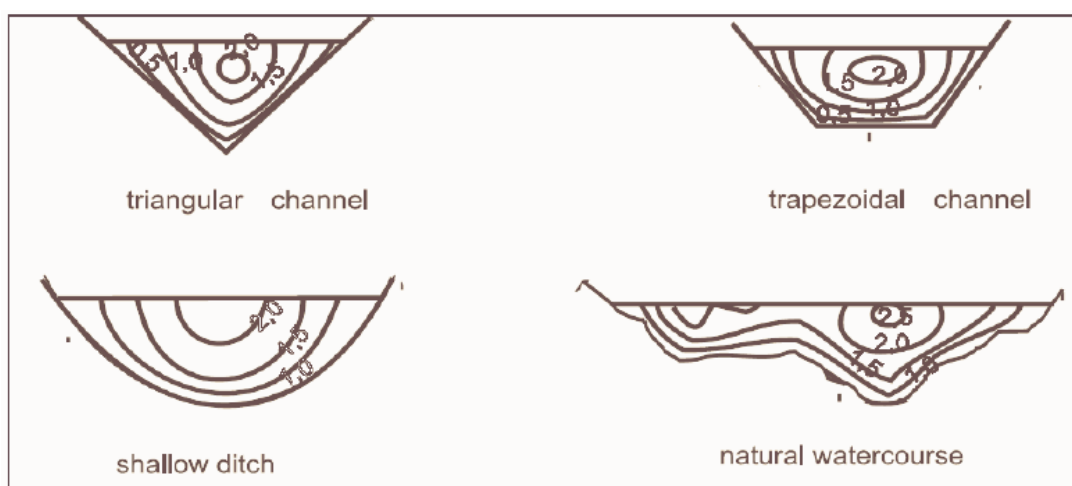


Abbildung 2.10: Typische Geschwindigkeitsverteilungen in offenen Kanälen

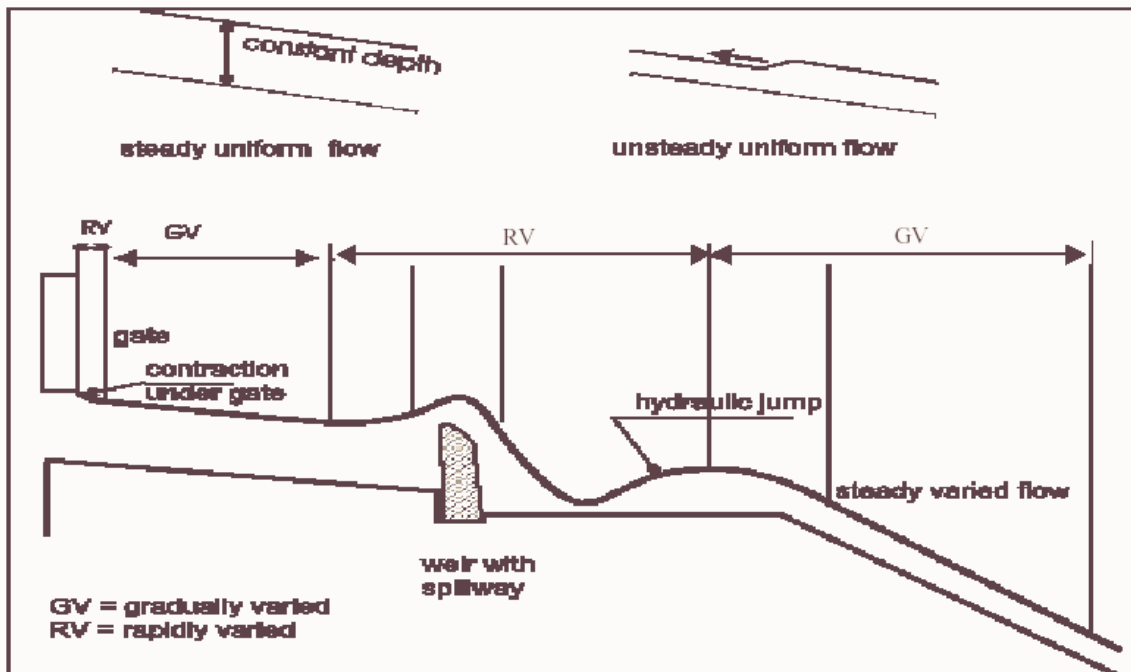


Abbildung 2.11: Verschiedene Arten von ungleichförmiger Strömung

Wie bei vollkommen geschlossenen Rohrströmungen, folgen auch Kanalströmungen der Bernoulli Gleichung und folglich gilt auch Formel (2.1). Der Energieverlust, der durch die Strömung von Abschnitt 1 zu Abschnitt 2 erzeugt wird, wird durch h_L ausgedrückt.

2.3.2 Gleichförmiger Abfluss in offenen Kanälen

Ein Abfluss wird dann als gleichförmig bezeichnet, wenn:

1. Wassertiefe, Durchflussfläche und Geschwindigkeit in jedem Querschnitt des Kanals konstant sind
2. Energieliniengefälle, Wasserspiegelgefälle und Sohlgefälle parallel zu einander sind.

Basierend auf diesen Konzepten fand Chezy heraus:

$$V = C\sqrt{Ri} \quad (2.27)$$

Wobei: C = Widerstandsbeiwert nach Chezy
 R_h = Hydraulischer Radius des Kanalsquerschnitts
 S_e = Kanalsohlgefälle

Viele Versuche wurden unternommen, um den Wert C nach Manning zu bestimmen, indem Ergebnisse aus eigenen und fremden Experimenten verwendet wurden, die von folgendem empirischem Verhältnis abgeleitet wurden:

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} \quad (2.28)$$

wobei n der bekannte Manning Rauigkeitskoeffizient (vgl. Kapitel 5, Tabelle 5.1) ist. Setzt man C aus (2.27) in (2.28) ein, erhalten wir die Manning Formel für gleichförmigen Durchfluss.

$$V = \frac{1}{n} R^{1/3} i^{1/2} \quad (2.29)$$

oder

$$Q = \frac{1}{n} A \cdot R^{2/3} i^{1/2} \quad (2.30)$$

Der Parameter $AR_h^{2/3}$ ist als Querschnittsfaktor definiert und für verschiedene Kanalabschnitte in Tabelle 2.5 angegeben. Die Formel ist zur Gänze empirisch, und der Manning-Koeffizient ist nicht dimensionslos; aus diesem Grund sind die angegebenen Formeln nur in S.I. Einheiten gültig. Außerdem sind die Formeln nur auf Kanäle mit ebener Sohle anwendbar. Die Analyse von natürlichen Wasserläufen ist komplexer, und die oben genannte Formel kann nur für erste Näherungen verwendet werden.

2.3.3 Hydraulisch günstige Querschnitte in offenen Kanälen

Aus (2.32) kann abgeleitet werden, dass für einen Kanal mit einer bestimmten Querschnittsfläche A und einem gegebenen Gefälle I, der Abfluss mit wachsendem hydraulischen Radius zunimmt. Dies bedeutet, dass der hydraulische Radius ein Effizienzindikator ist. Der hydraulische Radius ist ein Quotient der Fläche A und des benetzten Umfangs U. Der effizienteste Querschnitt wird somit jener mit dem kleinsten benetzten Umfang sein.

Unter allen Querschnittsflächen ist der Halbkreis jene, die bei gegebener Fläche den kleinsten benetzten Umfang aufweist. Leider ist ein halbkreisförmiger Kanal nur mit hohen Kosten zu bauen und schwer instand zu halten. Daher benützt man die Halbkreisform nur in kleinen, aus Fertigteilen gebauten Kanalabschnitten.

Neben der Halbkreisform ist unter den trapezförmigen Querschnitten ein halbes Sechseck die effizienteste Profilform. Der am häufigsten angewandte Kanalabschnitt bei Kleinwasserkraftwerken ist der rechteckige. Er ist leicht zu bauen, wasserdicht und leicht instand zu halten.

In Kapitel 6 wird die Auswahl der Querschnittsform aus bautechnischen Gesichtspunkten betrachtet und versucht, ein Gleichgewicht zwischen hydraulischer Effizienz, Bodeaushubvolumen und Baumethode zu finden.

2.3.4 Energetische Betrachtungen für den Abfluss in offenen Kanälen

Gleichförmige Abflüsse in offenen Kanälen sind meist stationär. Instationäre, gleichförmige Abflüsse treten eher selten auf. Wenn die Strömungslinien zueinander parallel laufen und man die freie Oberfläche als Bezugshorizont annimmt, so ist die Summe der potentiellen Energie „h“ und der Druckenergie P/γ konstant und gleich der Wassertiefe. In der Praxis können die meisten gleichförmigen Strömungen und ein großer Teil der stationär ungleichförmigen Strömungen als parallel zur Kanalsohle angenommen werden.

In einem Kanal mit konstantem Gefälle, das geringer als 6° (Abbildung 2.12e) ist, ist die Druckhöhe in jedem Punkt unter der Oberfläche gleich dem Höhenunterschied der freien Oberfläche zu diesem Punkt (Wassertiefe). Die Druckverteilung ist typischerweise dreieckig. Fließt jedoch das Wasser entlang eines konvexen Fließweges, wie z.B. über einen Überfall, wirkt die zentrifugale Strömung entgegen der Erdanziehung, die Spannungsverteilung wird gestört und sieht aus wie in Abbildung 2.12b. Die Druckenergie wird durch die Differenz zwischen Tiefe und der Zentrifugalbeschleunigung des Wassers mv^2/r ausgedrückt; r ist der Krümmungsradius des konvexen Fließweges. Falls der Fließweg konkav ist, wird die Beschleunigungskraft zur Tiefe addiert und die Spannungsverteilung sieht aus wie in Abbildung 2.12. Folglich sieht die resultierende Druckhöhe für Durchflüsse entlang einer geraden Linie, eines konvexen oder eines konkaven Fließweges folgendermaßen aus:

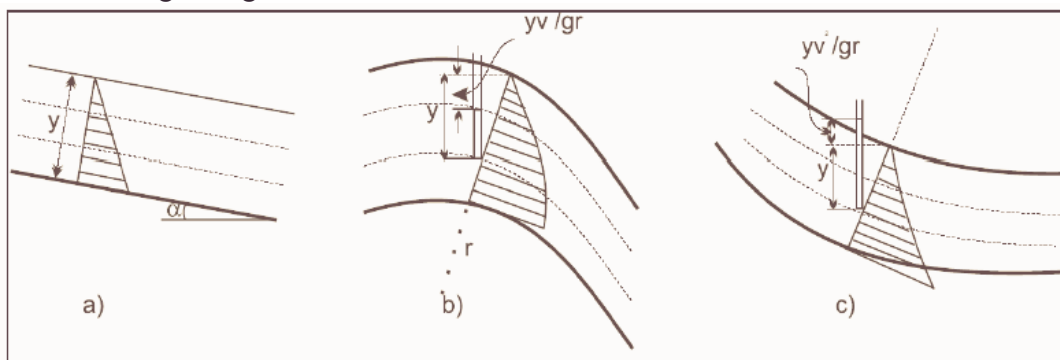


Abbildung 2.12: Druckverteilung für Kanäle mit vertikal gekrümmter Bettgeometrie

$$\frac{P}{\gamma} = y \quad (a); \quad \frac{P}{\gamma} = y - y \cdot \frac{V^2}{rg} \quad (b); \quad \frac{P}{\gamma} = y + y \cdot \frac{V^2}{rg} \quad (c) \quad (2.31)$$

Wobei:

- γ = spezifisches Gewicht des Wassers
- y = Tiefe, gemessen von der freien Oberfläche zum Punkt $y = h \cos \alpha$; h ist die auf die Kanalsohle normal stehende Wassertiefe
- V = Fließgeschwindigkeit in diesem Punkt
- r = Krümmungsradius des Fließweges

Die spezifische Energie in einem Kanalquerschnitt oder die Energiehöhe bezogen auf die Höhenlage der Kanalsohle ist:

$$E = y + \alpha \frac{V^2}{2g} \quad (2.32)$$

Wobei α ein Koeffizient ist, der die tatsächliche Geschwindigkeitsverteilung in einem bestimmten Kanalquerschnitt berücksichtigt, dessen Durchschnittsgeschwindigkeit V ist. Der Koeffizient kann zwischen einem Minimum von 1,05 bei sehr gleichförmiger Geschwindigkeitsverteilung bis zu 1,2 für stark ungleichförmige Verteilungen variieren. Trotzdem kann in erster Näherung ein Wert von $\alpha = 1$ angenommen werden. Dies ist ein annehmbarer Wert solange das Sohlgefälle kleiner als 0.018 ($\alpha < 1,03^\circ$) ist. Gleichung 2.32 wird somit zu:

$$E = y + \frac{V^2}{2g} \quad (2.33)$$

Ein Kanalquerschnitt mit einer Durchflussfläche A und einem Abfluss Q hat eine spezifische Energie von:

$$E = y + \frac{Q^2}{2gA^2} \quad (2.34)$$

Gleichung (2.34) zeigt, dass bei gegebenem Abfluss Q die spezifische Energie in einem Querschnitt nur eine Funktion der Wassertiefe ist.

Zeichnet man die Durchflusstiefe y für einen bestimmten Durchfluss Q gegen die spezifische Energie E , erhält man eine Energiekurve wie in Abbildung 2.13, die gegen zwei Grenzwerte läuft. Die untere Grenze AC ist asymptotisch zur Horizontalachse und die obere AB zur Linie $E = y$. Der Punkt A auf einer bestimmten Energielinie repräsentiert jene Tiefe y (Grenztiefe), bei der ein Durchfluss Q mit minimaler Energie durch den Querschnitt geführt werden kann. Für jeden Punkt auf der Achse E größer als A , gibt es zwei mögliche Tiefen: Bei geringerer Tiefe ist der Abfluss schneller und hat daher eine höhere spezifische Energie und wird auch als „schießender“ Abfluss bezeichnet. Bei größerer Tiefe hat der Abfluss geringere Geschwindigkeit aber auch höhere spezifische Energie- ein Abfluss, der als „strömend“ bezeichnet wird.

An der Grenze zwischen „schießen“ und „strömen“ ist die spezifische Energie auf ihrem Minimum und ihr Wert kann daher durch die erste Ableitung der spezifischen Energie (Gleichung 2.34) gegen y , die man Null setzt, berechnet werden:

$$\frac{dE}{dy} = -\frac{Q^2}{gA^3} \frac{dA}{dy} + 1 = 0 \quad (2.35)$$

Das Differential der Durchflussfläche nahe der freien Oberfläche $dA/dy = T$, wobei T die benetzte Breite des Querschnittes (siehe Abbildung 2.13) ist.

Gemäß Definition gilt:

$$Y = \frac{A}{T} \quad (2.36)$$

Der Parameter Y ist bekannt als die Hydraulische Tiefe eines Querschnittes; dieser spielt eine wesentliche Rolle bei der Untersuchung von Kanalströmungen.

Ersetzt man in Gleichung (2.35) dA/dy durch T und A/T durch Y erhält man:

$$\frac{V}{\sqrt{gY}} = 1 \quad (2.37a)$$

wobei

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gY}} \quad (2.37b)$$

Der Parameter F_r ist dimensionslos und bekannt als die Froude Zahl. Wenn $F_r = 1$, wie in Gleichung (2.37a), ist der Abfluss in einem kritischen Stadium. Der Abfluss ist im „schießenden“ Stadium, wenn $F_r > 1$ ist und im „strömenden“ Stadium, wenn $F_r < 1$ ist. In Abbildung 2.13 beschreibt die Linie AB den schießenden und AC der strömenden Abfluss.

Wie in Abbildung 2.13 kann eine Schar ähnlicher Kurven für denselben Querschnitt und unterschiedliche Abflüsse Q gezeichnet werden. Bei größeren Durchflüssen bewegt sich die Kurve nach rechts und bei niedrigeren nach links.

Im kritischen Zustand ist $y = y_c$ (y_c ist die Grenztiefe). Diese erhält man aus Gleichung (2.37a). Die Grenztiefe eines rechteckigen Kanals ist gegeben durch:

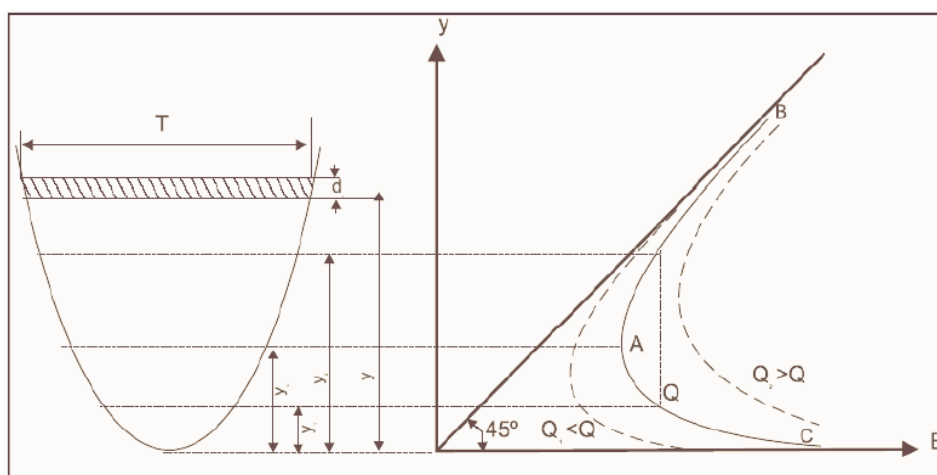


Abbildung 2.13: Spezifische Energie als Funktion der Wassertiefe

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gb^2}} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (2.38)$$

wobei $q = Q/b$ ist der Abfluss pro m Breite des Kanals (spezifischer Abfluss)

Tabelle 2.5 zeigt die geometrischen Charakteristika verschiedener Kanalprofile und Tabelle 2.6 aus Straub (1982) zeigt die empirischen Formeln, die benutzt werden, um y_c in nicht-rechtwinkligen Kanälen zu berechnen.

Beispiel 2.6

Berechnen Sie die kritische Abflusstiefe (Grenztiefe) für einen Abfluss von 17 m³/s in einem trapezförmigen Kanalquerschnitt mit $b = 6$ m und $z = 2$.

Aus Tabelle 2.6: $\psi = \alpha Q^2/g = 29,46$ für $\alpha = 1$

Das Ergebnis ist gültig solange $0.1 < Q/b^2 < 0.4$, wie z.B. $q/2b=0,19$ Gültigkeit hat.

$$y_c = 0.81 \left(\frac{\Psi}{z^{0.75} b^{1.25}} \right)^{0.27} - \frac{b}{z} \Psi = 0.86m$$

Die Abschätzung der Grenztiefe sowie der schießenden und strömenden Zustände, erlaubt es, den Abflussquerschnitt bei freier Oberfläche für bestimmte Fälle zu bestimmen: eine plötzliche Gefällszunahme in einem Kanal; die Wasserspiegellagen oberwasserseits von Wehren, Hochwasserentlastungen etc.

Tabelle 2.5: Geometrische Charakteristik verschiedener Kanalprofile

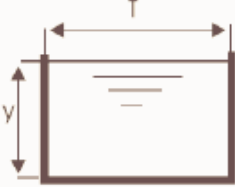
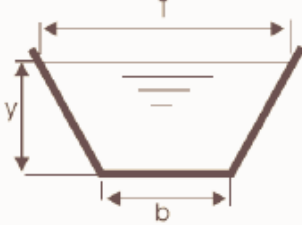
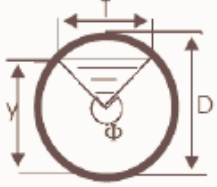
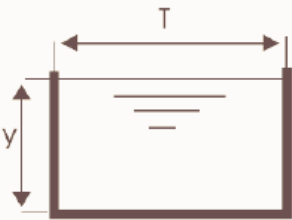
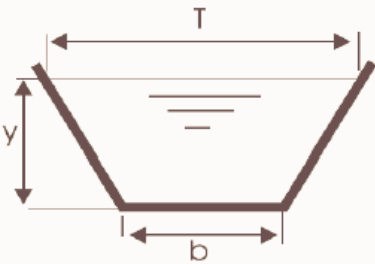
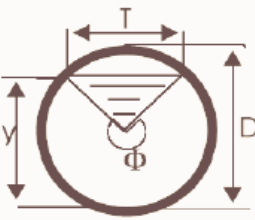
			
Fläche A	by	$(b+zy)y$	$\frac{1}{8}(\Phi - \text{sen}\Phi)D^2$
Benetzter Umfang P	$b+2y$	$b + 2y\sqrt{1+z^2}$	$1/2\phi D$
Spiegelbreite T	b	$b+2zy$	$2\sqrt{y(D-y)}$
Hydraulischer Radius	$\frac{by}{b+2y}$	$\frac{(b+zy)y}{b+2y\sqrt{1+z^2}}$	$\frac{1}{4}\left(1 - \frac{\text{sen}\Phi}{\Phi}\right)D$
Hydraulische Tiefe	y	$\frac{(b+zy)y}{b+2zy}$	$\frac{1}{8}\left(\frac{\Phi - \text{sen}\Phi}{\text{sen}\frac{\Phi}{2}}\right)D$
Querschnittsfaktor	$by^{1.5}$	$\frac{[(b+zy)y]^{1.5}}{\sqrt{b+2zy}}$	$\frac{\sqrt{2}(\theta - \text{sen}\theta)^{1.5}}{32\sqrt{\text{sen}\frac{1}{2}\theta}}D^{2.5}$

Tabelle 2.6: Empirische Formeln zur Abschätzung von y_c für typische Kanäle.

		
$\left(\frac{\Psi}{b^2}\right)^{1/3}$	$0,81\left(\frac{\Psi}{z^{0,75}b^{1,25}}\right)^{0,27} - \frac{b}{30z}$	$\left(\frac{1,01}{d^{0,25}}\right)\Psi^{0,25}$

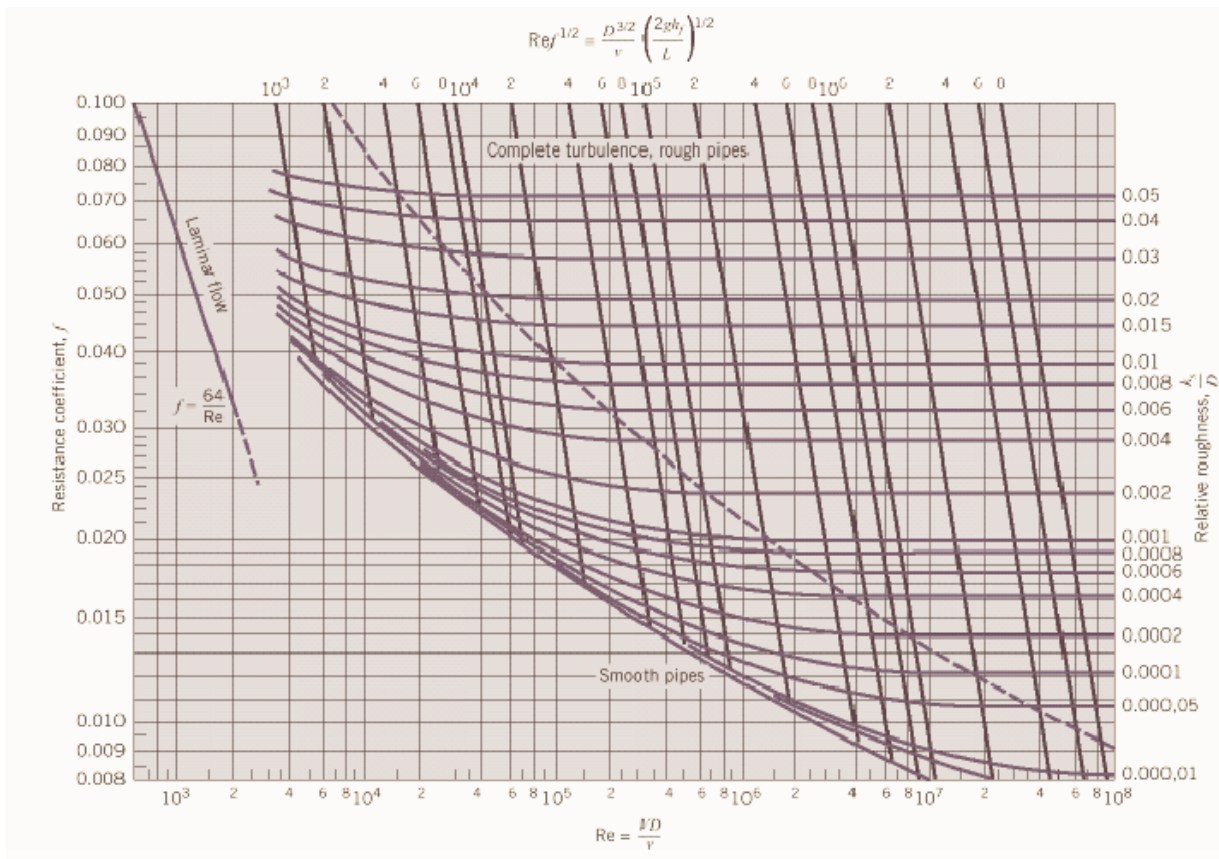


Abbildung 2.14: Moody Diagramm: Reibungsfaktoren eines Rohrdurchflusses

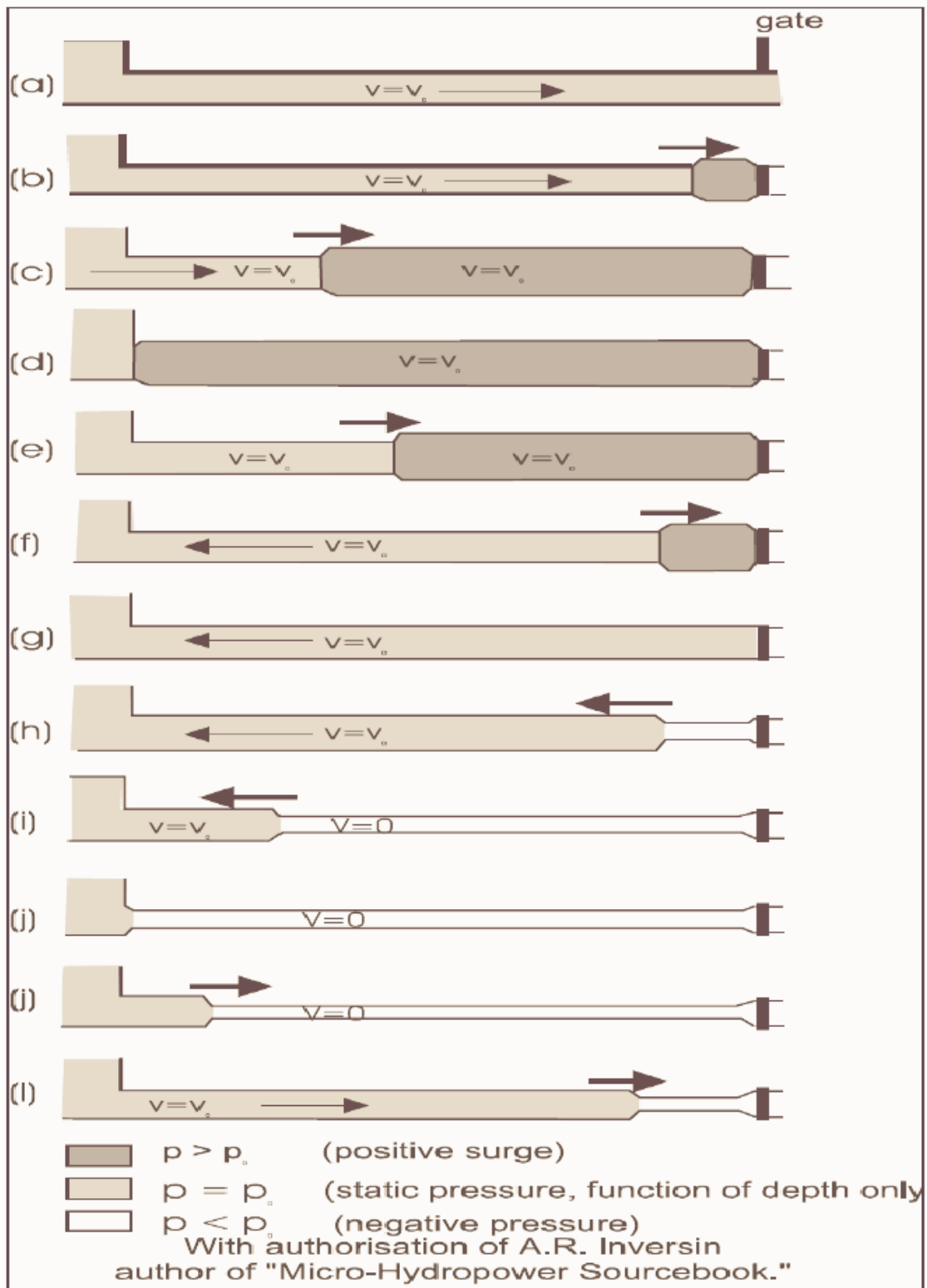


Abbildung 2.15: Veranschaulichung von Druckwellen in einem Rohr

Literaturverzeichnis:

1. N.H.C.Hwang and Carlos Hita, "Fundamentals of Hydraulic Engineering Systems", Prentice Hall, Inc. Englewood Cliffs, New Jersey 1987
2. F.H. White, "Fluid Mechanics", MacGraw-Hill Inc. USA
3. A. Piqueras, "Evacuación de Broza" (in Castilian), ESHA Info n° 9 summer 1993
4. L. Allievi, The theory of waterhammer, Transactions ASME 1929
5. H. Chaudry. Applied Hydraulic Transients, Van Nostrand Reinhold Co. 1979
6. V.L. Streeter and E.B. Wylie, Hydraulic Transients, McGraw-Hill Book Co., New York 1967
7. J. Parmakian. Waterhammer analysis. Dower Publications, New York 1963
8. R.H. French, "Hidráulica de canales abiertos" (in Castilian), McGraw-Hill/Interamericana de Mexico, 1988
9. V.T. Chow, Open Channel Hydraulics, McGraw-Hill Book Co., New York 1959
10. V.L. Streeter and E.B. Wylie, Fluid Mechanics, McGraw-Hill Book Co., New York 1975
11. A.C Quintela, « Hidráulica » (in Portuguese), Ed. Calouste Gulbenkian Foundation, 1981
12. J. Dubois, "Comportement hydraulique et modélisation des écoulements de surface" (in French), Communication LCH n° 8, EPFL, Lausanne 1998.
13. E. Mosonyi, "Water power development", Tome I and II, Akadémiai Kiadó Budapest, 1987/1991

Other references on the topics of this subject :

- H.W.King and E.F. Brater, Handbook of Hydraulics, McGraw-Hill Book Co., New York 1963
R. Silvester, Specific Energy and Force Equations in Open-Channel Flow, Water Power March 1961

1 By Jonas. Rundqvist (SERO), Pedro Manso (EPFL) and Celso Penche (ESHA)

3.	HYDROLOGISCHE BEURTEILUNG	46
3.1	Einleitung.....	46
3.2	Abflussaufzeichnungen.....	47
3.3	Ermittlung des Abflusses mittels Durchflußmessungen.....	49
3.3.1	Fließgeschwindigkeits - Querschnittsflächen Methode.....	49
3.3.2.	Messwehre	57
3.3.3	Gefälle-Querschnittsflächen Methode.....	58
3.4	Abflusscharakteristika	59
3.4.1	Abflußganglinie	59
3.4.2	Abflussdauerlinie	59
3.4.3	Standardisierte Abflussdauerlinien.....	61
3.4.4	Abflussdauerlinien für bestimmte Monate oder andere Perioden.....	63
3.4.5	Wasserdruck oder “Fallhöhe”	65
3.5	Pflichtwasserabfluss und Pflichtwasserdotation	66
3.6	Berechnung der Anlagenleistung und der Energieproduktion	67
3.6.1	Veränderung der Fallhöhe mit dem Abfluss und der Einfluss auf die Turbinenleistung.....	68
3.6.2	Spitzenbetrieb.....	70
3.7.	Gesicherte Leistung.....	71
3.8	Hochwasser.....	71
3.8.1	Bemessungshochwasser	72
3.8.2	Statistische Analyse von Hochwasserdaten	73
3.8.3	Hydrologische Modellierung des Einzugsgebietsfläche	75

LISTE DER ABBILDUNGEN

Abbildung 3.1: Schematische Darstellung der Wasserkraftnutzung	46
Abbildung 3.2: Messung des Wasserspiegels, Definitionen	48
Abbildung 3.3: Schlüsselkurve (Pegelschlüssel)	50
Abbildung 3.4: Messung der Querschnittsfläche	52
Abbildung 3.5: Leitfähigkeitsganglinie	55
Abbildung 3.6: Durchflussmessung an Wehren und Einschnitten	56
Abbildung 3.7: Beispiel einer Abflussganglinie	57
Abbildung 3.8: Beispiel einer Abflussdauerlinie	59
Abbildung 3.9: Beispiele einer Abflussdauerlinie in logarithmischem Maßstab	60
Abbildung 3.10: Beispiel einer standardisierten Abflussdauerlinie	61
Abbildung 3.11: Triebwassersystem (Beispiel 3.1)	64
Abbildung 3.12: Pflichtwasserdotation	66
Abbildung 3.13: Beispiel des Turbinenwirkungsgrades als Funktion des Abflusses	79
Abbildung 3.14: Veränderlichkeit der Nettofallhöhe bei unterschiedlichen Durchflüssen	70
Abbildung 3.15: Komponenten eines hydrologischen Modells	75

LISTE DER TABELLEN

Tabelle 3.1: Typische Werte für Mannings „n“ für natürliche Wasserläufe	58
Tabelle 3.2: Technischer Mindestabfluss für Turbinen	68
Tabelle 3.4: Auftretswahrscheinlichkeit	73

LISTE DER BILDER

Bild 3.1: Abflußmeßstelle eines Flusses	49
Bild 3.2: Durchflussmesser	53

3. HYDROLOGISCHE BEURTEILUNG¹

3.1 Einleitung

Jede Stromproduktion aus Wasserkraft hängt vom fließenden Wasser ab. Aus diesem Grund ist die Wasserkraft außerordentlich standortabhängig. Zunächst bedarf es eines ausreichenden und verlässlichen Abflusses. Zweitens müssen es die topographischen Bedingungen am Standort zulassen, das kontinuierliche Gefälle eines Flussabschnittes an einem bestimmten Punkt zu konzentrieren, um für die Elektrizitätsproduktion genügend Fallhöhe zu erreichen. Diese Fallhöhe kann durch Aufstau oder durch Wasserausleitung in einen Triebwasserweg, der parallel zum Fluss angelegt wird und der im Vergleich zum natürlichen Fluss niedriges Gefälle aufweist, gewonnen werden. Sehr oft werden auch beide Möglichkeiten kombiniert.

Die Wasserkraftnutzung eines bestimmten Flussabschnittes oder eines bestimmten Standortes zu planen, ist für einen Wasserbauingenieur eine sehr herausfordernde Aufgabe, da es unzählige Möglichkeiten gibt, einen Fluss zu nutzen. Der Wasserbauingenieur muss die beste Lösung der Anlagenkonfiguration finden. Dies beinhaltet die Wahl des Staubauwerkes, des Triebwasserleitungssystems, der installierten Leistung, des Standorts aller erforderlichen Bauwerke u.a.m.

Der Erfolg des planenden Ingenieurs hängt von seiner Erfahrung und seinem beinahe "künstlerischen" Talent ab, da ein streng mathematischer Ansatz aufgrund der großen Anzahl an Möglichkeiten und standort-spezifischen Bedingungen unmöglich ist.

Wenn ein Standort für ein Wasserkraftwerk als topographisch geeignet befunden wurde, so muss als erste Aufgabe die Verfügbarkeit eines entsprechenden Wasserdargebotes untersucht werden.

Für einen nicht beobachteten Wasserlauf, an dem es keine langfristigen Abflussbeobachtungen gibt, schließt dies hydrologische Forschung mit ein: Untersuchung des Niederschlags und des Abflusses, Analyse des Einzugsgebietes, die Evapotranspiration und der Oberflächengeologie.

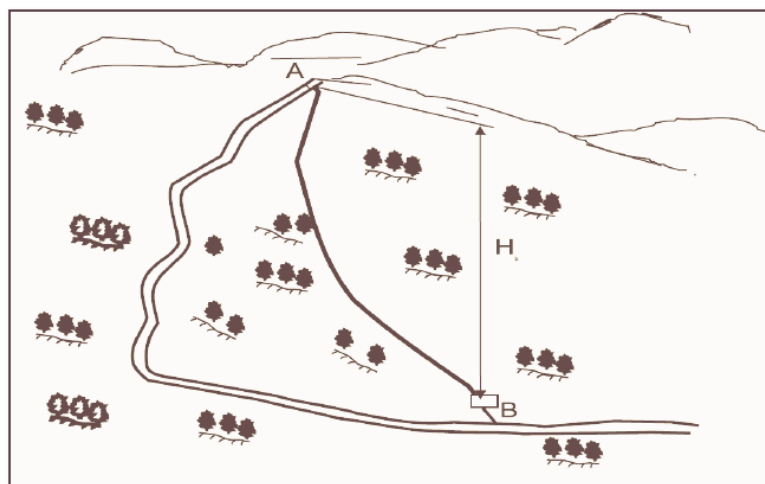


Abbildung 3.1: Schematische Darstellung der Wasserkraftnutzung

¹ José Llamas, "Hidrología General. Principios y Aplicaciones". Servicio Editorial de la Universidad del País Vasco, 1933.

Abbildung 3.1 zeigt wie das Wasser von Punkt A zu Punkt B mit den Höhen Z_A und Z_B entsprechend der Höhendifferenz potentielle Energie verliert. Dieser Verlust tritt unabhängig vom Strömungsweg im offenen Kanal, in Druckrohrleitungen und in der Turbine auf. Der Verlust an potentieller Energie kann gemäß folgender Gleichung in Leistungsverlust umgewandelt werden.

$$P = Q \times H_g \times \gamma$$

P = Leistung in kW

Q = Abfluß in m^3/s

H_g = Bruttofallhöhe, = $Z_A - Z_B$, und

γ = spezifisches Gewicht des Wassers, ($9.81 \text{ kN}/\text{m}^3$).

Das Wasser folgt entweder dem Flussbett und verliert dabei durch Reibung und Turbulenzen an Energie, was zu einer vernachlässigbaren Temperaturerhöhung führt. Von A nach B kann es aber auch durch ein künstliches Wasserleitungssystem mit einer Turbine am unteren Ende fließen. In diesem Fall wird die Energie in erster Linie für den Turbinenbetrieb genutzt, und nur ein geringer Anteil geht durch Reibung verloren. Im letzteren Fall geht die Energie beim Durchgang durch die Turbine „verloren“, indem sie in mechanische Energie und schließlich durch die Rotation des Generators in Elektrizität umgewandelt wird. Ziel ist, durch einen guten Entwurf die Konstruktionskosten zu minimieren und gleichzeitig einen größtmöglichen Energieanteil für die Rotation des Generators sicher zu stellen.

Um das Energiepotential abschätzen zu können, muss man die Abflussschwankungen im Jahresverlauf und die verfügbare Bruttofallhöhe kennen. Im günstigsten Fall haben staatliche, hydrologische Dienststellen eine Messstation im betreffenden Flussabschnitt eingerichtet, beobachtet und Daten für Abflusszeitreihen über einige Jahre hinweg gesammelt.

Leider ist es eher unwahrscheinlich, dass regelmäßige Abflußbeobachtungen gerade in jenem Abschnitt durchgeführt wurden, in dem ein Kleinwasserkraftwerk geplant ist. Wenn dies doch der Fall ist, so genügt es einen von mehreren Ansätzen zu verwenden, um den langfristigen jährlichen Mittelwasserabfluss und die Abflussdauerlinie zu bestimmen. (Diese Ansätze werden in späteren Kapiteln erklärt.)

Egal ob regelmäßige Messungen durchgeführt wurden oder nicht ist der erste Schritt, Abflussdaten für die betreffende Gewässerstrecke zu ermitteln, wenn dies möglich ist. Falls für diesen Bereich nichts vorhanden ist, so kann man Aufzeichnungen von einer anderen Stelle desselben Flusses oder eines ähnlichen, nahe gelegenen Flusses verwenden, der die Extrapolation einer Zeitreihe für den betreffenden Abschnitt erlaubt.

3.2 Abflussaufzeichnungen

In Europa bekommt man Abflussaufzeichnungen von den jeweiligen nationalen hydrologischen Institutionen. Diese Aufzeichnungen gibt es in verschiedener Form, jede auf ihre Art nützlich für die Evaluierung des Wasserkraftpotentials des jeweiligen Standortes. Sie beinhalten:

- gemessene Abflussdaten mehrerer Messstationen

- Charakteristische Abflußdaten für diese Standorte wie z.B. Mittelwasserabfluss und Abflussdauerlinie (ausgedrückt als Abfluss (m^3/s) und Abflussspende bezogen auf die Flächeneinheit des Einzugsgebietes ($\text{l}/\text{s}.\text{km}^2$))
- Abflusskarten, u.s.w.

Es gibt auch eine Organisation der Vereinten Nationen– die “World Meteorological Organisation“ – mit einem hydrologischen Informationssystem (INFOHYDRO), die zum Ziel hat, Informationen zu folgenden Themen bereitzustellen:

- Nationale und internationale (staatliche und nicht staatliche (NGOs)) Organisationen
- hydrologische Institutionen und Agenturen
- Aktivitäten dieser Institutionen mit hydrologischem und ähnlichem Bezug
- internationale Hauptflüsse und Seen der Welt
- Netzwerke hydrologischer Beobachtungsstationen verschiedener Länder – Anzahl der Beobachtungsstationen und Beobachtungszeitraum
- nationale hydrologische Datenbanken – Status der Sammlung, Handhabung und Archivierung von Daten
- internationale Datenbanken betreffend Hydrologie und Wasserressourcen

Weitere Informationen erhält man auf www.wmo.ch (Zum Zeitpunkt des Druckes war die INFOHYDRO – Homepage gerade in Arbeit und daher nicht zugänglich).

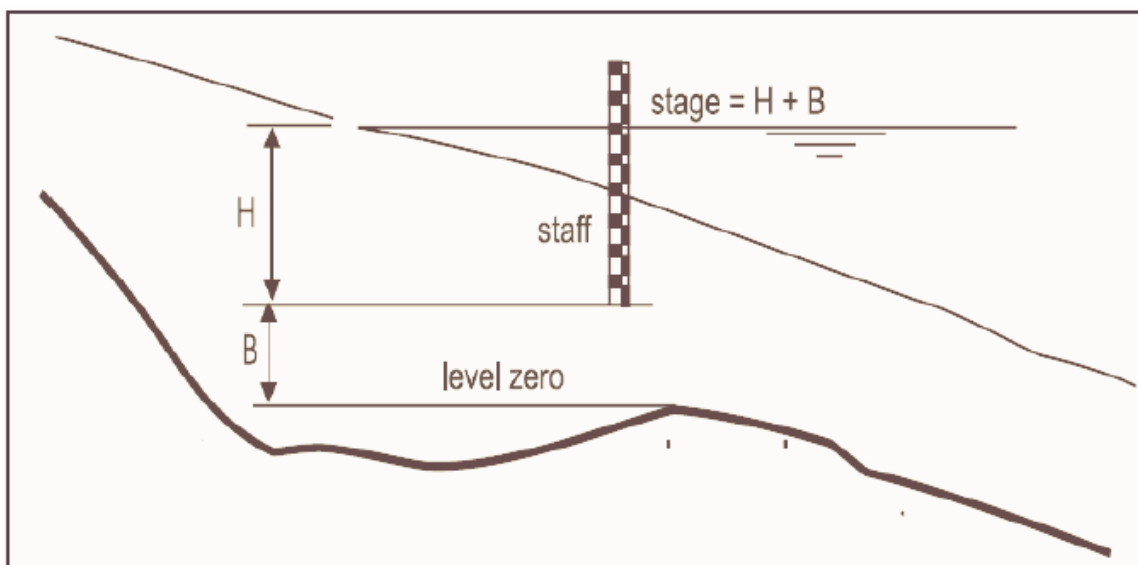


Abbildung 3.2: Messung des Wasserspiegels, Definitionen

3.3 Ermittlung des Abflusses mittels Durchflussmessungen

Falls keine passenden Abflußzeitreihen zur Verfügung stehen, sollten die aktuellen Durchflüsse vorzugsweise für ein ganzes Jahr gemessen werden. Eine einzige punktuelle Messung eines instationären Abflusses in einem Wasserlauf hat wenig Nutzen. Für die Durchführung derartiger Messungen gibt es verschiedene Möglichkeiten:

3.3.1 Fließgeschwindigkeits - Querschnittsflächen Methode

Dies ist eine konventionelle Methode für mittlere bis große Flüsse, die auf einer Messung der Querschnittsfläche des Flusses und der Durchschnittsgeschwindigkeit des Wassers beruht. Es ist eine gute Methode, um den Abfluss mit geringem Aufwand zu messen. Ein geeignetes Meßprofil muss in einer relativ geraden, ruhig fließenden Fließstrecke ausgewählt werden. (Abbildung 3.2). Der Fluss sollte an diesem Punkt eine einheitliche Breite haben und die Querschnittsfläche gut abgrenzbar und sauber sein.

Wenn der Abfluss schwankt, hebt und senkt sich in freien Fließstrecken der Wasserspiegel. Der Wasserspiegel wird z.B. gemessen, indem man ihn jeden Tag zur selben Zeit an einer Pegellatte (m und cm-Teilung) abliest. In modernen Messstationen werden statt einer Pegellatte, die regelmäßige Beobachtung notwendig macht, Wasserstandssensoren, für die es mehrere Technologien gibt, verwendet, die den Wasserspiegel kontinuierlich und automatisch festhalten. Um die Beobachtungen und Messungen zu kalibrieren, werden periodische Abflussmessungen – vom höchsten bis zum niedrigsten Wasserstand– über mehrere Monate hinweg durchgeführt. Foto 3.1 zeigt eine Messstation in einem Fluss.



Bild 3.1: Abflußmeßstelle eines Flusses

Die Korrelation zwischen Wasserspiegel und Abfluss nennt man den Pegelschlüssel (Abb. 3.3). Dieser erlaubt durch Kenntnis des Wasserstands, die Schätzung des Abflusses. Um diese Kurve zu zeichnen, muss der Wasserspiegel und der Abfluss simultan gemessen werden. Es wird dringlich empfohlen, dass man, um das Niedrigwasser zu messen, zuerst eine Korrelationskurve zwischen Durchfluss dem Manning - Koeffizienten „n“ zeichnet. Später kann man mit der Gefälle - Querschnittsmethode (Abschnitt 3.3.3) den Hochwasserabfluss abschätzen, der mit anderen Methoden ohnehin zumeist nicht gemessen werden kann.

Wenn ein Pegelschlüssel auf Basis mehrerer Ablesungen graphisch erstellt wurde, kann man eine mathematische Formel daraus ablesen, die eine Interpretation der Wasserstandsablesungen erleichtert. Der Pegelschlüssel (Abb. 3.3) wird durch folgende Funktion dargestellt:

$$Q = a (H+B)^n \quad (3.1)$$

Wobei

a und n	= Konstante
H	= gemessener oder aufgezeichneter Wasserstand
B	= Korrekturfaktor, um die wahre Höhe berechnen zu können

Um B (vgl. Abb. 3.2) zu berechnen sollten die zu zwei Abflüssen korrespondierende Daten festgehalten werden, wie

$$Q_1 = a (H_1+B)^n$$

$$Q_2 = a (H_2+B)^n$$

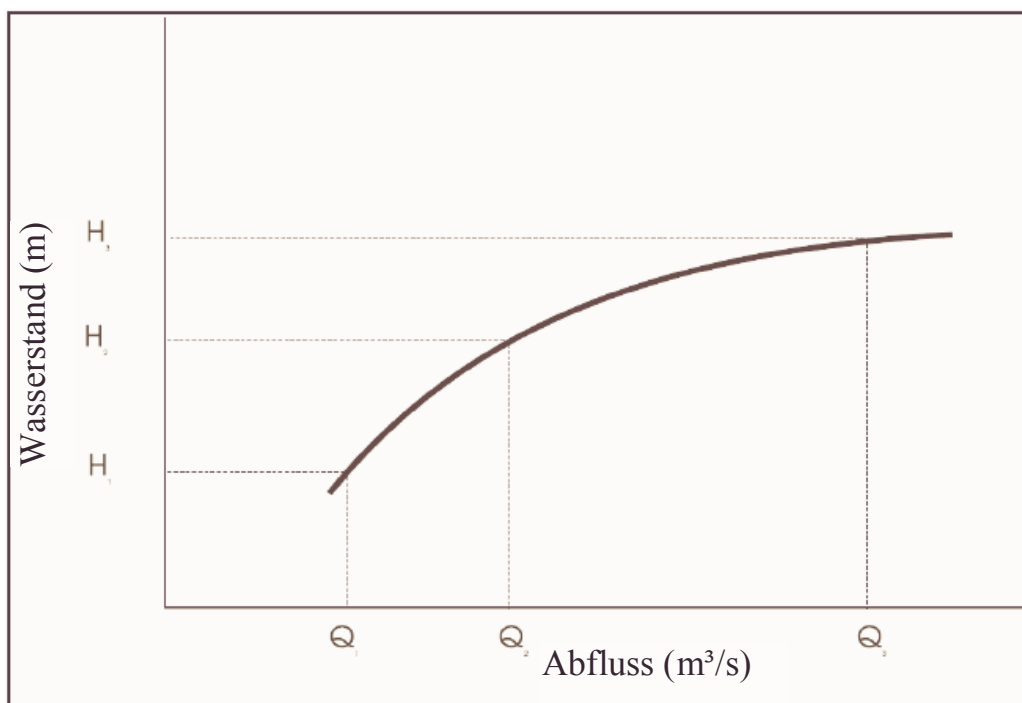


Abbildung 3.3: Schlüsselkurve (Pegelschlüssel)

Durch die Einbeziehung einer dritten tatsächlichen Ablesung H_3 gegen Q_3 , wobei Q_3 (Indices in Abbildung 3.3 sind nicht repräsentativ) als die Quadratwurzel des Produktes von Q_1 und Q_2 definiert ist. Das korrespondierende H_3 wird aus der graphischen Darstellung des Pegelschlüssels über Q_3 gewonnen und folgendermaßen ausgedrückt:

$$Q_3 = \sqrt{Q_1 \cdot Q_2} = a(H_3 + B)^n = \sqrt{a(H_1 + B)^n \cdot a(H_2 + B)^n}$$

folglich:

$$(H_3 + B)^2 = (H_1 + B) \cdot (H_2 + B)$$

und letztlich:

$$B = \frac{H_3^2 - H_1 H_2}{H_1 + H_2 - 2H_3} \quad (3.2)$$

Es gibt auch ISO Vorschläge zur korrekten Anwendung dieser Methode.

3.3.1.1 Messung der Querschnittsfläche

Um die Querschnittsfläche eines natürlichen Gewässers zu messen, sollte diese in eine Reihe von Trapezen unterteilt werden (Abb.3.4). Nach Messung der Trapezseiten gemäß festgesetzter Regeln, wie in Abb. 3.4 gezeigt, ergibt sich die Querschnittsfläche aus:

$$S = b \frac{h_a + h_2 + \dots + h_n}{n} \quad (3.3)$$

3.3.1.2 Messung der Fließgeschwindigkeit

Da die Geschwindigkeit weder über die gesamte Flussbreite noch in der Tiefe konstant ist, ist es notwendig, die Fließgeschwindigkeit an verschiedenen Punkten zu messen, um einen Durchschnittswert zu erhalten. Es gibt einige Möglichkeiten dies durchzuführen; zwei davon werden nachstehend beschrieben.

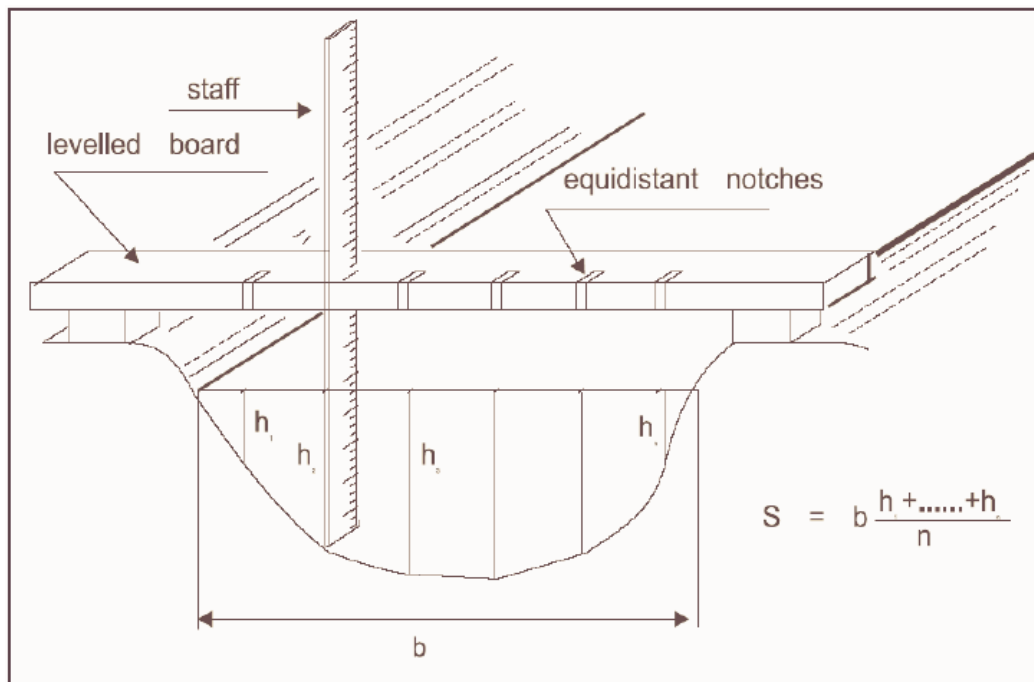


Abbildung 3.4: Messung der Querschnittsfläche

Durch einen Schwimmkörper

Ein schwimmendes Objekt, welches größtenteils unter Wasser ist (z.B. ein Holzstück oder eine teilweise gefüllte Flasche) wird im Zentrum der Strömung platziert. Die benötigte Zeit t (in s) um eine gewisse Länge L (m) zurückzulegen, wird aufgezeichnet. Die Oberflächengeschwindigkeit (m/s) ist der Quotient aus Länge L und Zeit t . Um die Durchschnittsflussgeschwindigkeit zu messen, muss man den obenstehenden Wert mit einem Korrekturfaktor multiplizieren, welcher zwischen 0,6 und 0,85 liegt – je nach Wassertiefe und Flussbett- und Böschungsrauigkeit (0,75 ist ein weit verbreiteter Wert). Die Genauigkeit dieser Methode wird durch die Bandbreite des Korrekturfaktors dargestellt.

Durch einen mechanischen Durchflussmesser

Ein Durchflussmesser ist ein Fließgeschwindigkeitsmessinstrument. Es werden zwei Arten unterschieden:

Rotor mit vertikaler Achse und Schalen: Das Instrument hat einen Ring kleiner konischer Schalen, die horizontal um das Achslager angeordnet sind. (Foto 3.2 – rechts). Diese Durchflussmesser verwendet man bei niedrigeren Geschwindigkeiten als Rotoren mit horizontaler Achse und sie bieten den Vorteil, dass die Lager vor schwebstoffhaltigem Wasser gut geschützt sind. Der Rotor kann auch direkt vor Ort repariert werden.

Rotor mit horizontaler Achse und Schaufeln (Propeller): Ein kleiner Propeller rotiert auf einer horizontalen Welle, die durch Schwanzflossen parallel zur Stromlinie gehalten wird. (Foto 3.2 –

links) Dieses Messgerät wird beschwert, um es so nahe wie möglich am Beobachter zu halten. Der Rotor hat den Vorteil, dass er die Strömung rund um den Messpunkt weniger stört und sich außerdem weniger leicht Treibgut in ihm verheddert.

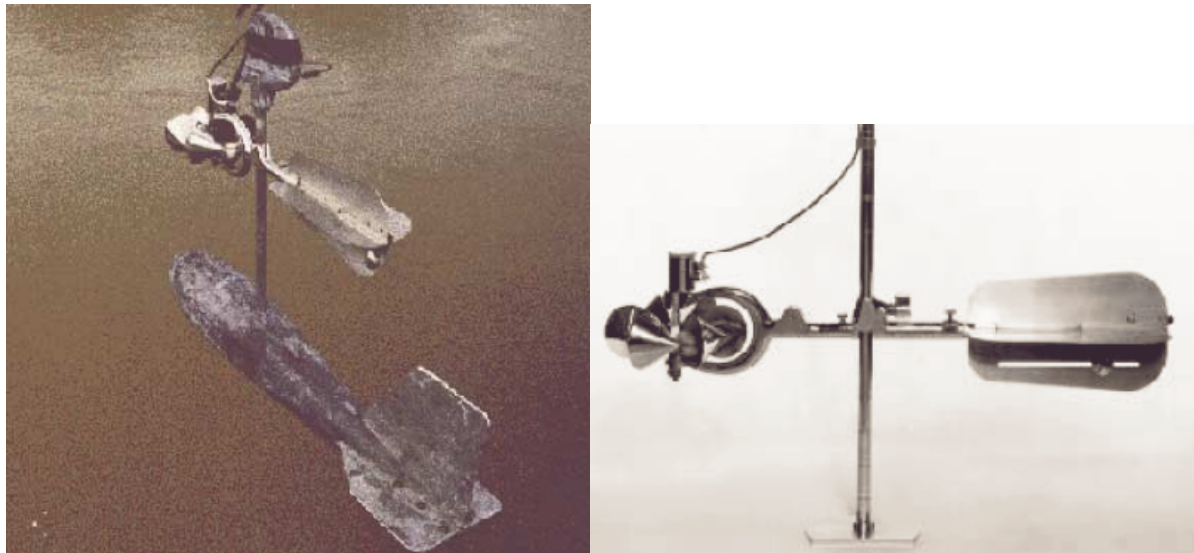


Bild 3.2: Durchflussmesser

Jede Umdrehung des Propellers wird über einen kurzen Zeitraum hinweg (1 oder 2 Minuten) durch eine Kabelverbindung elektrisch aufgezeichnet und von einem Beobachter oder automatisch gezählt. Diese Beobachtungen werden über eine Eichkurve des Instrumentes in Fließgeschwindigkeit übersetzt. Indem man das Messgerät in verschiedene horizontale und vertikale Positionen bringt (deren Koordinaten innerhalb des Querschnittes liegen), kann eine komplette Geschwindigkeitsverteilung des Querschnittes gezeichnet und der Abfluss berechnet werden.

Bei mittleren bis großen Flüssen werden Beobachtungen durchgeführt, indem das Messgerät von einer Brücke heruntergelassen wird. Falls die Brücke nicht den gesamte Breite in einem Feld überspannt, kommt es durch die Pfeiler zu Divergenzen und Konvergenzen der Stromlinien, was wiederum zu fatalen Fehlern führen kann. In vielen Fällen hat die Messstelle, die in einem möglichst geraden Gewässerabschnitt liegen sollte, keine Brücke. In diesen Fällen, speziell bei großen Wassertiefen oder Hochwasser, muss ein Tragseil zur Stabilisierung des Bootes und ein leichteres Messkabel zur horizontalen Lagebestimmung im Messquerschnitt verwendet werden.

Da auf das Boot, in dem sich mindestens zwei Personen und das Durchflussmeßgerät befinden, ein starker Zug zufolge Strömung ausgeübt wird, sollte das Tragseil stark und absolut sicher befestigt werden. Das Vorhandensein von entsprechend großen Bäumen an einer bestimmten Stelle legt oft die Wahl der Meßstelle nahe. Für sehr große Flüsse werden manchmal alternativ Seilbahnkonstruktionen verwendet, um den Durchflussmesser entweder von einer bemannten Gondel aus oder direkt von einer unbemannten Gondel aus zu positionieren. Im letzteren Fall wird das Instrument durch Hilfskabel vom Flussufer aus in Stellung gebracht.

Bei der Geschwindigkeitsmessung sollte immer auch die Tiefe gemessen werden, da sich das Profil während Überflutungen stark verändern kann. Die Beobachter sollten auch grundlegende Regeln, wie z.B. eine Wasserstandsmessung vor und nach der Durchflussmessung, beachten und das Wasserspiegelgefälle durch genaues Nivellieren des Wasserstandes an mehreren Stellen ober- und unterwasserseits der Messstation wo es sinnvoll und notwendig ist (ca. 500 m in jede Richtung) eruieren.

Sobald die Fließgeschwindigkeit bei Hochwasser steigt, wird der mit Ballast beschwerte Durchflussmesser zusehends an einem schräg verlaufenden Kabel flussabwärts getrieben. Die Position des Gerätes kann ziemlich genau bestimmt werden, indem man den Winkel des Kabels misst. Der Ballast kann nur bis zu einem bestimmten Limit gesteigert werden.

Ein Gestänge kann auch verwendet werden, um den Durchflussmesser daran zu befestigen, jedoch braucht man dann eine starre Struktur am Boot, um dieses Gestänge handhaben zu können. Dies könnte z.B. eine stabile Plattform auf einem katamaranartigen Boot sein. Vibrationen und Durchbiegung der Stäbe sind in tiefen Flüssen normal, sofern nicht Stäbe mit großem Durchmesser verwendet werden; der ganze Apparat wird in diesem Fall jedoch sehr schwer und dadurch auch schwer handhabbar.

Mit elektromagnetischem Durchflussmesser

Ein elektromagnetischer Durchflussmesser ist ein elektrisches Induktionsmessinstrument ohne bewegliche Teile, welches in einer komplett geschlossenen stromlinienförmigen Kapsel sitzt. Die Kapsel kann an einem Gestänge befestigt sein und in verschiedenen Tiefen gehalten werden oder an einem Kabel hinabgelassen werden.

Das elektromagnetische Messgerät hat den Vorteil, dass es kleiner ist und einen größeren Messbereich als die Messflügel hat. Speziell bei sehr geringer Geschwindigkeit, wenn Propellermaschinen fehleranfällig werden, sind sie nützlich. Sein Auflösungsgrad und niedrige Anfälligkeit, von Gräsern und Treibmaterial gestört zu werden, macht seinen Einsatz speziell bei stark verschmutzten oder verkrauteten Flüssen attraktiv.

Jede Einheit ist mit einer Kontrollbox, positioniert über der Wasseroberfläche, versehen, die eine digitale Anzeige und Trockenzellenbatterien besitzt. Ein Set von Edelstahlgestänge gehört ebenfalls zur Standardausstattung. Neueste Modelle haben eingebaute Batterieaufladesysteme.

Da jeder Fluss einzigartig ist, muss für jeden einzeln Breite, Tiefe, wahrscheinliche Fließgeschwindigkeiten, Kabelhilfssysteme und das Vorhandensein von Brücken, Booten , etc. abgeschätzt und beurteilt, bevor man eine Durchflussmessung beginnt.

Den Abfluss im Meßquerschnitt erhält man am besten, indem man jedes Messergebnis im Meßquerschnitt mit überhöhtem Vertikalmaßstab einträgt. Dann werden Isotachen (Geschwindigkeitsprofile – Linien gleicher Geschwindigkeit) gezeichnet und das eingeschlossene Gebiet wird mit einem Planimeter ausgemessen. Alternativ kann man den Fluss in vertikale Teilflächen gliedern und die Durchschnittsgeschwindigkeit jeder dieser Teile ihrer korrespondierenden Fläche zuordnen. Bei dieser Methode sollte die Querschnittsfläche jeder dieser Teile nicht mehr als 10 % des Gesamtquerschnittes betragen.

Es sollte immer eine Kontrolle durchgeführt werden, bei der man die Sohlgefällsmethode aus Kapitel 3.3.4 und den Wert, den man für Mannings "n" bekommt, verwendet. Auf diese Art und Weise baut man sich Kenntnisse über die n Werte eines Flusses in verschiedenen Durchflußmengen auf und dies wird sich als sehr nützlich für die Extrapolation der Konsumptionskurve (Schlüsselkurve) erweisen.

Um die Einheitlichkeit dieser Techniken der Durchflussmessung zu gewährleisten, hat ISO eine Reihe von Empfehlungen publiziert.

Mit Verdünnungsmethode

Die Verdünnungsmethode ist speziell geeignet für kleine turbulente Gewässer, wo sowohl Tiefe als auch Durchfluss für eine Durchflussmessung ungeeignet sind und Messgerinne unnötig teuer wären. Diese Methode beinhaltet die Zugabe einer Chemikalie (Tracer) in den Fluss und die Probenahme von Wasser an einer bestimmten Stelle stromabwärts, nachdem sich das Wasser zur Gänze mit der Chemikalie vermischt hat. Die Chemikalie kann entweder durch mehrere, regelmäßig aufeinanderfolgende Dosierungen – solange bis man am Messpunkt ein konstantes Konzentrationsniveau misst - in das Wasser eingebracht werden oder es kann auf einmal und so schnell wie möglich ins Wasser gekippt werden – dies nennt man „Integrationsmethode“. Im letzteren Fall ergeben die über einen gewissen Zeitraum genommenen Proben die Konzentration-Zeit-Korrelation. In beiden Fällen wird die Konzentration der Chemikalie zur Berechnung der Verdünnung verwendet und daraus kann man auf den Abfluss des Gewässers rückschließen.

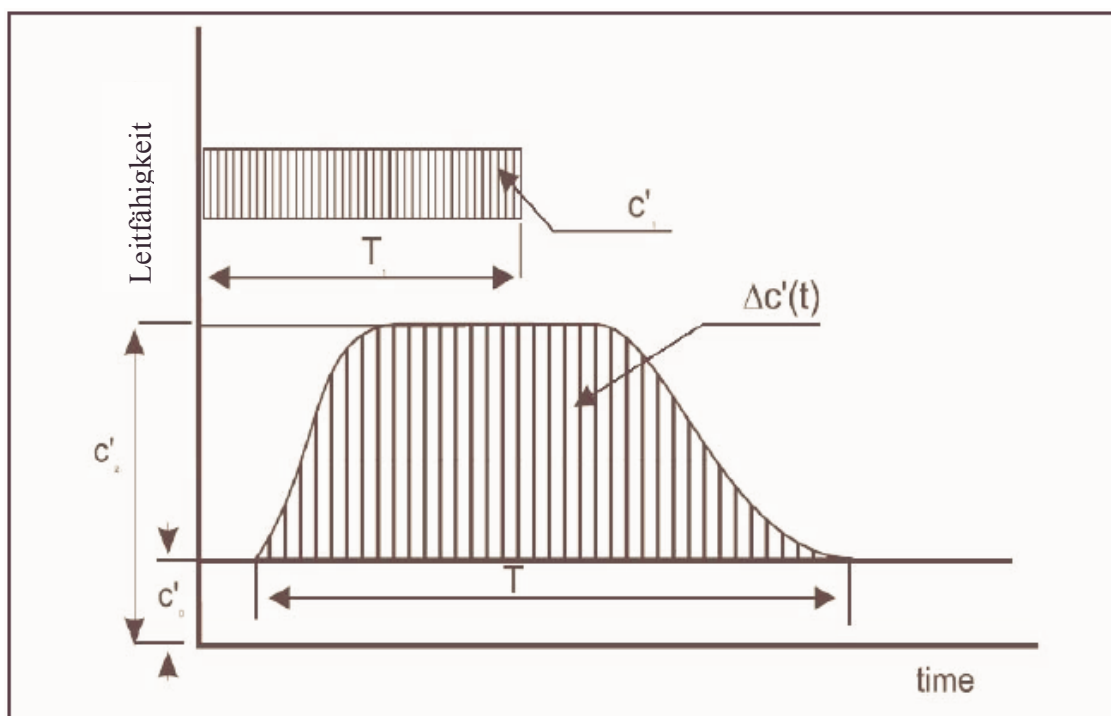


Abbildung 3.5: Leitfähigkeitsganglinie

Die Analyse dieser Proben wird durch ein automatisches farbmetrisches Verfahren durchgeführt, welches die Konzentration sehr kleiner Mengen Chrom durch den Vergleich mit einer Probe der Injektionslösung misst. Die Ausrüstung ist teuer und sehr spezialisiert.

Heutzutage werden die oben genannten Methoden durch eine Methode von Littlewood⁷ ersetzt, die eine einfache und relativ billige Ausrüstung erfordert. Diese Methode beruht auf der elektrischen Leitfähigkeit von Flüssigkeiten durch gewöhnliches Salz (NaCl) und ist eine Abwandlung der Relativ-Verteilungsmethode von Aastad und Sogren.

Der Abfluss wird bestimmt, indem ein bestimmtes Volumens (V) einer hochkonzentrierten Salzlösung (c_1) bei einem bekannten Verhältnis (q) dem Gerinne zugegeben und in kleinen Intervallen die Unterschiede der Leitfähigkeit des Wassers am unteren Ende der Mischlänge gemessen wird. Auf diese Art kann man eine Leitfähigkeitsganglinie für die Dauer T zeichnen, wie in Abbildung 3.5 gezeigt. Der Durchschnitt der Ordinaten repräsentiert den durchschnittlichen Leitfähigkeitsunterschied zwischen der Salzlösung und dem Wasser oberhalb des Zugabeortes. Falls ein kleines Volumen „ v “ einer bestimmt starken Lösung einem großen Volumen V^* des Strömungswassers zugeführt wird, und die Leitfähigkeitsunterschiede Δc gemessen werden, dann ist der Abfluss durch folgende Gleichung gegeben:

$$Q = \frac{V}{T_2} \times \frac{V^*}{v} \times \frac{\Delta c^*}{\Delta c'} \quad (3.5)$$

wobei

V = Volumen der Injektionslösung

T_2 = Fließzeit der Salzlösung (s)

v = Volumen der starken Lösung, das einem größeren Volumen zugeführt wird

V^* = Durchflußvolumen

Δc^* = Leitfähigkeitsänderung (ohm-1) als Folge der Vermischung von V mit V^*

$\Delta c'$ = durchschnittlicher Ordinatenwert der Leitfähigkeitsdauerlinie

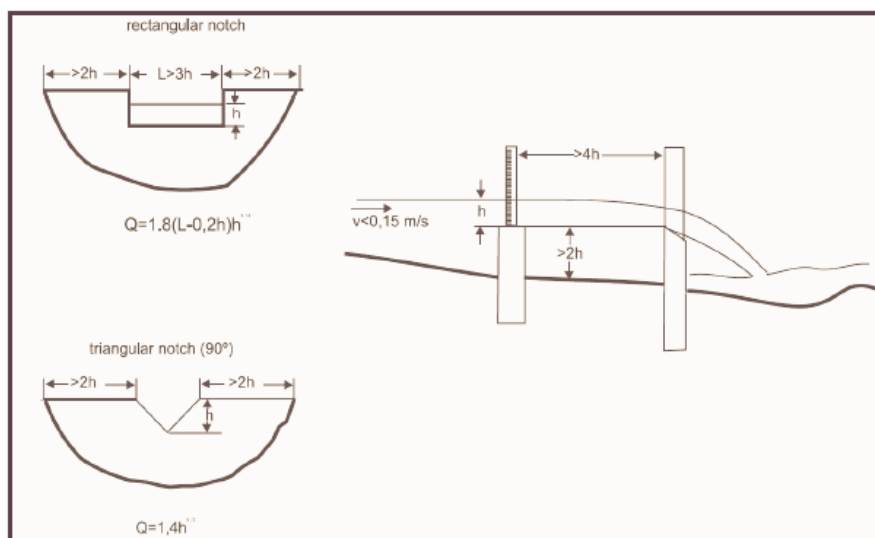


Abbildung 3.6: Durchflussmessung an Wehren und Einschnitten

3.3.2. Messwehre

Ist der zu messende Wasserlauf relativ klein (ca. $< 4\text{m}^3/\text{s}$), so kann man unter Umständen ein temporäres Wehr bauen. Dies ist eine kleine Absperrung im Gewässer mit einem Einschnitt, über den der Abfluss abgeführt und dadurch gemessen wird. Viele Untersuchungen haben genaue Formeln zur Abflussberechnung durch derartige Einschnitte aufgestellt. Eine einfache lineare Messung des Höhenunterschiedes zwischen dem oberwasserseitigen Wasserspiegel und dem Fußpunkt des Einschnittes ist ausreichend, um den Abfluss zu quantifizieren. Es ist jedoch wichtig, den Wasserspiegel in einem bestimmten Abstand zum Wehr zu messen (zumindest viermal die Tiefe über der Einschnittsbasis) und den Einschnitt frei von Sedimenten und die Kanten scharf zu halten.

Verschiedene Einschnittarten sind in Verwendung; rechteckige, V-förmige oder trapezförmige. Das V-förmige Messwehr ist das genaueste bei kleiner Abflussmenge, das rechteckige und trapezförmige sind für einen weiten Bereich möglicher Abflüsse anwendbar. Der eigentliche Einschnitt kann aus Metallplatten oder scharfkantigem Hartholz bestehen und gemäß Abbildung 3.6 ausgeführt werden.

Messgerinne können ähnlich verwendet werden, indem ein Fluss über eine gewisse Distanz durch einen bestimmten geometrisch geformten, regelmäßigen Kanalquerschnitt geleitet wird, bevor er in eine Fließstrecke mit unterschiedlichen Querschnitten eintritt, die aufgrund von Verengungen oder Sohlstufen variieren. Diese Bauwerke haben gegenüber den Wehren den Vorteil, dass sie die Strömung nicht behindern und keinen Rückstau verursachen. Um eine Einheitlichkeit dieser Durchflussmessmethoden sicherzustellen, hat ISO zahlreiche Empfehlungen veröffentlicht. Diesen Katalog der ISO Ratschläge erhält man auf:

<http://www.iso.ch/iso/en/CatalogueListPage.CatalogueList?ICS1=17&ICS2=120&ICS3=20>

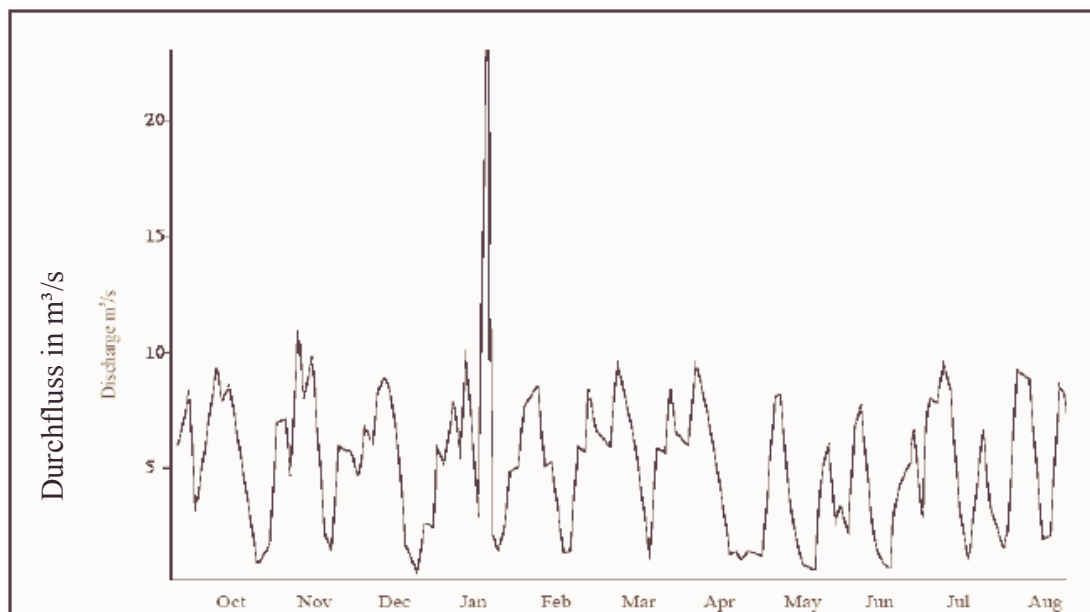


Abbildung 3.7: Beispiel einer Abflußganglinie

3.3.3 Gefälle-Querschnittsflächen Methode

Diese Methode basiert auf hydraulischen Prinzipien und ist sehr nützlich für Hochwasser oder wenn andere Methoden unpraktikabel sind. Man geht davon aus, dass es praktisch ist, Pegel einzuschlagen oder andere temporäre Höhenmarken zu setzen, um den Wasserspiegel während der Durchflussmessung zu markieren. Diese Markierungen können folglich benutzt werden, um das Spiegelliniengefälle festzulegen (S). Querschnittsmessungen ergeben die Fläche (A) und den hydraulischen Radius (R) des Querschnittes. Sobald diese Parameter bekannt sind, wird der Abfluss anhand der Manningformel berechnet.

$$Q = \frac{A \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n} \quad (3.6)$$

Diese Methode wird manchmal aufgrund ihrer Abhängigkeit von n kritisiert. Da n für natürliche Flüsse ungefähr 0,035 beträgt, ergibt nämlich ein Fehler bei n von 0,001 einen Fehler des Abflusses von ungefähr 3 Prozent. Diesem Einwand wird teilweise dadurch begegnet, dass man n gegen den Wasserspiegel aller Abflüsse aufträgt. Hierdurch kann die Wahl von n bei hohen Spiegellagen nicht bloß willkürlich sondern anhand der Graphik erfolgen. Wenn man Hochwasserspiegelliniengefälle messen kann, so ist diese Methode sicherlich die beste für derartige Abflüsse. Typische Werte für Mannings „n“ für natürliche Wasserläufe werden in Tabelle 3.1 aufgelistet.

Tabelle 3.1: Typische Werte für Mannings „n“ für natürliche Wasserläufe

Wasserläufe	n
Natürliche Gerinne bei ruhiger Strömung und unter sauberen Bedingungen	0.030
natürliches Standardgerinne unter stabilen Bedingungen	0.035
Fluss mit Untiefen, Mäandern und nennenswertem Pflanzenaufwuchs	0.045
Fluss oder Strom mit Ruten und Steinen, Untiefen und Verkrautung	0.060

3.4 Abflusscharakteristika

Meßprogramme zur mehrjährigen Abflußbeobachtung an einem speziellen Standort haben einen Datensatz von Durchflüssen als Ergebnis, der in eine brauchbare Form gebracht werden muss, um genutzt werden zu können.

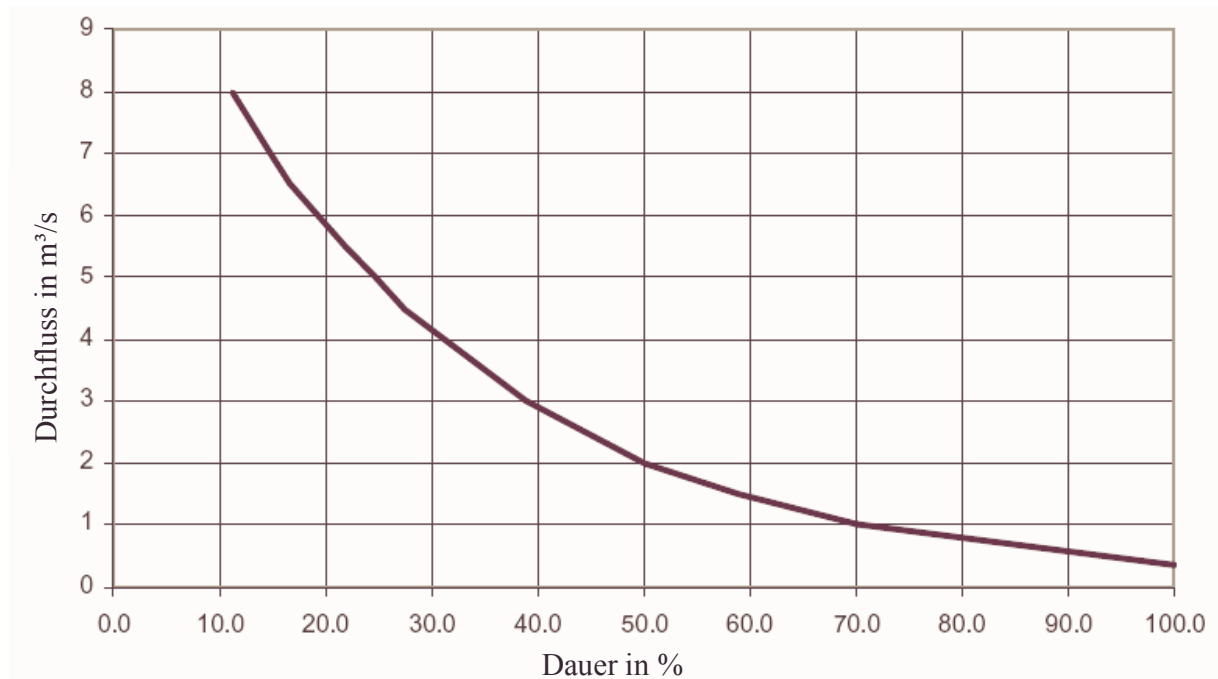


Abbildung 3.8: Beispiel einer Abflussdauerlinie

3.4.1 Abflußganglinie

Eine Möglichkeit, dies durchzuführen ist, die Daten sequentiell in Form einer Ganglinie darzustellen. Dies zeigt in chronologischer Reihenfolge den Abfluss in einem bestimmten Zeitraum.(sh. Abb. 3.7)

3.4.2 Abflussdauerlinie

Eine andere Möglichkeit der Bearbeitung von Abflussdaten ist die Erstellung einer Abflussdauerlinie, die für einen bestimmten Punkt im Flusslauf den Zeitraum, in dem der Abfluss einem bestimmten Wert erreicht oder diesen übertrifft, angibt. Diese Kurve können aus der Abflußganglinie entwickelt werden, indem man die Daten der Größe nach anstatt chronologisch sortiert. Wenn der individuelle Tagesabfluss eines Jahres in Größenklassen eingeteilt wird, so sieht das aus wie folgt:

	Anzahl der Tage	% des Jahres
Abfluss von 8,0 m ³ /s und größer	41	11,23
Abfluss von 7,0 m ³ /s und größer	54	14,9
Abfluss von 6,5 m ³ /s und größer	61	16,8
Abfluss von 5,5 m ³ /s und größer	80	21,8
Abfluss von 5,0 m ³ /s und größer	90	24,66
Abfluss von 4,5 m ³ /s und größer	100	27,5
Abfluss von 3,0 m ³ /s und größer	142	39
Abfluss von 2,0 m ³ /s und größer	183	50
Abfluss von 1,5 m ³ /s und größer	215	58,9
Abfluss von 1,0 m ³ /s und größer	256	70
Abfluss von 0,35 m ³ /s und größer	365	100

Wenn man die obenstehenden Daten zeichnet, so erhält man eine Kurve wie in Abbildung 3.8, die die Ordinaten aus Abbildung 3.7 in Größensortierung statt chronologischer Sortierung zeigt

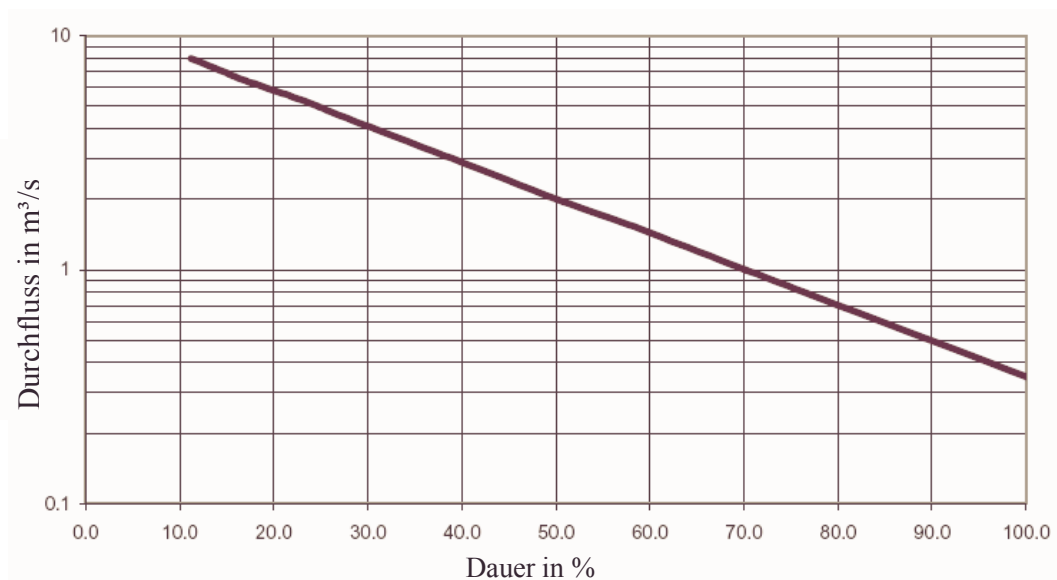


Abbildung 3.9: Beispiele einer Abflussdauerlinie in logarithmischem Maßstab

Da heutzutage die meisten Messstationen mit elektronischen Datensammlern ausgestattet sind, ist der einfachste Weg der Erstellung einer Abflussdauerlinie, wenn man die digitalen Daten in eine Kalkulationstabelle lädt und absteigend sortiert, dann entweder händisch oder durch Benutzung eines einfachen Makros die Daten klassifiziert wie in der obenstehenden Tabelle. Sobald man dies erledigt hat, kann man aus der Kalkulationstabelle eine Abflussdauerlinie zeichnen (wie in Abbildung 3.8).

Für viele Flüsse ist das Verhältnis von höchstem zum niedersten Abfluss zwei oder mehr Größenordnungen auseinander und daher ist es oft sinnvoller, die Abflussdauerlinie auf der Ordinate Q mit logarithmischer Skalierung aufzutragen, und für die Häufigkeitsachse eine normale Skalierung zu verwenden. Wenn die Logarithmen der Abflüsse normalverteilt sind, ist die Abflusskurve in einer derartigen Darstellung eine Gerade. Abbildung 3.9 zeigt Abbildung 3.8 mit logarithmischer Skalierung.

3.4.3 Standardisierte Abflussdauerlinien

Abflussdauerlinien von verschiedenen Flüssen können dann verglichen werden, wenn man sie in standardisierter Form darstellt. Die Abflüsse werden zunächst durch die entsprechenden Einzugsgebietsflächen und danach durch den gewichteten jährlichen Durchschnittsregen des Einzugsgebiets dividiert. Die resultierenden Abflüsse, in m^3/s oder l/s pro Flächeneinheit und pro Einheit des jährlichen Niederschlagshöhe (typischerweise $\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2/\text{m}$) können dann direkt miteinander verglichen werden. Abbildung 3.10 zeigt zwanzig Abflussdauerlinien in doppelt logarithmischem Maßstab und deren korrespondierenden Einzugsgebiete mit unterschiedlichem geologischem Aufbau. Eine Schar regionaler Abflussdauerlinie zeigt den Einfluss der Oberflächengeologie eines Einzugsgebietes auf die Form der Kurven. Falls die Abflussdauerlinien verschiedener Einzugsgebiete durch den mittleren Abfluss des Einzugsgebietes vereinheitlicht werden, so kann man bestimmte Niederwasserkennwerte wie z.B. Q_{95} verwenden, um die gesamte Abflussdauerlinie zu beschreiben.

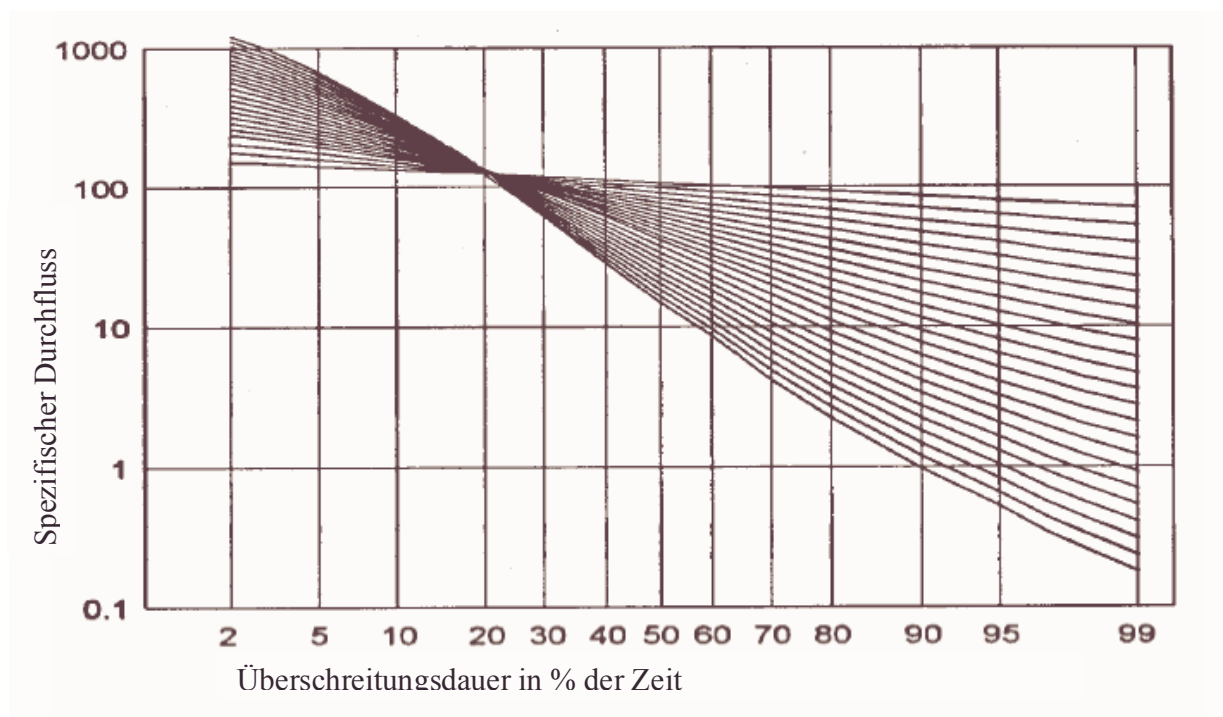


Abbildung 3.10: Beispiel einer standardisierten Abflussdauerlinie

Eine andere Methode, die Abflussdauerlinie zu standardisieren, ist Q durch den Term Q/MQ auszudrücken, wobei MQ der mittlere Abfluss ist. Die Verwendung eines solchen dimensionslosen Ordinatenwertes macht es möglich, alle Flüsse – ob groß oder klein – gemeinsam in einer Abbildung zu vergleichen. Falls genügend Aufzeichnungen von Nachbarflüssen mit ähnlichem topographischen Charakter und ähnlichem Klima verfügbar sind, so ist diese Methode sehr hilfreich für die Abflussabschätzung an nicht hydrologisch beobachteten Gewässern. Wenn man die Abflussdauerlinie von einem anderen Abschnitt desselben Flusses kennt, so ist es möglich, diese zu extrapolieren, indem man das Flächenverhältnis der betreffenden Einzugsgebiete heranzieht.

Falls es für eine bestimmte Stelle keine Abflussdaten gibt, ist es notwendig, mit den grundlegenden Schritten zu beginnen. Niederschlagsaufzeichnungen von nationalen Institutionen sind normalerweise auf jährlicher Basis jedoch oft nur in kleinem Maßstab erhältlich. Aus diesem Grund sollte man immer versuchen, lokale Aufzeichnungen zu finden, da diese auch saisonale Schwankungen aufzeigen. Ist dies jedoch nicht möglich, so sollte man einen Niederschlagsmesser im Einzugsgebiet installieren, sobald man in Betracht zieht, eine Studie durchzuführen. Auch eine bloß einjährige Datenreihe hilft bei der Erstellung einer synthetischen Abflussdauerlinie.

Der erste Schritt ist, den jährlichen mittleren Abflusses MQ (auch durchschnittlicher Tagesabfluss genannt) zu berechnen. In England wird der Durchschnittsabfluss mit einer Wasserbilanzmethode berechnet: es wird angenommen, dass der langfristige, mittlere Abfluss gleich der Differenz des durchschnittlichen Jahresniederschlags (SAAR – Standard Average Annual Rainfall) und der aktuellen Verdunstung (AE – Actual Evaporation) ist. Die Einzugsgebietswerte von SAAR und AE werden aus Niederschlags- und potentiellen Verdunstungskarten (PE) berechnet. Die aktuelle Verdunstung wird aus der potentiellen Verdunstung und einem Skalierungsfaktor r berechnet, wobei r mit SAAR und daher mit zunehmender Wasserverfügbarkeit steigt. Für Einzugsgebiete mit mehr als 850 mm durchschnittlichem Jahresniederschlag wird angenommen, dass die potentielle der aktuellen Verdunstung entspricht. Dieses Verhältnis zwischen SAAR ist gegeben durch:

$$r = 0.00061 \times \text{SAAR} + 0.475 \quad \text{für mittleren Jahresniederschlag} < 850 \text{ mm}$$

$$r = 1.0 \quad \text{für mittleren Jahresniederschlag} > 850 \text{ mm}$$

Die aktuelle Verdunstung wird folgendermaßen berechnet: $AE = r \times PE$

Die durchschnittliche Abflusshöhe (in mm) (AARD = Average Runoff Depth) über dem Einzugsgebiet (in km²) wird in den mittleren Abfluss in m³/s umgewandelt:

$$Q_m = (\text{AARD} \times \text{AREA}) / 31536$$

Obwohl der mittlere Jahresabfluss MQ einen Eindruck vom Energiepotential eines Flusses gibt, ist eine genauere Kenntnis des Abflussregimes, wie sie von einer Abflussdauerlinie gewonnen werden kann, notwendig. Letztere hängt u.a. von der Art des Bodens ab, auf den der Regen fällt. Bei sehr durchlässigem Material (z.B. Sand) wird das Versickerungsvermögen hoch sein und das Grundwasser somit einen großen Teil des gesamten Abflusses beitragen. Ist der Boden undurchlässig (z.B. Stein), ist das Gegenteil der Fall. Einzugsgebiete von hoher Durchlässigkeit und hohem Grundwasseranteil werden daher konstanteren Abfluss mit geringeren Schwankungen aufweisen als felsige Einzugsgebiete, in denen die Schwankungen stärker sind und Niederschlagsereignisse viel größeren Einfluss haben.

In England werden die Böden in 29 verschiedene Kategorien unterteilt. Jede von ihnen repräsentiert unterschiedliche physikalische und hydrologische Eigenschaften. Das Klassifizierungsmodell wird auch Hydrology Of Soil Types (HOST)-Hydrologie-der-Bodenarten genannt. Durch Flächenbestimmung jeder dieser Kategorien als Teil der Gesamtfläche innerhalb eines bestimmten Einzugsgebietes, wird der BFI (Basisabfluss Index) berechnet. Sobald der BFI eines Einzugsgebietes bekannt ist, kann aus Abb. 3.11 eine standardisierte Abflussdauerlinie

gewählt werden. Die Ordinaten dieser Kurve werden mit dem MQ des Einzugsgebietes multipliziert und so erhält man die entsprechende Abflussdauerlinie für den jeweiligen Standort.

In Spanien wurde die Verteilung der Böden in der Bodenkarte der Europäischen Gemeinschaft (CEC, 1985) ausgewiesen. Diese Karten basieren auf der weltweiten Bodenklassifikation der FAO/UNESCO. Neunzehn verschiedene Böden innerhalb der untersuchten Einzugsgebiete werden in dieser Studie beschrieben.

Tatsächlich gibt es viele Niederschlag-Abflug-Modelle, die eine Abflussberechnung für ein bestimmtes Einzugsgebiet ermöglichen. Sie berücksichtigen den mittleren Tagesniederschlag, die potentielle Evapotranspiration (Verdunstung und Pflanzenatmung), den Bodenaufbau, das Einzugsgebietsgefälle und seine Fläche, die Flußlänge und andere Parameter. All diese Programme erlauben auch die Analyse der Schneeschmelze und ihren Beitrag zum Abfluss sowie die Erstellung von Karten, die Überflutungsflächen, Überflutungstiefen und Überflutungsauswirkungen darstellen.

3.4.4 Abflussdauerlinien für bestimmte Monate oder andere Perioden

Es ist immer wichtig, zu wissen, wann im Jahresverlauf Wasser zur Stromproduktion zur Verfügung steht. Dies ist speziell notwendig, wenn man die Wirtschaftlichkeit von Anlagen in jenen Netzen betrachtet, in welchen die Tarife, die von den Versorgungsunternehmen an die unabhängigen Produzenten gezahlt werden, je nach Tages- und Jahreszeit variieren.

Abflussdauerlinien können sowohl für bestimmte Zeitperioden als auch für bestimmte Jahre oder andere beliebige Zeiträume erstellt werden. Tatsächlich ist es Standard, diese Kurven für sechs „Wintermonate“ und sechs „Sommermonate“ aufzustellen. Dies kann auch weiter verfeinert werden, um Kurven für einzelne Monate zu erhalten. Man muss einfach aus der gesamten Jahresaufzeichnung die Daten eines Monats herausnehmen und diese als Grundgesamtheit betrachten. Falls nicht genügend Aufzeichnungen für diesen Vorgang vorhanden sind, so kann man auch Niederschlagsaufzeichnungen verwenden.

3.4.5 Wasserdruck oder “Fallhöhe”

3.4.5.1 Bewertung der Bruttofallhöhe

Die Bruttofallhöhe ist die vertikale Distanz, die das Wasser bei der Energieproduktion überwindet, z.B. zwischen der oberen und unteren Wasserspiegelhöhe.

Vorort-Messungen der Fallhöhen werden normalerweise unter Anwendung geodätischer Methoden durchgeführt. Die für diese Messungen erforderliche Genauigkeit limitiert die anwendbaren Methoden.

In der Vergangenheit war die beste Methode zur Fallhöhenmessung ein Nivellement mit Nivelliergerät und Personal. Die Messungen gingen meist nicht sehr rasch voran. Genaue Messungen wurden mit einem Tachimeter oder weniger genaue mit einem Neigungsmesser durchgeführt. Heutzutage wird mit digitalen Theodoliten, den elektronischen, digitalen Nivelliergeräten und speziell mit den elektronischen Totalstationen die Messung wesentlich

erleichtert. Die modernen elektronischen Nivelliergeräte bieten die automatische Anzeige der Höhe und der Entfernung mit einer Genauigkeit von etwa 4 Winkelsekunden und eine Höhengenaugigkeit von 0,4 mm. Der interne Speicher kann ungefähr 2.400 Datensätze speichern. Vermessungen mit dem GPS (Global Positioning System) werden auch schon durchgeführt. Ein tragbarer GPS-Empfänger ist ideal für die Positionierung im Gelände und für grobe Kartierungen.

3.4.5.2 Berechnung der Nettofallhöhe

Nach der Berechnung der Bruttofallhöhe muss man die Verluste durch Rechen, Rohrreibung, Krümmungen und Ventile mit berücksichtigen. Zusätzlich zu diesen Höhenverlusten müssen bestimmte Turbinentypen einen freien Auslauf haben und folglich oberhalb des Unterwasserspiegels liegen.

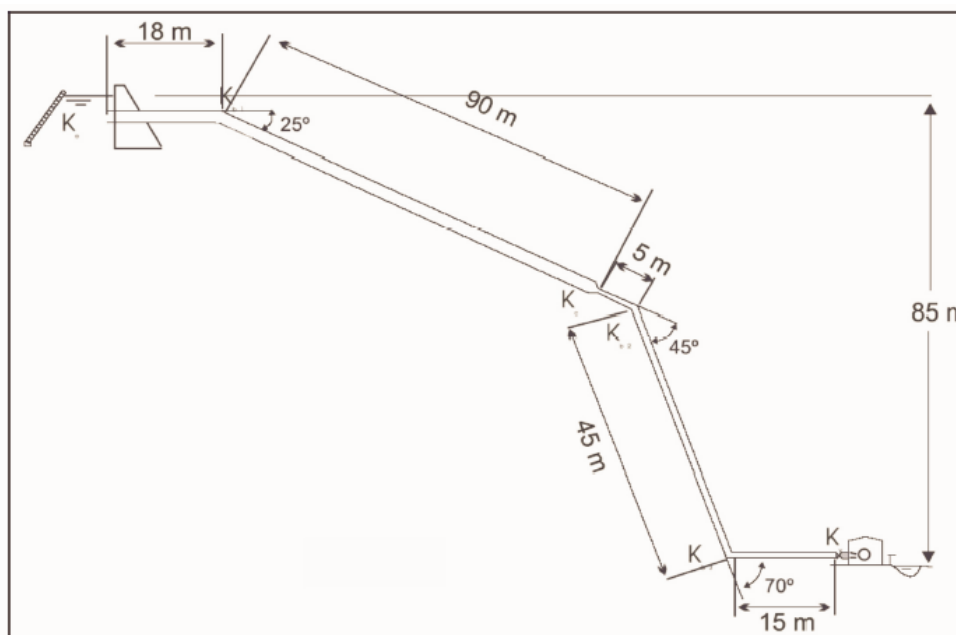


Abbildung 3.11: Triebwassersystem (Beispiel 3.1)

Die Bruttofallhöhe abzüglich der Summe all dieser Verluste ergibt die Nettofallhöhe, die der verfügbaren Fallhöhe zum Antrieb der Turbinen entspricht. Beispiel 3.1 erklärt diese Gegebenheiten:

Beispiel 3.1

Abbildung 3.13 zeigt das Rohrsystem in einem Kleinwasserkraftwerk. Der Ausbaudurchfluss beträgt $3 \text{ m}^3/\text{s}$, die Bruttofallhöhe 85 m. Die Druckrohrleitung hat einen Durchmesser von 1,5 m im ersten und 1,2 m im zweiten Abschnitt. Der Krümmungsradius der Biegung ist das 4-fache des Rohrdurchmessers. Am Einlauf der Entnahme ist ein Rechen mit einer Neigung von 60° zur Horizontalen angebracht. Der Rechen setzt sich aus flachen Edelstahl - Stäben zusammen, die 12 mm Dicke und einen Stababstand von 70 mm aufweisen. Berechnen sie den gesamten Fallhöhenverlust.

Aufgrund von Erfahrungswerten sollte die Geschwindigkeit am Rechen zwischen 0,25 m/s und 1,0 m/s liegen. Die notwendige Rechenfläche wird durch folgende Formel bestimmt:

$$S = \frac{1}{K_1} \left(\frac{t}{t+b} \right) \frac{Q}{V_0 \sin \alpha}$$

wobei S die Fläche in m² ist, t die Dicke der Stäbe (mm), b der Stababstand (mm), Q der Abfluss (m³/s), v₀ die Wassergeschwindigkeit am Einlauf und K₁ ein Koeffizient, der bei automatischer Rechenreinigungsanlage 0,8 beträgt. Angenommen, v₀=1 m/s, S=5,06 m². Aus praktischen Gründen wird ein 6 m² großer Rechen gewählt, der eine Fließgeschwindigkeit von v₀=0,85 m/s bewirkt, was akzeptabel ist.

Der Fallhöhenverlust beim Rechendurchgang wird durch die Kirschner Gleichung berechnet.

$$h_r = 2,4 \left(\frac{12}{70} \right)^{3/4} \frac{0,8^2}{2 \cdot 9,81} = 0,007 \text{ m}$$

Die Reibungsverluste im ersten Druckrohrleitungsabschnitt sind eine Funktion der Fließgeschwindigkeit, 1,7m/s.

Der Rohreinlauf ist gut entworfen und hat einen Koeffizienten K_e=0,04 (vgl. Abb. 2.11)

Die Fallhöhenverluste entlang des ersten Abschnittes – entsprechend dem Manning - Beiwert - beträgt:

$$\frac{h_F}{L} = 0,00177; h_f = 0,19 \text{ m}$$

Der Reibungsbeiwert in der ersten Krümmung ist K_b=0,085 (die Hälfte des entsprechenden Verlustes einer 90°- Krümmung); in der zweiten K_b=0,12 und in der dritten K_b=0,14.

Das sich unter 30° verjüngende Rohr verursacht in der Verengung einen Verlust von h_c=0,02 m (für ein Durchmesser Verhältnis von 0,8 und einer Fließgeschwindigkeit im kleineren Rohr von 2,65 m/s).

Der reibungsbedingte Fallhöhenverlust entlang des zweiten Abschnittes wird genauso berechnet wie der erste und beträgt:

$$\frac{h_F}{L} = 0,0169; h_f = 1,10 \text{ m}$$

Der Koeffizient des Fallhöhenverlustes im Schleusenventil ist K_v=0,15.

Der gesamte rohrreibungsbedingte Fallhöhenverlust ergibt sich somit zu:
0,19 + 1,10 = 1,29 m

Die zusätzlichen Fallhöhenverluste sind folgende:

Im Rechen	0.007 m
Im Rohreinlauf $0.04 \times 0,147$	0.059 m
In der ersten Biegung 0.085×0.147	0.013 m
In der zweiten Biegung $0.12 \times 0,359$	0.043 m
In der dritten Biegung $0.14 \times 0,359$	0.050 m
In der Reduktion $0.02 \times 0,359$	0.007 m
Im Verschluss $0.15 \times 0,359$	0.054 m
Gesamter Fallhöhenverlust:	0,233 m

Der gesamte Fallhöhenverlust beträgt 1,29 m Reibungsverlust plus 0,23 lokale Verluste, woraus sich eine Nettofallhöhe von 83,48 m ergibt. Dies bedeutet einen Energieverlust von 1,8 %, ein Wert, der als akzeptabel zu betrachten ist.

3.5 Pflichtwasserabfluss und Pflichtwasserdotation

Unkontrollierte Ausleitung von Wasser aus einem Wasserlauf (z.B. zu einer Turbine) – auch wenn es nahe der Entnahme dem Fluss wieder zurückgegeben wird, könnte dazu führen, dass Teile des Flusses fast trocken fallen, was ernsthafte Folgen für das aquatische Leben hätte.

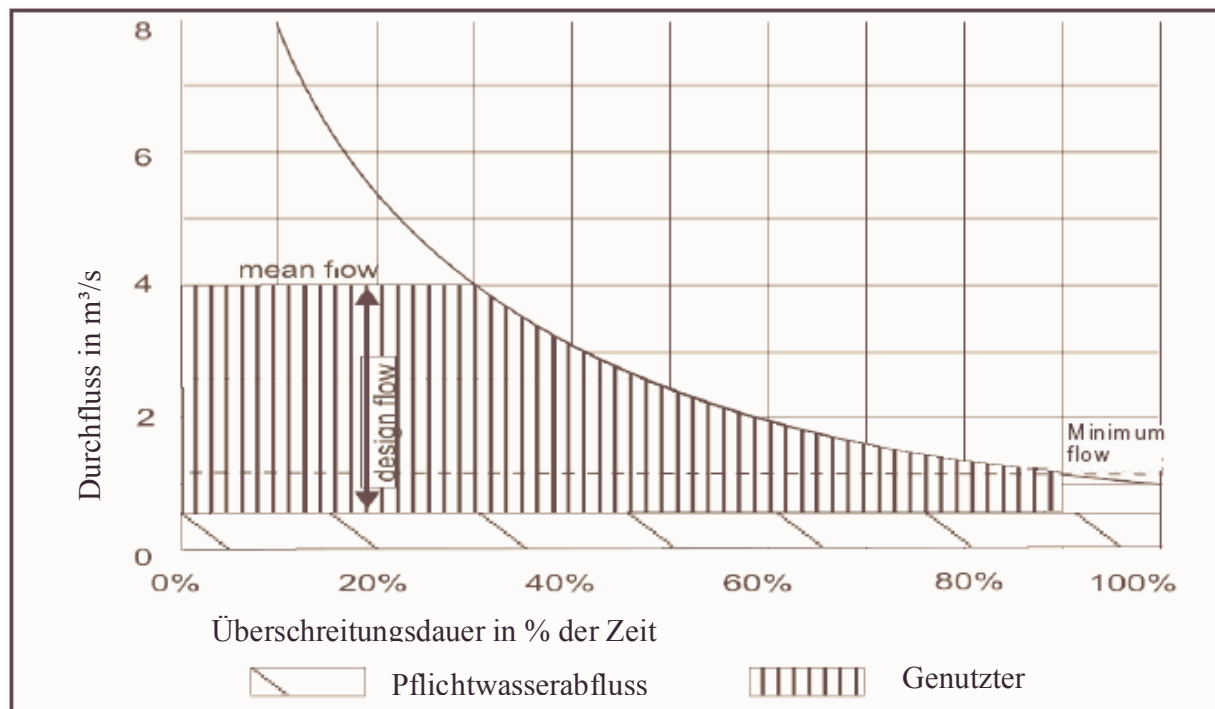


Abbildung 3.12: Pflichtwasserdotation

Um dies zu verhindern, legen Bewilligungen zur Wasserausleitung für Wasserkraftwerke oder eine Erlaubnis zur Wasserentnahme aus einem Fluss oder Strom fast immer eine

Pflichtwasserdotations fest. Dieser Durchfluss wird je nach Land und zuständiger Behörde als Pflichtwasserabfluss, ökologischer Abfluss oder Dotierwasserabfluss bezeichnet.

Die Pflichtwasserdotations sollte genau berechnet werden, da eine zu geringe Menge schwere Schäden in der Wasserfauna anrichtet. Auf der anderen Seite beeinträchtigen zu hohe Dotationen die Energieproduktion und reduzieren vor allem in Niedrigwasserperioden den Ertrag eines Standortes.

3.6 Berechnung der Anlagenleistung und der Energieproduktion

Die Abflussdauerlinie ist die Grundlage zur Auswahl des richtigen Ausbaudurchflusses. Berücksichtigt man zusätzlich noch die Pflichtwasserdotations und die Mindestbeaufschlagung der Turbine, ist eine Schätzung der Anlagenleistung (kW) und des durchschnittlichen Jahresarbeitsvermögens (kWh/a) möglich.

Abbildung 3.12 zeigt die Abflussdauerlinie eines zu bewertenden Standortes. Der Ausbaudurchfluss muss durch einen Optimierungsprozess ermittelt werden, indem verschiedene Abflüsse untersucht werden. Normalerweise ist das Ergebnis ein optimaler Ausbaudurchfluss, der wesentlich größer ist als die Differenz zwischen dem jährlichen MQ und der Pflichtwasserdotations. Sobald der Ausbaudurchfluss definiert und die Nettofallhöhe berechnet ist, können passende Turbinen ausgesucht werden (vgl. Kapitel 6). Abbildung 3.12 zeigt den ausnutzbaren Bereich der Abflussdauerlinie. Jede Turbine hat eine technische Mindestbeaufschlagung (mit einem niedrigeren Durchfluss als diesem kann die Turbine entweder nicht betrieben werden oder hat einen sehr niedrigen Wirkungsgrad) und ihr Wirkungsgrad ist eine Funktion der Beaufschlagung.

Die durchschnittliche Jahresenergieproduktion (E in kWh) ist eine Funktion von:

$$E = f(Q_{\text{mittel}}, H_n, \eta_{\text{Turbine}}, \eta_{\text{Generator}}, \eta_{\text{Getriebe}}, \eta_{\text{Transformator}}, \gamma, h)$$

Wobei: Q_{mittel} = Abfluss auf der Abflussdauerlinie in m^3/s (abgestuft)

H_n = Nettofallhöhe

η_{Turbine} = Turbinenwirkungsgrad, eine Funktion von Q_{median}

$\eta_{\text{Generator}}$ = Wirkungsgrad des Generators

η_{Getriebe} = Wirkungsgrad des Getriebes

$\eta_{\text{Transformator}}$ = Wirkungsgrad des Transformators

γ = spezifisches Gewicht des Wassers ($9.81 \text{ KN}/\text{m}^3$)

h = Anzahl der Stunden, in denen der jeweilige Abfluss auftritt

Die Energieproduktion kann berechnet werden, indem man den nutzbaren Bereich in vertikale Streifen mit 5 % Steigerung teilt. Der letzte Streifen teilt die Abflussdauerlinie bei Q_{min} oder Q_{dot} – je nachdem welcher größer ist. Für jeden Streifen wird Q_{mittel} berechnet; der entsprechende Wert von η_{Turbine} wird durch die passende Wirkungsgradkurve definiert. Der Erzeugungsanteil eines Abschnittes wird durch folgende Gleichung berechnet:

$$E = W \times Q_{\text{median}} \times H \times \eta_{\text{Turbine}} \times \eta_{\text{Generator}} \times \eta_{\text{Getriebe}} \times \eta_{\text{Transformator}} \times \gamma \times h$$

Wobei: W = Streifenweite = 0,05 für alle Streifen außer dem letzten, der berechnet werden sollte
 h = Anzahl der Stunden in einem Jahr
 γ = spezifisches Gewicht des Wassers (9,81 kN/m³)

Die durchschnittliche Jahresenergieproduktion ist somit die Summe der Beiträge jedes einzelnen Streifens.

Die Leistung jeder Turbine (kW) wird durch das Produkt ihres Ausbaudurchflusses (m³/s), Nettofallhöhe (m), Turbinenwirkungsgrad (%) und dem spezifischen Gewicht des Wassers (kN/m³) berechnet.

In Kapitel 6 wird für kommerzielle Turbinen der Turbinenwirkungsgrad in Abhängigkeit des Durchflusses angegeben. Tabelle 3.2 zeigt den technischen Mindestabfluss in % des Bemessungsabflusses für unterschiedliche Turbinenarten.

Tabelle 3.2 Technischer Mindestabfluss für Turbinen

Turbine type	Q_{\min} (% of Q_{design})
Francis	50
Semi Kaplan	30
Kaplan	15
Pelton	10
Turgo	20
Propeller	75

3.6.1 Veränderung der Fallhöhe mit dem Abfluss und der Einfluss auf die Turbinenleistung

In Abhängigkeit des Zuflusses und des Turbinendurchflusses kann die Fallhöhe signifikanten Veränderungen unterliegen.

Der Oberwasserspiegel kann mit dem Abfluss variieren. Falls der Rückstaubereich durch ein unbewegliches Überfallwehr kontrolliert wird, so steigt der Wasserstand mit dem Abfluss. Falls der Stau jedoch durch bewegliche Wehre geregelt wird, um immer auf einem bestimmten Stauziel zu bleiben, so bleibt der Oberwasserspiegel konstant – in gewissen Grenzen auch während Hochwasserperioden. Während Niederwasserperioden kann der Oberwasserspiegel zufolge Verbrauch allfälligen Speichervolumina auch niedriger als das Stauziel sein.

Die Fallhöhenverluste im Zuleitung- System variieren bei gleich bleibendem Querschnitt mit dem Quadrat des Durchflusses und können daher in Niederwasserperioden mit niedrigem Turbinendurchfluss stark reduziert werden.

Der Unterwasserspiegel kann sich auch mit dem Abfluss ändern. Dies hängt vom Wasserkörper ab, in den das Wasser abgeleitet wird. Falls es direkt in den geregelten Rückstaubereich einer Unterliegeranlage eingeleitet wird, kann der Wasserstand auch bei höherem Abfluss beinahe gleich bleiben. Wird das Wasser in ein unbeeinflusstes Gewässer abgeleitet, steigt der Wasserstand als Funktion des Durchflusses.

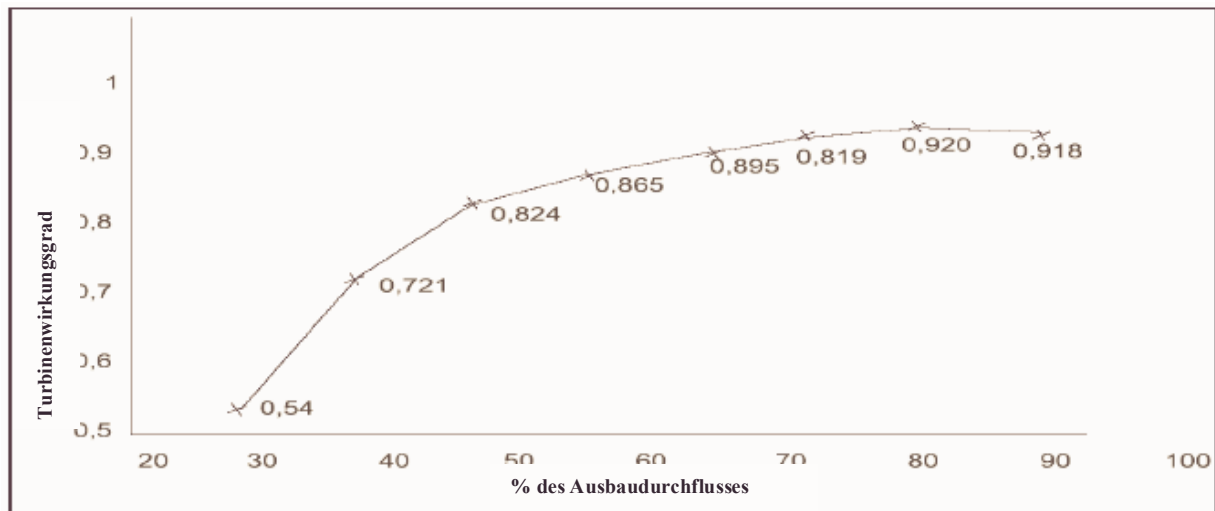


Abbildung 3.13: Beispiel des Turbinenwirkungsgrades als Funktion des Abflusses

In Mittel- und Hochdruckanlagen kann man die Fallhöhe als konstant annehmen, da Schwankungen des Ober- oder Unterwasserspiegels im Vergleich zur Fallhöhe gering sind. Bei Niederdruckanlagen, wenn der Abfluss den Ausbaudurchfluss übersteigt, kann der Wasserspiegel sowohl im Einlaufbereich als auch im Unterwasser in unterschiedlichem Ausmaß ansteigen, sodass die Fallhöhe zu- als auch abnehmen kann.

Falls die Turbine mit einer Fallhöhe $H_1 = Z_{\text{Oberwasser}} - Z_{\text{Unterwasser}}$ betrieben wird, die nicht der Ausbaufallhöhe entspricht, so ändert sich der Durchfluss der Turbine wie folgt:

$$Q_1 = Q_d \cdot \sqrt{\frac{H_1}{H_d}} \quad (3.7)$$

Das Stauziel wird, wenn der gesamte Flussabfluss durch die Turbinen geleitet wird, normalerweise auf Höhe der Überlaufkrone gehalten. Wenn der natürliche Abfluss das maximale Schluckvermögen der Turbinen übersteigt, so fließt das überschüssige Wasser über die Hochwasserentlastung. Der Wasserspiegel kann für die verschiedenen Entlastungsmengen leicht berechnet werden. Misst man die Überfallhöhe an der Hochwasserentlastung, ergibt sich der Einlaufwasserspiegel und der Gesamtabfluß inklusive Turbinendurchfluß.

Die Abschätzung des Unterwasserspiegels ist schwieriger. Das Hydrologic Engineering Center (HEC) des US Army Corp of Engineers in Davis, Kalifornien, hat ein Computerprogramm entwickelt, „HEC RAS“, das man gratis aus dem Internet herunterladen kann

(www.usace.army.mil). Obwohl dieses Programm für jeden zugänglich und benutzbar ist, hängt das Resultat der Berechnungen wesentlich von der Qualität des Inputs ab.

Abbildung 3.14 zeigt anhand eines Fallbeispiels, wie die Fallhöhe mit dem Abfluss variiert und deren Einfluss auf die Leistung, die bei unterschiedlichen Abflüssen zur Verfügung steht.

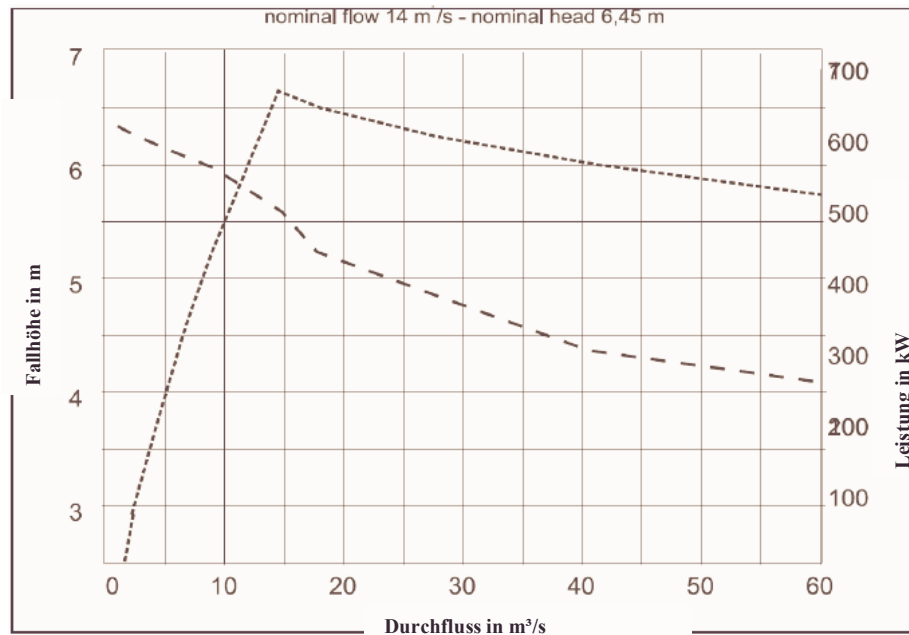


Abbildung 3.14: Veränderlichkeit der Nettofallhöhe bei unterschiedlichen Durchflüssen

3.6.2 Spitzenbetrieb

Die Elektrizitätspreise sind während Spitzenbedarfszeiten oft deutlich höher als in Zeiten niedrigeren Bedarfs; daher besteht Interesse, einen erweiterten Rückstaubereich oder ein Becken zu bauen, groß genug, um Wasser für den Betrieb während der Spitzenbedarfsstunden zu speichern.

- Q_R = natürlicher Abfluss (m^3/s)
- Q_D = Ausbaudurchfluss (m^3/s)
- Q_P = für die Produktion während der Spitzenbedarfszeit benötigter Abfluss (m^3/s)
- Q_{OP} = für die Produktion während der Niedriglastzeiten benötigter Abfluss (m^3/s)
- t_P = tägliche Spitzennutzungsstunden
- t_{OP} = tägliche Niedriglaststunden ($24 - t_P$)
- Q_{res} = Pflichtwasserdotation (m^3/s)
- Q_{tmin} = technischer Mindestabfluss für Turbinen (m^3/s)
- H = Fallhöhe (m)

Das Volumen V ist gegeben durch:

$$V_R = 3.600 \cdot t_P \cdot (Q_P - (Q_R - Q_{res}))$$

Sollte das Becken in Niedriglastzeiten wiederbefüllt werden

$$t_P (Q_P - (Q_R - Q_{res})) \leq t_{OP} (Q_R - Q_{res})$$

daher

$$Q_P \leq \frac{t_{OP} - t_P}{t_P} (Q_R - Q_{res})$$

der Abfluss, der für den Betrieb während der Niedriglastzeiten zur Verfügung steht:

$$Q_{OP} = \frac{24(Q_R - Q_{res}) - t_P Q_P}{t_{OP}} > Q_{min}$$

3.7. Gesicherte Leistung

Die gesicherte Leistung wird definiert als die Leistung, die durch eine bestimmte Anlage während einer bestimmten Tageszeitperiode mit mindestens 90-95%-iger Sicherheit zur Verfügung gestellt werden kann. Ein Laufkraftwerk hat eine eher niedrige gesicherte Leistung. Diese korrespondiert mit dem Abfluss gleicher Dauer. Ein Wasserkraftwerk mit Speicherbecken hat hingegen eine hohe gesicherte Leistung.

In einem Produktionssystem mit verschiedenen Energiequellen, in dem Wasserkraftwerke geographisch gut verteilt sind – wie z.B. in Europa – muss die gesicherte Leistung einzelner Anlagen nicht unbedingt von allzu großer Bedeutung sein. Falls jedoch ein Kleinwasserkraftwerk als einziger Energieversorger für ein isoliertes Gebiet verantwortlich ist, so ist die gesicherte Leistung von besonderer Wichtigkeit. Sobald ein Gebiet elektrifiziert wurde, ist nämlich die Akzeptanz von Energiemangel meist sehr niedrig.

3.8 Hochwasser

Der Abfluss ist der Treibstoff für Wasserkraftanlagen, aber in zu großer Menge (Hochwasser) kann er auch eine potentielle Gefahr für alle Flussbauwerke darstellen. Aus diesem Fall müssen hydrologische Untersuchungen nicht nur die Wasserverfügbarkeit, sondern auch die Häufigkeit und Stärke von Hochwassern behandeln. Es muss ein Bemessungshochwasser festgelegt werden, dem die Anlage ohne Probleme standhalten können muss. Das Bemessungshochwasser wird nicht nur durch den Hochwasserspitzenwert charakterisiert, sondern durch seine Hochwasserganglinie, die die Verteilung der Durchflüsse auf die Dauer des Hochwasserereignisses darstellt.

3.8.1 Bemessungshochwasser

Es ist wichtig zwischen dem ankommenden Bemessungshochwasser und der notwendigen Überfallkapazität zu unterscheiden, da beachtenswerte Effekte in Stauräumen auftreten können. Für Dämme mit hohem Risiko verwendet man normalerweise zwei verschiedene Kriterien:

- **Maximal ankommendes Bemessungshochwasser**, welches die Anlagen ohne inakzeptables Risiko des Dammversagens oder anderer schwerer Schäden beherrschen. Diese Hochwasserwelle wird normalerweise PMF (Probable Maximum Flood – maximal mögliches Hochwasser oder so ähnlich) bezeichnet.
- **Bemessungshochwasser bei Normalbetrieb**, welche die Anlagen aushalten sollten, ohne den normalen Betrieb zu stören. Diese Hochwasserwelle wird normalerweise über bestimmte Wiederkehrintervalle definiert.

Bei mittleren und wenig gefährdenden Dämmen schalten die Erfordernisse die Beckeneffekte aus und es wird festgelegt, dass die Überfallkapazität die Hochwasserspitze eines Ereignisses mit einem Wiederkehrintervall von 100 und 1000 Jahren übersteigt.

Die Erfordernisse bezüglich des Bemessungshochwassers sind normalerweise in der nationalen Gesetzgebung oder in Normen festgelegt. Diese unterscheiden zwischen stark, mittel und schwach gefährdeten Anlagen. In Abbildung 3.3 sind typische Anforderungen bezüglich des Bemessungshochwassers dargestellt:

Tabelle 3.3: Typische Bemessungshochwasser-Kriterien

Gliederung Höchstes Risiko	Bemessungshochwasser <u>Maximales Hochwasser:</u> Höchstes Hochwasser alternativ: 10.000 jährliches Hochwasser
Mittleres Risiko Geringes Risiko	<u>Normales Entwurfshochwasser:</u> 1000-jährliches Hochwasser 100- bis 1000-jährliches Hochwasser üblicherweise 100-jährliches Hochwasser (in manchen Ländern bestehen keine formalen Regelungen)

Unter einem 100-jährlichen Hochwasser versteht man eine jährliche Auftretswahrscheinlichkeit von 1/100. In anderen Worten ist der Wiederkehrintervall der Kehrwert der Häufigkeit. In untenstehender Tabelle wird die Auftretswahrscheinlichkeit während verschiedener Lebensdauern für unterschiedliche Ereignis-Häufigkeiten gezeigt.

Tabelle 3.4: Auftrittswahrscheinlichkeit

Wiederkehrsintervall	10 Jahre	50 Jahre	100 Jahre	200 Jahre
0,01 (100)	9,6 %	39 %	63 %	87 %
0,001 (1 000)	1 %	5 %	9,5 %	18 %
0,0001 (10 000)	0,1 %	0,5 %	1%	2%

Berücksichtigt man die vergleichsweise geringen Kosten zusätzlicher Hochwasserentlastungskapazität und Folgekosten eines Ausfalls, ergibt sich als wirtschaftlich optimaler Bemessungswert des Hochwasserwiederkehrsintervalls für einen bestimmten Damm normalerweise auch für schwach gefährdende Anlagen mindestens ein 100-jährliches Hochwasser.

3.8.2 Statistische Analyse von Hochwasserdaten

Grundsätzlich gibt es zwei Arten, um das Bemessungshochwasser zu bestimmen:

- Statistische Analyse der Abflussaufzeichnungen
- Hydrologische Modellierung der Einzugsgebietsfläche

Normalerweise wird die statistische Analyse für weniger wichtige Anlagen verwendet, die im Versagensfall nicht so dramatische Konsequenzen für Leben und Gesellschaft hätten. Hydrologische Modellierung wird hingegen für wichtige und potentiell gefährliche Dämme verwendet. Das Ziel der hydrologischen Modellierung ist die Berechnung eines wahrscheinlichen Maximalhochwassers oder ähnlichem, das man für den Entwurf von Dämmen und Hochwasserentlastungen heranziehen kann.

Die Häufigkeitsanalyse ist eine statistische Methode zur Wahrscheinlichkeitsberechnung für ein bestimmtes Ereignis anhand einer Reihe früherer Ereignisse. Diese Technik zur Berechnung des Wiederkehrsintervalls von Abflüssen ist einfach und basiert auf Aufzeichnungen des jährlichen Maximalabflusses.

Für die Evaluierung muss eine Wahrscheinlichkeitsverteilung gewählt werden, die zum Ereignistyp passt.

Normalerweise wird log Pearson III zur Berechnung von Hochwässern empfohlen, da diese eine nicht-symmetrische Wahrscheinlichkeitsverteilung um den Durchschnittswert erlaubt, was in der Hydrologie sehr oft der Fall ist. Trotzdem ist auch die Log-Normal Verteilung nach wie vor weit verbreitet. Die unsymmetrische Verteilung wird durch einen Schiefe-Koeffizienten ausgedrückt.

Log Pearson III und die Kalkulation des Schiefe-Koeffizienten sind für kurze Datenreihen sehr heikel. Aus diesem Grund wird geraten, modifizierte Schiefe-Faktoren zu verwenden, die nicht nur auf den tatsächlichen Daten basieren, sondern auch allgemeine Erfahrung über die spezielle geographische Region enthalten.

In der graphischen Methode werden die jährlichen maximalen Hochwasser nach Größe sortiert und dann auf Wahrscheinlichkeitspapier der gewünschten Verteilung aufgetragen. Im Allgemeinen repräsentiert die Ordinate die Werte und die Abszisse die Wahrscheinlichkeit. Die Daten sollten annähernd auf einer geraden Linie liegen. Der Graph kann dann für die Interpolation, Extrapolation oder zu Vergleichszwecken genutzt werden. Im Falle einer Extrapolation wird zur Vorsicht geraten, da sich Auswirkungen von Fehlern verstärken.

In der analytischen Methode werden sowohl der Durchschnittswert, die Standardabweichung als auch der Schiefe-Koeffizient (im Fall von log Pearson III) des logarithmischen Wertes der Abflussaufzeichnungen berechnet. Basierend auf der gesuchten Häufigkeit wird ein Häufigkeitsfaktor aus einem Diagramm entnommen. Die Logarithmen von Hochwässern, die bestimmten Häufigkeiten entsprechen, werden dann als Mittelwert plus Standardabweichung, multipliziert mit dem passenden Häufigkeitsfaktor, berechnet. Die Logarithmen werden dann in tatsächliche Abflusswerte umgerechnet.

Beide Methoden werden in hydrologischen Büchern genauer beschrieben.

Als anschauliches Beispiel wird ein 100-jährliches Hochwasser durch Anwendung der analytischen Methode der log normal und log Pearson III Wahrscheinlichkeitsverteilung berechnet. Diese Berechnung basiert auf folgender Zeitreihe der jährlichen Maximalabflüsse:

Flow (m ³ /s)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1970-	65	32	45	87	34	29	26	35	42	41
1980-	36	29	55	46	31	26	34	31	39	61

Der Berechnungsweg:

- 1: Berechnung des logarithmischen Wertes der Abflussaufzeichnung
- 2: Berechnung des durchschnittlichen Logarithmus
- 3: Berechnung der Standardabweichung der Logarithmen
(3b: Berechnung des Schiefe-Fakors für LogPearson III)
- 4: Ablesen des Häufigkeitsfaktors für die gewünschte Wahrscheinlichkeit ($f = 0,01$)
- 5: Berechnung des Logarithmus des 100-jährlichen Abflusses
- 6: Umwandlung des Logarithmus in Abflusswerte

Durch die Verwendung der Log Normalverteilung wird das 100-jährliche Hochwasser mit $83 \text{ m}^3/\text{s}$ berechnet und durch die um ungefähr 25% höhere Log Pearson III Verteilung mit $103 \text{ m}^3/\text{s}$. Welcher Wert ist genauer? Dieses Beispiel zeigt, dass selbst bei unkomplizierten Methoden ein gutes professionelles Urteil hinsichtlich der Anwendbarkeit und der Konsequenzen der gewählten Methode notwendig ist.

3.8.3 Hydrologische Modellierung des Einzugsgebietsfläche

Um mit Hilfe eines hydrologischen Modells auf ein Bemessungshochwasser zu gelangen wird ein Bemessungsniederschlag in das Modell miteinbezogen, welches verschiedene Komponenten berücksichtigt. Der Bemessungsniederschlag wird kombiniert mit anderen kritischen Faktoren wie z.B. Bodenfeuchtigkeitsgrad, Schneeschmelze, Grundwasserspeicherkapazität, u.s.w.

Diese Aufgabe sollte allerdings am Besten einem Experten überlassen werden.

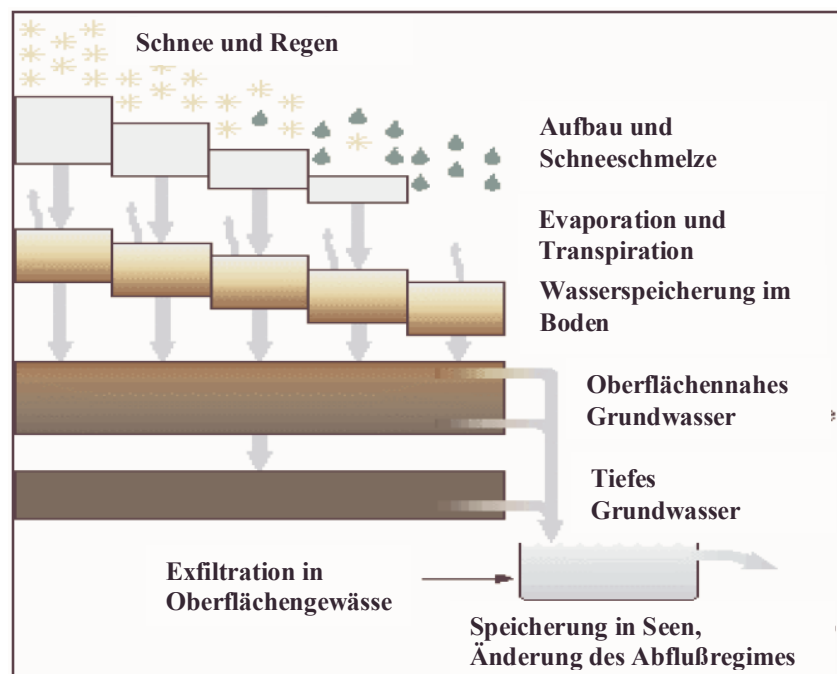


Abbildung 3.15: Komponenten eines hydrologischen Modells

Literaturverzeichnis :

1. José Llamas, "Hidrología General. Principios y Aplicaciones". Servicio Editorial de la Universidad del País Vasco, 1933.
2. ISO 1100-1: 1996 "Measurement of liquid flow in open channels. Part 1: Establishment and operation of a gauging station".
3. ISO/DIS 110-2 "Measurement of liquid flow in open channels – Part 2: Determination of the stage-discharge relation" (revision of ISO 1100-2: 1982).
4. ISO 2537: 1988 "Liquid flow measurement in open channels – Rotating element current meters".

5. ISO 955-1: 1994 “Measurement of liquid flow in open channels – Tracer dilution methods for the measurement of steady flow – Part 1: General”.
6. ISO 3846: 1989 “Liquid flow measurement in open channels by weirs and flumes – Rectangular broad-crested weirs”.
7. ISO 3847: 1977: “Liquid flow measurement in open channels by weirs and flumes – End-depth method for estimation of flow in rectangular channels with a free overfall”.
8. ISO 4359-1983 “Liquid flow measurement in open channels: Rectangular, trapezoidal and Unshaped flumes”.
9. ISO 4360: 1984 “Liquid flow measurement in open channels by weirs and flumes – Triangular profile weirs”.
10. 10. ISO 4362: 1992 “Measurement of liquid flow in open channels – Trapezoidal profile”

By Jonas Rundqvist (SERO), Bernhard Pelikan (ÖVFK), Vincent Denis (MHyLab) and Celso Penche (ESHA)

4.	METHODEN ZUR STANDORT-BEWERTUNG.....	79
4.1.	Einleitung.....	79
4.2	Karthographie.....	79
4.3.	Geotechnische Untersuchungen	80
4.3.1.	Anzuwendende Methoden.....	81
4.3.2.	Methoden. Eine praktische Fallstudie:.....	83
4.4	Aus Fehlern lernen	92

LISTE DER ABBILDUNGEN

Abbildung 4.1.	Schematische Darstellung der Anlage	82
Abbildung 4.2:	Lage des Wehrs und geologischer Aufbau beider Hänge	83
Abbildung 4.3:	Geologisches Profil der kolluvialen Formation	84
Abbildung 4.4:	Geomorphologische Skizze der Kanaltrasse	84
Abbildung 4.5.	Ein schematischer Schnitt des Stollens unter dem Colluvium	87
Abbildung 4.6.	Betonauskleidung im letzten Abschnitt des Kanals	88
Abbildung 4.7:	Eine Verwerfung im La Rienda Tunnel	91
Abbildung 4.8:	Ergebnisse des Jet-Groutings	92
Abbildung 4.9:	Kanalanlage von Ruahihi	93
Abbildung 4.10:	Schematischer Längenschnitt der La Marea Anlage	96
Abbildung 4.11:	Planansicht der La Marea Anlage	97

LISTE DER BILDER

Bild 4.1: Überblick über die rechtsufrige Böschung	88
Bild 4.2: Lokale Instabilitäten verursacht durch die Aushubarbeiten	89
Bild 4.3: Eine der vorhandenen gleitenden Bodenschollen vor Beginn der Arbeiten	90
Bild 4.4: Sicht auf den Cordianes colluvium, unter dem der Tunnel verläuft	90
Bild 4.5: Sicht auf die Tunnelarbeiten	93
Bild 4.6: Sicht auf die Tunnelverkleidung	93
Bild 4.7: Sicht auf die Tunnelverkleidung	94
Bild 4.8: Versagensauswirkungen	98
Bild 4.9: Das La Marea Speicherbecken	99
Bild 4.10: Undichtigkeiten und Auswaschung unter der Wehranlage	102
Bild 4.11: Undichtigkeiten und Auswaschung unter der Wehranlage	102
Bild 4.12: durch Auftrieb zerstörter Kanal	103

4. METHODEN ZUR STANDORT-BEWERTUNG¹

4.1. Einleitung

Ausreichend Fallhöhe und Abfluss sind wichtige Voraussetzungen für die Erzeugung von Energie aus Wasserkraft. Aus diesem Grund ist die Wahl des Standorts wesentlich von der Existenz beider Faktoren abhängig.

Die verschiedenen Methoden, um die Abflussverhältnisse zu bewerten und festzulegen, ob dieser für die Energieerzeugung geeignet ist, wurden bereits in Kapitel 3 beschrieben. In diesem Kapitel soll auf andere Themen eingegangen werden, die zu untersuchen sind, um die Eignung eines Standortes für die Entwicklung eines Wasserkraftwerkes zu prüfen.

Die Bruttofallhöhe kann rasch durch eine tachymetrische Vermessung, durch den Einsatz von GPS (Global Positioning System) oder durch die Technik der Orthophotographie abgeschätzt werden. Unter Anwendung der in Kapitel 2 erörterten hydraulischen Prinzipien kann daraus die Nettofallhöhe berechnet werden. Durchfluss- und Fallhöhenabschätzung sollten somit kein Problem darstellen.

Dennoch ist es unumgänglich und wichtig, die Topographie und die ökologische Sensibilität der Landschaft in einem längeren, iterativen Planungsprozess mit in Betracht zu ziehen, um die best mögliche technische Lösung zu finden. Somit ist es wichtig, durchdringende Kenntnisse einer Anlage zu haben, um gefährliche Störungen im Betrieb der Anlage vermeiden zu können. Vermessungstechniken sind derzeit in einer revolutionären Entwicklungsphase. Die oben genannten Techniken können im Entwurf der Anlage und für die Kostenoptimierung sehr hilfreich sein.

4.2 Kartographie

In den westlichen Industrieländern sind normalerweise alle Karten in den erforderlichen Maßstäben erhältlich. Das EU Gebiet wurde und wird nach wie vor immer mehr digitalisiert, und Kartenwerke sind bereits bis zu einem Maßstab 1:5 000 erhältlich. Auf der anderen Seite kann man sich glücklich schätzen, wenn man in Entwicklungsländern auf Karten im Maßstab 1:25 000 zurückgreifen kann.

Luftbilder des Projektgebietes können als Ersatz für Karten dienen, wenn diese im erforderlichen Maßstab nicht vorhanden sind. Luftbilder unterscheiden sich von Karten jedoch in einem wesentlichen Punkt: Eine Karte hat einen einheitlichen oder kontrollierten Maßstab. Letzterer ist abhängig von der Wahl der Kartenprojektion. Luftbilder haben, ausgenommen Orthophotos, keinen konstanten oder einheitlich wechselnden Maßstab.

Abgesehen von Linsenungenauigkeiten, die für alle praktischen Zwecke unbeachtet bleiben können, gibt es zwei weitere wesentliche Faktoren für Maßstabsvariabilität eines Luftbildes: Topographie und Relief der Landschaft, die, egal wie flach, niemals horizontal ist und die Neigung der optischen Achse der Kamera. Moderne Fotoapparate gleichen derartige Achsenabweichungen aus. Außerdem kann man, entsprechende Aufnahmetechnik vorausgesetzt, Luftbilder stereoskopisch oder dreidimensional betrachten. Der stereoskopische Effekt

ermöglicht es dem Geologen, Gesteinstypen anzusprechen, geologische Strukturen herauszufinden und Instabilitäten der Hänge zu lokalisieren. Ingenieure können daraus notwendige Daten für die Konstruktion von Dämmen, offenen Kanälen und Druckrohrleitungen ablesen.

Je nach geforderter Genauigkeit können digitalisierte Fotos referenziert (Ausrichtung nach einem Koordinatensystem und entsprechend einer Kartenprojektion) und orthographisch entzerrt werden. Verzerrungen durch die Kameralinse können ausgeglichen werden, indem man Passpunkte von Karten, Vermessungsdaten oder GPS Vektoren verwendet. Dies ist eine sehr kosteneffiziente Methode, um Luftbilder zu entzerren. Mit digitalen Orthophotos können Auflösungen von 30 cm bis zu 1 m erreicht werden. Man kann sowohl analoge Ausdrücke als auch digitale Orthophotos produzieren.

Mithilfe derartiger Karten ist es möglich, die Entnahmestelle und das Krafthaus zu positionieren und offene Kanäle und Druckleitungen zu trassieren. Dies kann mit ausreichender Präzision für Machbarkeitsstudien und auch für die Angebotslegung gemacht werden. Mit stereoskopischen Fotos kann man außerdem geologische Probleme ausfindig machen, v.a. jene, die Aufschluss über Hangstabilitäten geben, die ihrerseits wieder Gefahrenmomente darstellen können.

4.3. Geotechnische Untersuchungen

Oft wird die Notwendigkeit, detaillierte geologische Untersuchungen der Standorte durchzuführen, unterschätzt. In vielen Fällen mit verheerenden Konsequenzen – Durchsickerungen unter der Wehranlage, Abrutschen offener Kanäle etc.

Glücklicherweise erlauben in den EU Mitgliedsstaaten und in vielen anderen Ländern auf der ganzen Welt gute geologische Karten eine erste Abschätzung bzgl. der Sicherheit einer Dammgründung, der Hangstabilität und der Wasserdurchlässigkeit des Bodens. Trotzdem sollte diese generelle Information durch Bohrungen und Probenahmen ergänzt werden.

Wasserbauten sollten auf nivellierten Fundamenten mit angepasster Böschungsneigung und Kronenbreiten gegründet werden, die keine Stabilitätsprobleme verursachen können.

Es gibt eine große Anzahl an Hangstabilitäts-Computerprogramme – angefangen von einfachen zweidimensionalen Näherungsberechnungen bis hin zu ausgeklügelten dreidimensionalen Farbgraphikanalysen. Der Katalog an Versagensarten vor allem beim Kanalwurf ist so umfassend, dass ein Minimum an geomorphologischen Studien in der ersten Projektphase empfohlen werden sollte. Besonders akut ist das Problem in hochalpinen Lagen, wo die Bauarbeiten in der verwitterten Oberflächenzone stattfinden, die durch verschiedene geomorphologische Vorgänge wie z.B. Bodenkriechen, Bodenfließen, Drehkörper- und Schollenerdrutsche sowie Steinschlag beeinflusst werden.

Das Wehr und der dazugehörige Rückstauraum kann durch die Instabilität jener Oberflächenformationen, die in der Beeinflussungszone des Bauwerks liegt, beeinträchtigt werden. Zugleich kann das Rückstaubecken selbst diese Oberflächenform beeinflussen. Muss das Wehr auf nicht konsolidiertem Boden gebaut werden, können Wasserspiegelschwankungen die Instabilität der durchfeuchteten Böschungen des Beckens verstärken.

Entlang offener Kanäle können viele geomorphologische Einflüsse unterschiedlich auf die gewählte Trasse einwirken, die, gepaart mit steiler Hanglage, zu potentiellen Instabilitäten führen können.

Culloviale Formationen, Produkte der physikalischen Oberflächenverwitterung der Gesteinsmassen und Prozesse des Bodenfließens, die in hohen Gebirgslagen durch saisonale oder permanente Bodenvernässung besonders aktiv sind, sind einige jener Vorgänge, welche die Kanalstabilität bedrohen. Drainagen und Terrassierungen können unter anderem empfohlen werden.

Am Ende des Kanals dient oft ein Einlaufbecken als Mini-Reservoir für die Druckrohrleitungen. Oft werden von den Behörden für alle eingestauten Dammabschnitte, unabhängig von deren Anordnung, Stabilitätsanalysen verlangt. Der Entwurf einer frei verlegten Druckrohrleitung, die normalerweise bei Steilhängen angeordnet wird, bereitet sowohl in Bezug auf ihre Verankerung als auch auf ihren negativen optischen Effekt (Landschaftsästhetik) Schwierigkeiten. Das Krafthaus wird tief unten im Tal oftmals auf alten Flussterrassen gegründet und wirft dadurch Probleme auf, die nur mehr durch moderne Techniken wie z.B. Bodenverfestigung und/oder Vermörtelung gelöst werden können.

4.3.1. Anzuwendende Methoden

In der geologischen Forschung gibt es ein weites Spektrum an geomorphologischen Techniken, die man anwenden kann. Im Folgenden sind die meist verbreiteten beschrieben:

Photogeologie: Wie die bereits oben erwähnte Photogrammetrie – in einem Maßstab von 1: 10 000 bis zu 1:5 000 – eröffnet dem Geologen die Möglichkeit, Gesteinstypen zu identifizieren, geologische Strukturen zu bestimmen und Hanginstabilitäten zu erkennen.

Geomorphologische Karten:

Das Resultat einer photogrammetrischen Analyse, ergänzt durch die Ergebnisse des Augenscheins vor Ort muss auf einer geomorphologischen Karte zusammengefasst werden. Diese basiert auf einer topographischen Karte und wird in einem Maßstab von 1:10 000 und 1:5 000 gezeichnet. Durch genaue Klassifizierung und mit Hilfe einfacher Symbole sollte die Karte all jene Oberflächenformationen darstellen, welche die geplanten Wasserbauten beeinflussen könnte.

Laboranalysen:

Traditionelle Labortests, wie die Korngrößenverteilung, Bodenklassifizierung und dreiachsiale Druckversuche erleichtern die Klassifizierung der Oberflächenformationen. Die Ergebnisse sollten in die geomorphologische Karte aufgenommen werden.

Geophysikalische Untersuchungen

Eine geophysikalische Untersuchung, entweder elektrisch oder seismisch (durch Refraktion) trägt zu besserer Kenntnis der Schichtmächtigkeit der Oberflächenformation, der Lage von Hangrutschungsgebieten, der internen Wasserzirkulation und das Ausmaß potentiell instabiler Formationen bei.

Analysen geologischer Strukturen:

Obwohl derartige Untersuchungen keine richtige geomorphologische Technologie sind, können sie uns doch helfen, Probleme im Einzugsgebiet und in jenen Fällen zu lösen, in denen Triebwasserkanäle als Stollen im Felsen ausgeführt werden müssen. Die Gesteinsstabilität und die Sickerlinie unterhalb von Wasserbauten sind Probleme, die man mit dieser Methode lösen und damit dramatische Zwischenfälle während des Betriebes verhindern kann.

Direkte Untersuchungen – Kernbohrungen:

Diese sind eher untypisch für den Bau von Kleinwasserkraftwerken. Dennoch ist es unabdingbar, ein Bohrprogramm gefolgt von Labortest der Proben durchzuführen, wenn der Damm oder das Wehr auf unkonsolidierten Schichten errichtet werden soll. Einige dieser empfohlenen Tests sind folgende:

- Durchlässigkeitstest in Bohrlöchern, wie z.B. Druckversuche, um die Wasserzirkulation in der Gründung bestimmen zu können.
- Labortests können die Druckfestigkeit der Bodenprobe und deren Konsolidierungscharakteristika bestimmen.

Begleitend zu den eben erwähnten Tests ist es bei hohen Dämmen ratsam, eine geophysikalische Refraktionsseismik durchzuführen, um das dynamische Verformungsmodul des Gesteinsmassivs in Tiefenstufen zu bestimmen.

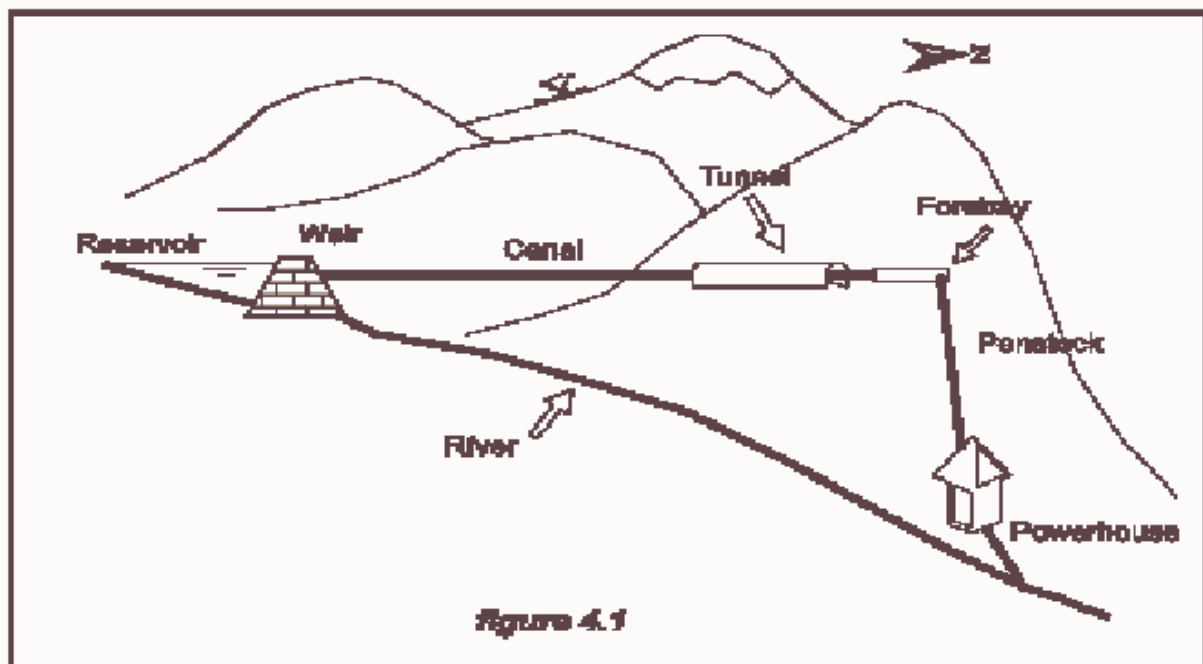


Abbildung 4.1. Schematische Darstellung der Anlage

4.3.2. Methoden. Eine praktische Fallstudie:

Ein kurzer Bericht über geomorphologische Techniken angewandt im Cordiñanes Kraftwerk, einer Hochgebirgsanlage im Zentralmassiv des Picos de Europa (Leon, Spanien), ist hilfreich, den Anwendungsbereich der erwähnten Untersuchungen besser zu verstehen. Abb. 4.1 ist eine schematische Darstellung der Anlage, die folgendes inkludiert:

- ein Wehr ausgeführt als Gewichtsmauer; 11.5 Meter über dem Fundament
- ein Reservoir mit einer Speicherkapazität von 60 000 m³
- einen offenen Kanal mit 2475 m Länge (776 m davon im Tunnel)
- ein Einlaufbecken am Ende des Tunnels
- eine Druckleitung mit 1.4 m Durchmesser, 650 m Länge und 190 m Höhenunterschied
- ein Krafthaus

4.3.2.1 Das Wehr

Internationale Vorschriften verlangen, das Gesteinsfundament immer dann auf Stabilität zu prüfen, wenn Scherversagen oder Rutschungen entlang von Klüften oder Spalten zu erwarten sind.

Wenn es notwendig erscheint, kann zusätzlicher Gesteinsaushub gefordert werden. Abb. 4.2. zeigt die Lage des Wehrs und illustriert den völlig unterschiedlichen geologischen Aufbau beider Hänge: der linke ist steiler und folgt der beinahe vertikal liegenden Schieferformation; der rechte ist weniger steil und verbunden mit einer colluvialen Formation.

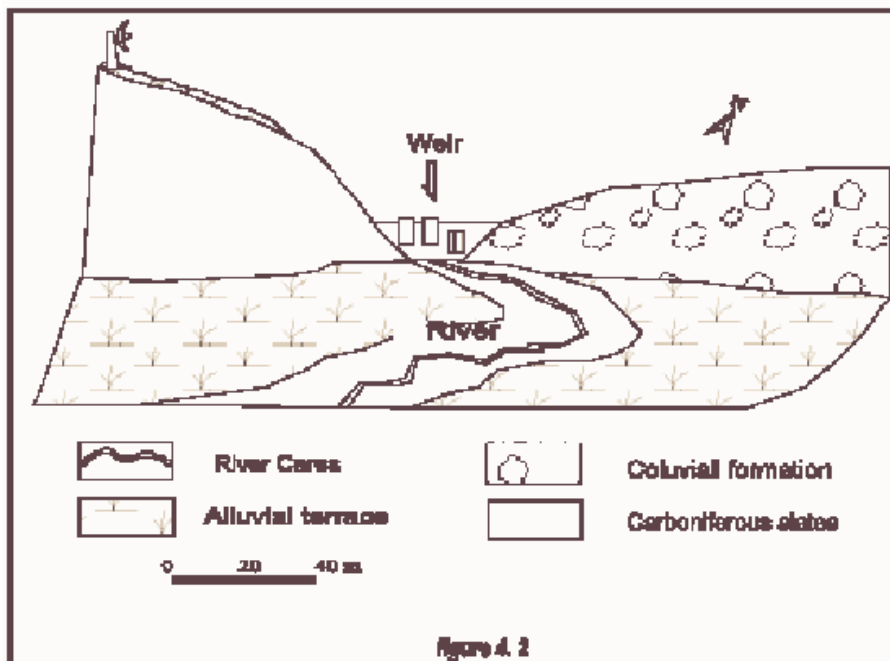


Abbildung 4.2: Lage des Wehrs und geologischer Aufbau beider Hänge

Abbildung 4.3 zeigt die geologische Komplexität der kolluvialen Formation. Die Kernbohrung B-1 veranschaulicht die Existenz einer alluvialen Terrasse unterhalb der kolluvialen Formation. Jede dieser Formationen verhält sich anders gegenüber den Anforderungen der Wehrfundamente.

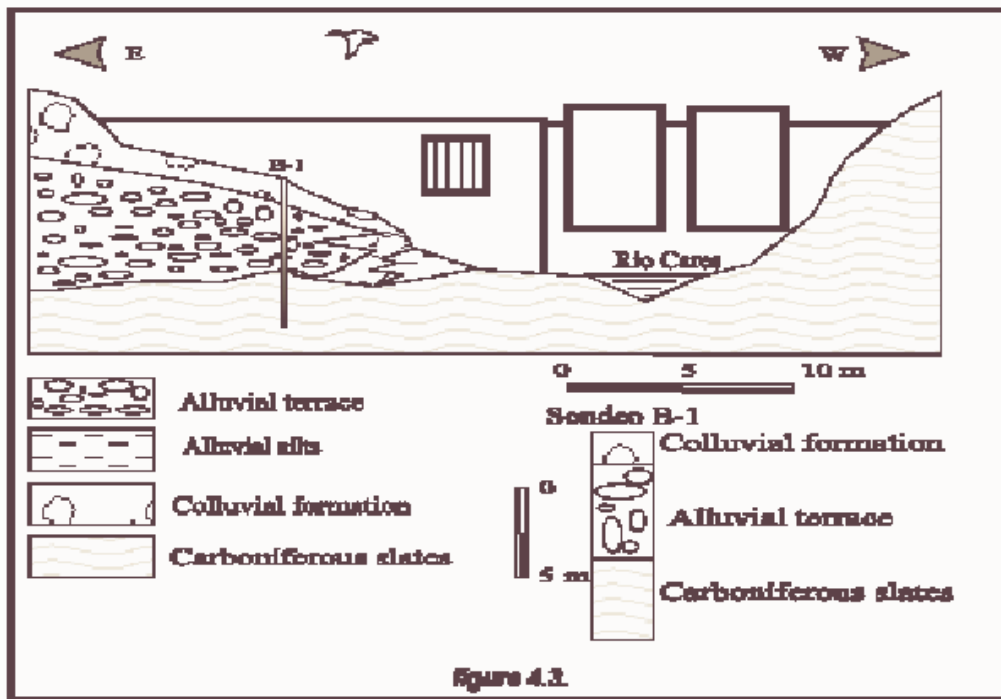


Figure 4.3

Abbildung 4.3: Geologisches Profil der kolluvialen Formation

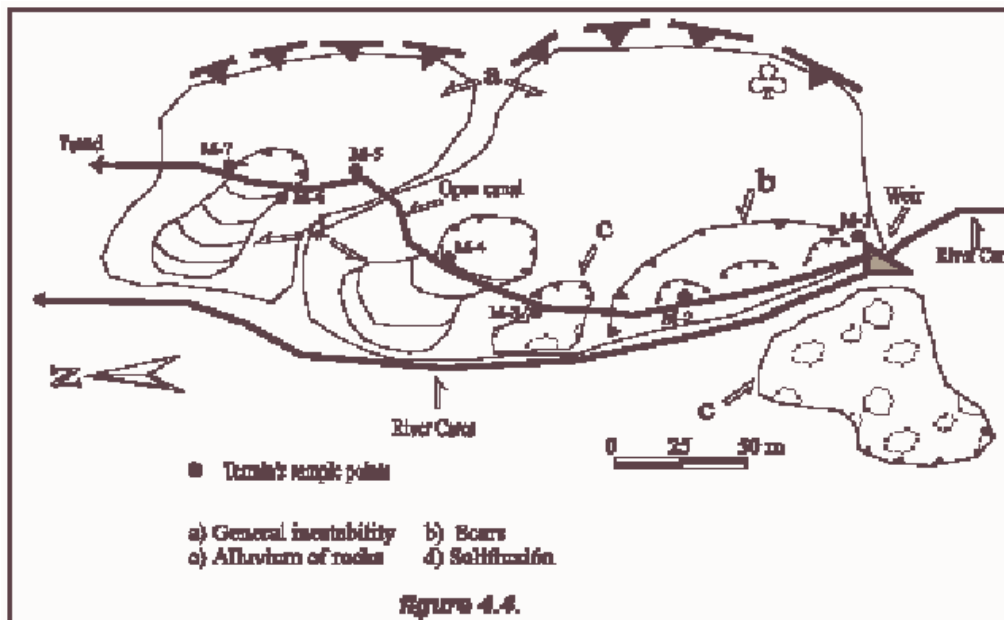


Figure 4.4

Abbildung 4.4: Geomorphologische Skizze der Kanaltrasse

4.3.2.2 Der offene Triebwasserkanal

Abb. 4.4. zeigt die geomorphologischen Verhältnisse entlang der Kanaltrasse. Man sieht zwei voneinander unabhängige instabile Zonen (b und c) auf der rechten Seite des Flusses. Die Fotos 4.1. und 4.2. zeigen einen Überblick vom rechtsufrigen Hang und jene lokalen Instabilitäten, die durch die Grabungsarbeiten verursacht wurden, als detailliertes Beispiel für eine dieser instabilen Zonen. Bild 4.3 zeigt eine der existierenden gleitenden Erdschollen vor dem Beginn der Arbeiten.



Bild 4.1: Überblick über die rechtsufrige Böschung



Bild 4.2: Lokale Instabilitäten verursacht durch die Aushubarbeiten

Das Fundament des Kanals sollte zwei Anforderungen entsprechen.

- Es muss stabil sein. Kanäle sind rigide Strukturen und erlauben keine Deformierungen.
- Sollte wasserdurchlässig sein. Kanäle vertragen keine Auftriebsbelastungen.

Geologische Untersuchungen sollten darauf abzielen, Sedimentation im Kanal zu vermeiden und eine adäquate Entwässerung zu ermöglichen, um Auftriebskräfte zu verhindern. Diese Untersuchungen sollen mit Empfehlungen abschließen, um Stabilität zu garantieren und Auftrieb zu vermeiden.



Bild 4.3: Eine der vorhandenen gleitenden Bodenschollen vor Beginn der Arbeiten



Bild 4.4. Sicht auf den Cordinanes colluvium, unter dem der Tunnel verläuft.

4.3.2.3 Der Triebwasserkanal im Stollen

Die Stollenkonstruktion muss folgenden Anforderungen genügen:

- Die Aushubarbeiten müssen an die zu durchörternden geologischen Formationen angepasst sein, gleich ob Gesteinsmassiv oder Oberflächenformation.
- Der Stollen, der ein Gerinne ist, sollte stabil und wasserdicht sein.

Folglich sollten die im zu durchfahrenden Massiv vorhandenen geologischen Formationen im Detail bekannt sein.

Fotographie 4.4 zeigt eine Ansicht des Cordinanes colluvium, unter dem der Stollen verläuft. Figur 4.5. zeigt einen schematischen Schnitt des Stollens unter dem Colluvium und auf Bild 4.6 sieht man die Betonauskleidung im letzten Abschnitt des Kanals.

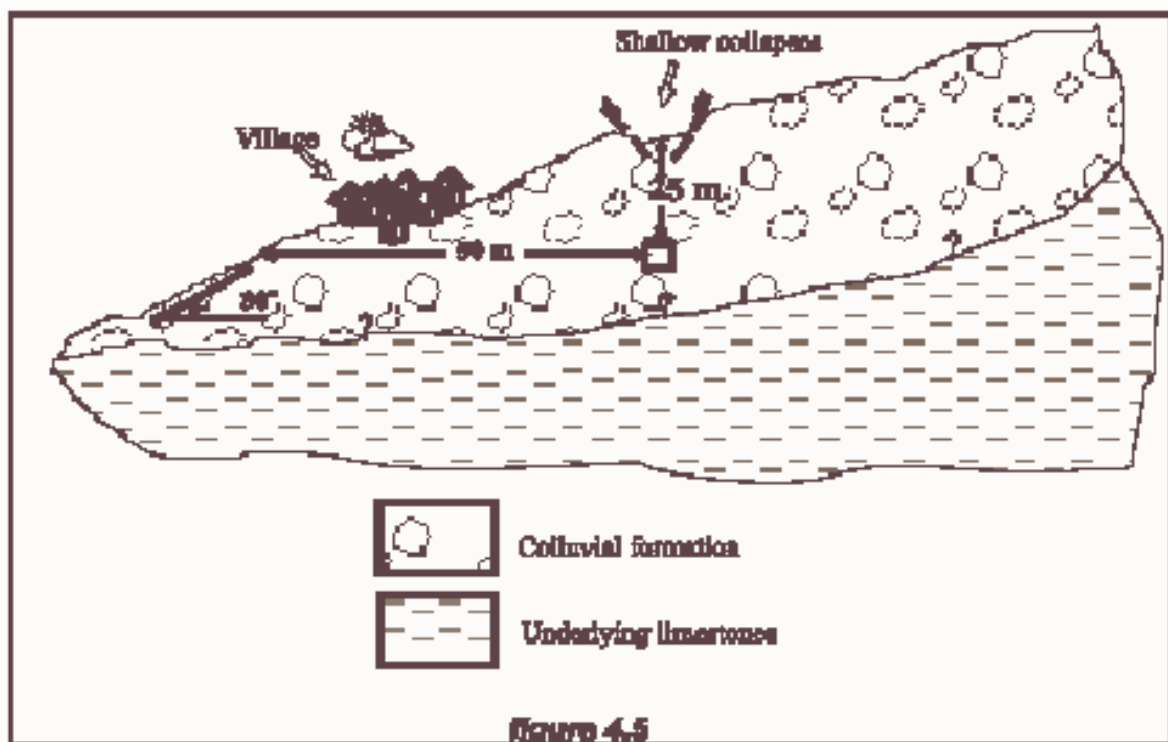


Abbildung 4.5. ein schematischer Schnitt des Stollens unter dem Colluvium

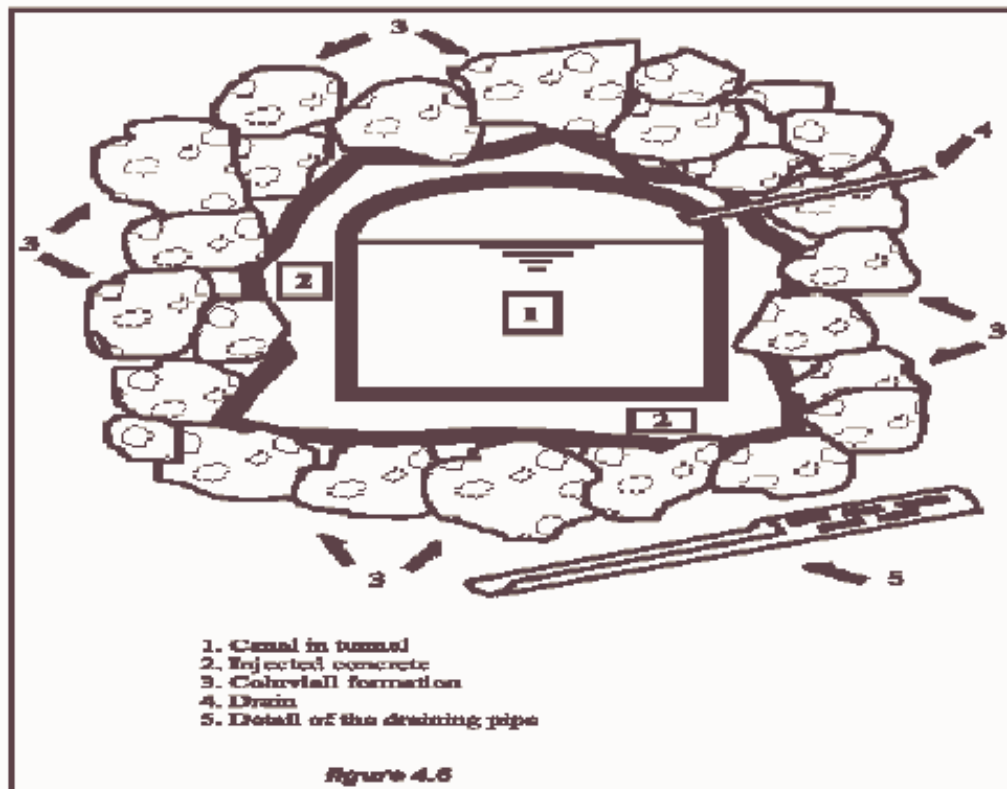


Abbildung 4.6. Betonauskleidung im letzten Abschnitt des Kanals

Die Aushubarbeiten waren aufgrund der großen Vielfalt und Heterogenität der Blöcke, die in ihrer Größe zwischen einfachen Steinen bis zu Blöcken von mehreren Kubikmetern variierten, extrem schwierig. Die Benutzung von großen Sprengstoffladungen war hier nicht möglich. Der Vortrieb durch Tunnelbaumaschinen war nicht machbar. Die Grabungen mussten Meter für Meter durch kleine Sprengstoffladungen vorangetrieben werden, um die Größe jener Blöcke zu reduzieren, die nicht mehr handhabbar waren. (Abb. 4.5)

Auch die Betonauskleidung war schwierig. Zone 2 in Abb. 4.6. wurde mit Injektionsmilch gefüllt. Diese Injektion füllte nicht nur den leeren Raum sondern umschloss auch die stützende Struktur und stützte weiters den lockeren Boden außerhalb des Stollens. Da das vorhandene Gestein sehr wasserdurchlässig ist, wurde ein Drainagesystem implementiert, um lateralen Druck oder Auftrieb zu vermeiden.

Die Errichtung von Stollen im Felsmassiv muss zwei wichtige geologische Faktoren in Betracht ziehen:

- Die lithologische Veränderung entlang der Stollentrasse kann die Konstruktionsmethode entscheidend beeinflussen.
- Die strukturelle Stabilität des Massivs entlang der Trasse. Auch wenn das Massiv lithologisch kohärent ist, ist die Aufteilung von potentiellen Diskontinuitäten in Strata, Klüften und Spalten nicht homogen. Auch hier sollte das Wissen über die Diskontinuitäten auf einer detaillierten geologischen Untersuchung beruhen.

Genau wie die oben erwähnten kleinen Diskontinuitäten, sollte der Planer auch mit den großen tektonischen Diskontinuitäten umgehen. Große Falten, Verwerfungen und inverse Verwerfungen beeinflussen nicht nur die Bauarbeit selbst sondern auch den zukünftigen Betrieb des Kanals.

Abb. 4.7 zeigt eine Verwerfung des La Rienda Stollens, zweiter Teil des Cordinanes Stollens nahe des Einlaufbeckens, der unmittelbar am Ende des Tunnels gebaut wurde. Aufgrund der Spannungen und Verformungen, die früher von den Gesteinsmassen getragen wurden, war das ursprüngliche Gestein, als es gefunden wurde, komplett verändert. Die Ergebnisse dieser Grabung waren natürlich sehr unterschiedlich zu jenen im restlichen Massiv. Nur durch Kenntnisse über das Vorhandensein dieser Verwerfungen konnten die Aushubarbeiten dieses Stollens problemlos durchgeführt werden. Wie Bild 4.6 und 4.7 zeigen, war die tragende Struktur für den Bau dieses Tunnelabschnittes sehr verschieden von jener für den Rest der Arbeiten.



Bild 4.5: Sicht auf die Tunnelarbeiten



Bild 4.6: Sicht auf die Tunnelverkleidung



Bild 4.7: Sicht auf die Tunnelverkleidung

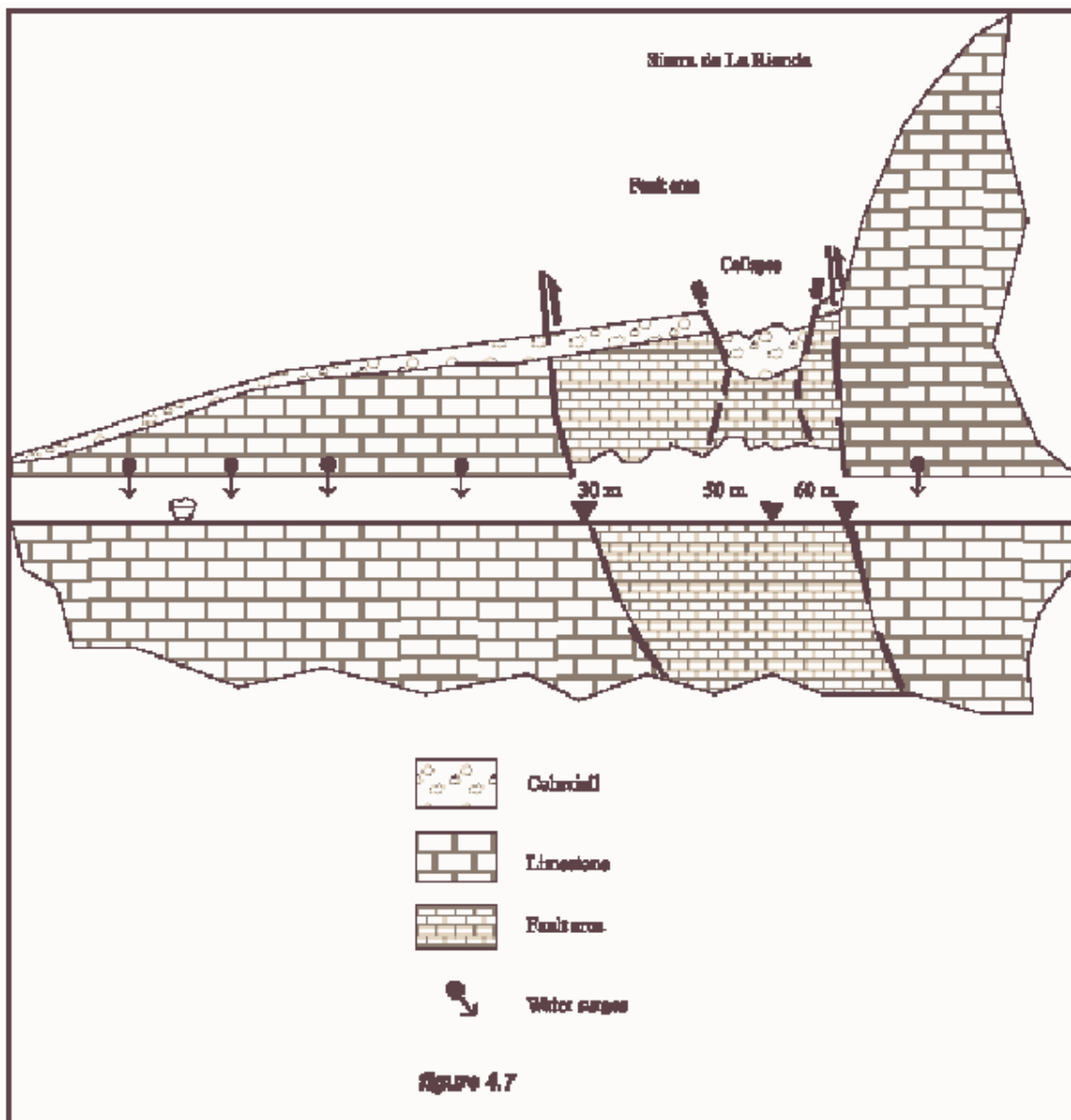


Abbildung 4.7: Eine Verwerfung im La Rienda Tunnel

4.3.2.4. Das Krafthaus

Wird das Krafthaus auf Fels gegründet, wird während der Aushubarbeiten die oberflächliche Verwitterungsschicht abtragen und der gesunde Fels wird belassen. Wird das Krafthaus auf der Alluvion in der Nähe der Ufer gegründet, die kein gutes Fundament bieten, muss der Untergrund verbessert werden.

Das traditionelle Bodenvermörtelung birgt einige Probleme und ihre Ergebnisse sind oftmals dort unzufriedenstellend, wo der Untergrund heterogen und durchlässig ist, wie z.B. auf Schotterterrassen. Eine neue Injektionstechnik, das Jet-GROUTING, kann eine

Untergrundverfestigung garantieren, indem alluviale Sedimente durch einen Injektionsschirm ersetzt werden. Die Technik wird besonders häufig von der DOE (Department of Energy of the US/US Energieministerium) angewendet, um den Sickerweg bei unterirdischen Giftmülldeponien zu unterbinden, ist jedoch zur Zeit noch sehr teuer. Abbildung 4.8 veranschaulicht die Ergebnisse des Jet-GROUTING Verfahrens, das zur Verbesserung des Untergrundes durchgeführt wurde, wo das Krafthaus situiert werden sollte.

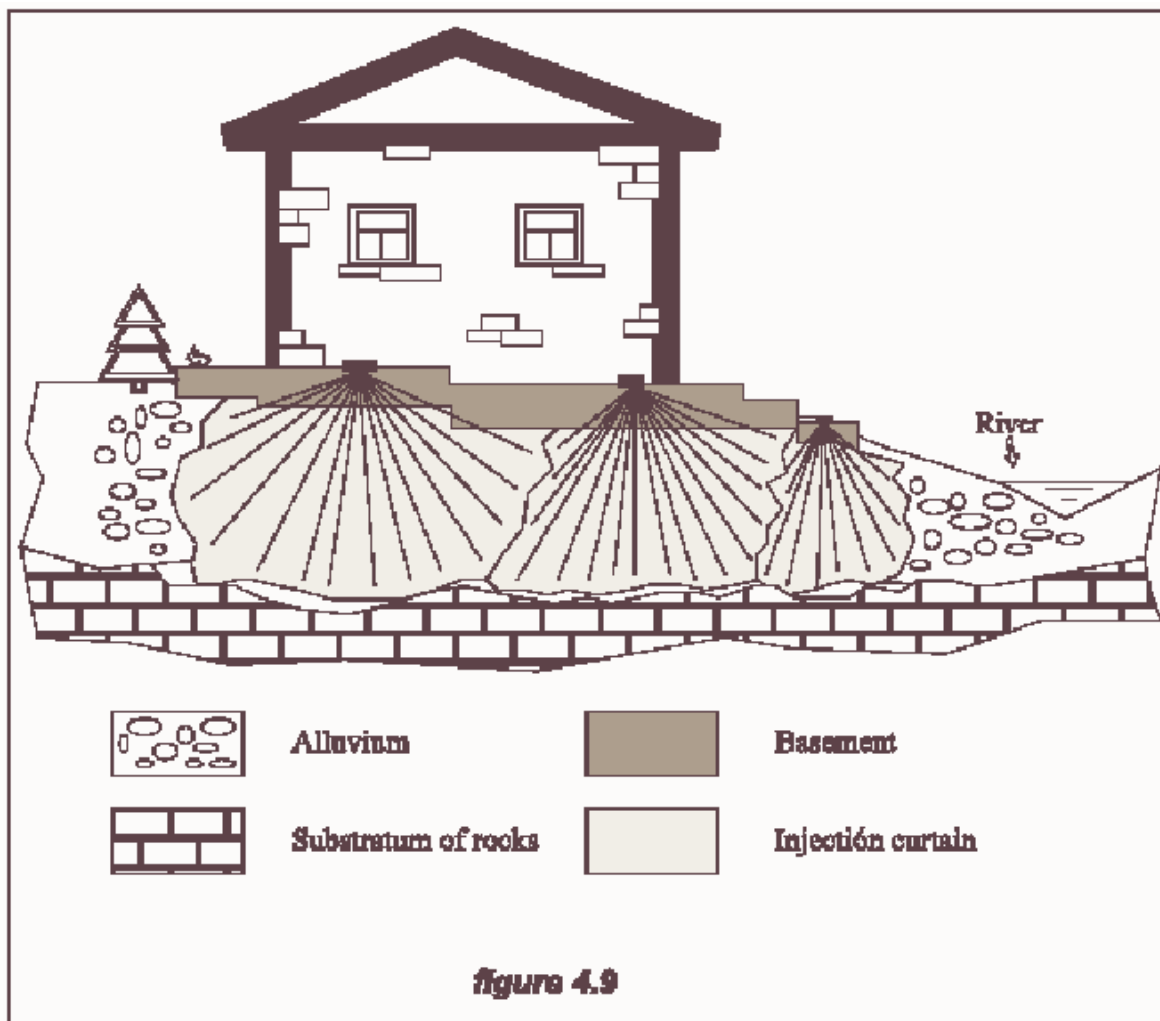


Abbildung 4.8: Ergebnisse des Jet-Groutings

4.4 Aus Fehlern lernen

Zwei bekannte Experten, Bryan Leyland aus Australien und Freddy Isambert aus Frankreich, präsentierten auf der HIDROENERGIA 95 Konferenz zwei unabhängige Arbeiten, die sich mit dem Thema „Aus Fehlern lernen“ beschäftigten. Herr Leyland zitierte Herrn Winston Churchill, „Wer Geschichte ignoriert, ist dazu verdammt, sie zu wiederholen“ und fordert, dass Versagensgründe untersucht und verstanden werden müssen, wenn man die Fehler anderer nicht

selber wiederholen will. Laut Mr. Isambert haben Fallstudien gezeigt, dass einige Kleinwasserkraftanlagen versagten, da sie mangelhaft entworfen, errichtet oder betrieben wurden. Der Autor präsentiert anhand von Graphiken und Fotos einige Beispiele von Anlagen, die in der Bewilligungsphase oder bereits in der Betriebsphase versagten und beachtliche Geldverluste sowie dramatische zeitliche Verzögerungen verursachten.

Professor Mosony schrieb in der ESHA Info no. 15, „ein fairer und offener Diskurs über Fehler ist unverzichtbar, um aus Fehlern zu lernen und in weiterer Folge deren Wiederholung zu vermeiden.“ Und er zitiert Marcus Tullius Cicero (106-43 BC) „Jeder Mensch kann Fehler machen, doch nur der Idiot beharrt darauf, seinen Fehler zu wiederholen.“ Aus der Sammlung dokumentierter Fehler, von denen anlässlich der HIDROENERGIA berichtet wurde, sowie 50 weiteren, die in der ASCE Publikation „Lessons Learned from the Design, Construction and Operation of Hydroelectric Facilities“ beschrieben wurden, - 28 Anlagen hiervon mit weniger als 10 MW Leistungskapazität - wurden Beispiele zum nachfolgenden Diskurs gewählt. Sie demonstrieren, wie wichtig die Untersuchung des Untergrundes, der Gerinnestabilität und der Auswirkung der Auftriebskraft auf Wasserbauten sind.

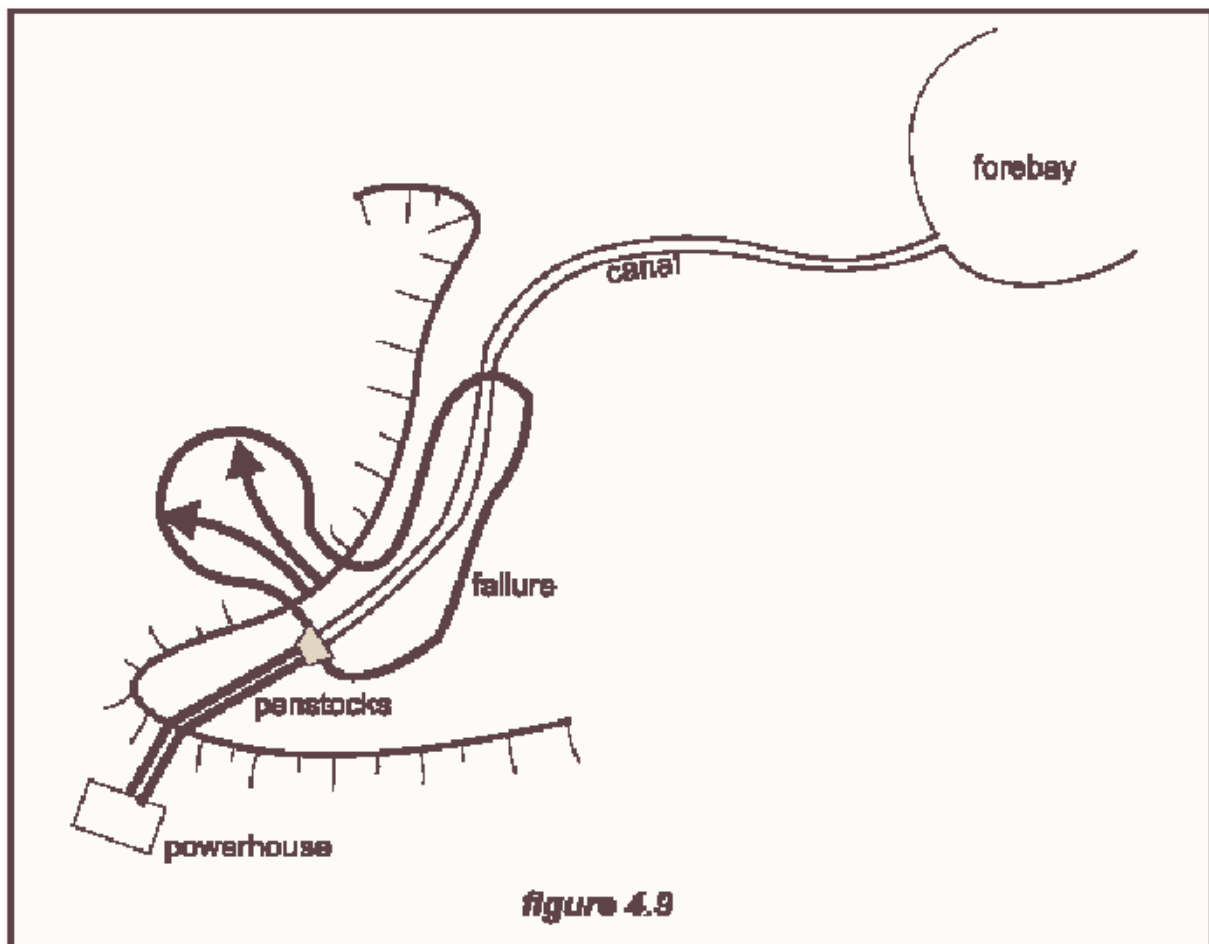


Abbildung 4.9: Kanalanlage von Ruahihi

Ruahihi Kanal versagen (Neuseeland)

Wie in Abbildung 4.9 gezeigt, existierte ein 2000 m langer Kanal, der entlang eines Hanges verlief und zu einer 750 m Beton- bzw. Stahldruckrohrleitung führte. Der Kanal wurde in weichem Ignimbrit ausgehoben (Gestein aus vulkanischen Eruptionen) und mit einer Art vulkanischen Tons ausgekleidet.

Die braune Asche trocknete und riss während den Bauarbeiten, doch schlossen sich die Risse wegen ihrer unüblichen Charakteristik nicht, als der Kanal geflutet wurde. Deshalb sickerte Wasser in die darunter gelegene Ignimbritschicht. Als diese Leckagen nun sichtbar wurden, zog man perforierte Rohre ein, um den Hangfuß zu dränagieren. Dies verschleierte das Problem und verstärkte es darüber hinaus, indem das versickerte Wasser Hohlräume im Füllmaterial verursachte.



Bild 4.8: Versagensauswirkungen

Einen Tag nach dem offiziellen Eröffnungstag der Anlage stürzte ein großer Kanalabschnitt plötzlich ein. Bild 4.8 veranschaulicht das Ausmaß der Katastrophe. Viele Möglichkeiten wurden untersucht und schließlich entschieden, dass die einzige annehmbare Option war, den eingestürzten Kanalabschnitt durch eine 1100 m lange Rohrleitung zu ersetzen. Dies verlängerte die Druckleitung von 750 m auf 1850 m und erforderte eine Reduktion des Druckstoßes, da die ursprüngliche Betonleitung nur begrenzt dem Überdruck standhalten konnte.

Es war notwendig, die Entlastungsverschlüsse und die Einlaufverschlüsse derart zu modifizieren, dass nur eine 3%-ige Drucksteigerung unter schlechtesten Bedingungen möglich war. Ein Wasserschloss stand nicht zur Wahl, da der Untergrund keine Zusatzlasten mehr aufnehmen

konnte. Glücklicherweise war der Turbinenhersteller sehr kooperativ und vertraute auf die Fähigkeit seiner Überdruckventile, den Druckanstieg auf 3% zu begrenzen; - was sie auch taten. Die Umstrukturierung wurde vorzeitig und unter dem veranschlagten Budget fertiggestellt.

Wir haben gelernt:

- die Charakteristika vulkanischen Materials sind hochvariabel und oft unerwünscht;
- wenn ein Kanal leckt, soll man sicherstellen, dass die Problemstellung völlig verstanden wird, bevor die Reparaturarbeiten beginnen
- wenn die Alternative ist, eine Anlage nach deren Versagen aufzugeben, erwägen Sie das scheinbar unmögliche – es ist nicht mehr viel zu verlieren!



Bild 4.9: Das La Marea Speicherbecken

La Marea Kanalversagen (Spanien)

Die La Marea Anlage ist mit einer Francis Spiralturbine mit einer installierten Leistung von 100 kW bei einem Durchfluss von 1.3 m³/s und einer Fallhöhe von 100 m ausgestattet. Wie in Abb. 4.11 gezeigt, beinhaltet das Kraftwerkssystem eine Wehranlage zur Wasserentnahme. Diese ist mit einer Fischleiter ausgestattet.

Vom Entnahmebauwerk ausgehend wurde ein offener Kanal als Stahlbetonkastengerinne (3x2 m Querschnitt) errichtet gefolgt von weiteren 600 m geschlossenem Kanal. Am Tunnelauslauf wurde ein Speicherbecken angeordnet, um Wasser für Spitzenlastbetrieb zu speichern. Das Reservoir wurde durch Verpressen eines Sand-Tongemisches errichtet, erwies sich jedoch unglücklicherweise als unzureichend wasserdicht. Von diesem Speicher bringt ein weiterer Kanal, gefertigt aus Betonfertigteilen mit dünnen Stahlplatten-Zwischenlagen, das Wasser zum Einlaufbecken, das 100m oberhalb des Krafthauses angeordnet ist.

Der Kanal verläuft in einem steilen Hang aus stark verwittertem Sandstein. Schwere Regenfälle ergossen sich sowohl während der Bauphase als auch während der Kollaudierung über den Kanal. Unmittelbar nach Öffnung der Einlaufschütze wurde der Speicher gefüllt und das Wasser begann in den Untergrund zu sickern. Der durchnässte Sandstein hielt der Scherspannung nicht stand und ein Erdsturz zerstörte die Ufer des Speichers. (Bild 4.9). Eine große Erdmasse erreichte den Fluss und in weiterer Folge das Meeresufer. Der Speicher wurde durch eine Stahlbetonkonstruktion ersetzt, die bis zum heutigen Tage keinen wirklichen Zweck erfüllte. Später begann die zweite Kanalstrecke und der Fertigteilmabschnitt zu lecken. Der Untergrund sättigte sich und versagte, unfähig der Scherspannung stand zu halten, in einem kreisförmigen Grundbruch. Ungefähr 200 m Kanal wurden durch eine Niederdruck-Stahlrohrleitung ersetzt, welche bis jetzt zufrieden stellend funktioniert. Die Rohrleitung verläuft unter einem Tagesspeicher, abgedichtet durch eine Kunststofffolie und mündet letztlich in das Einlaufbecken. Wir haben gelernt:

- Angewitterter Sandstein ist Erdsturz gefährdet, speziell bei Hangneigungen über 35°
- Triebwasserkanäle sollten derart ausgeführt werden, dass ihre Wasserdichtheit garantiert ist: alternativ sollte ein Drainagesystem angeordnet werden, damit austretendes Wasser den Untergrund nicht beeinflussen kann.
- Einen offenen Kanal durch eine Niederdruckleitung bei Hanglage zu ersetzen, mag die beste Variante sein, da sie wasserdicht ist und ihre Verankerung am Hang bloß einige verlässlich stabile Punkte voraussetzt.

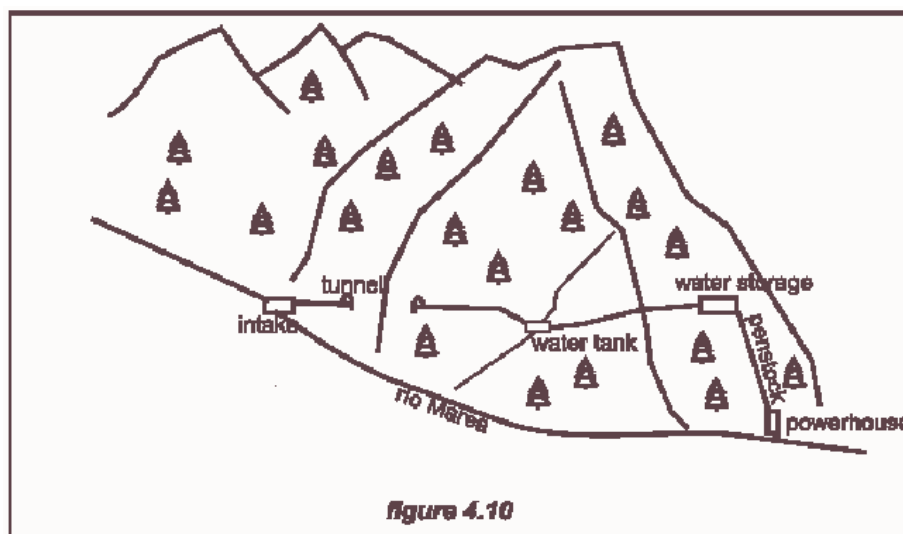


Abbildung 4.10: Schematischer Längenschnitt der La Marea Anlage

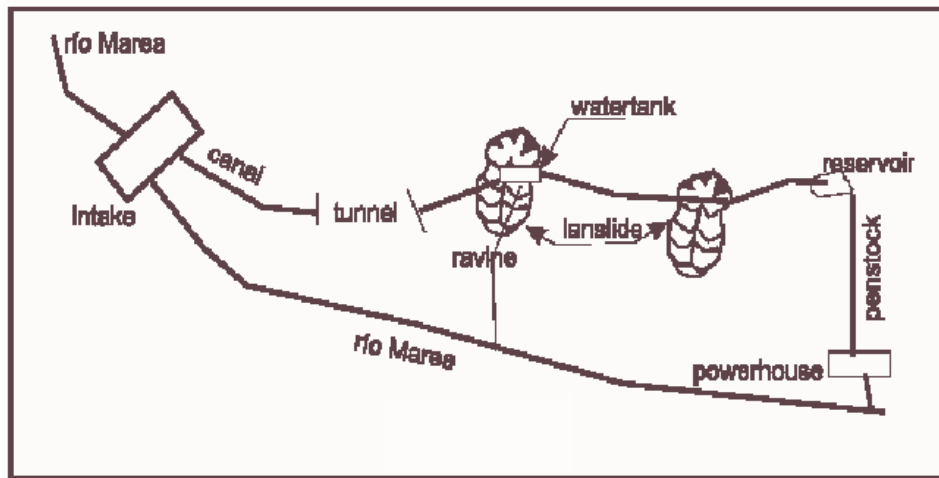


Abbildung 4.11: Planansicht der La Marea Anlage

Undichtheiten und Auswaschung unter einem Wehr (Frankreich)

Dieser Fall behandelt ein kleines Wehr, welches das am weitest stromauf gelegene Bauwerk einer 600 kW Anlage, mit unterirdischem Kanal, Druckrohrleitung und Krafthaus, war. Das Betriebspersonal hatte ein kleines Leck am Fuß des Wehrbauwerkes bemerkt. Das kleine Reservoir wurde entleert und ein Graben ausgehoben, damit die Kontaktfläche zwischen Bauwerk und Fundament untersucht werden konnte. Man fand heraus, dass sich eine Wasserwegigkeit zwischen Ober- und Unterwasserseite des Wehres gebildet hat, das nur auf durchlässigem Boden ohne Dichtwand errichtet worden war. Das Wehr hätte unter diesen Bedingungen aufgrund der Unterspülung des Fundaments nicht mehr lange standgehalten.

Die wichtige Lehre aus diesem Fallbeispiel war der Mangel an geomorphologischen Erhebungen im Vorfeld der Planung sowie unzureichende Aufsicht hinsichtlich Entwurf und Bauablauf.



Bild 4.10: Undichtheiten und Auswaschung unter der Wehranlage



Bild 4.11: Undichtigkeiten und Auswaschung unter der Wehranlage

Der Triebwasserkanal für ein 2 MW Niederdruckkraftwerk

Ein Triebwasserkanal – 5m breit und 500m lang – verläuft entlang eines Flusses. Der Fluss war dafür bekannt, oft rasch ansteigende Hochwasserwellen abzuführen. Eines Tages trat ein Hochwasser auf, das später als 100-jährliches Ereignis berechnet wurde. Als die Flutwelle eintraf, wurde die Turbine abgeschaltet und die Einläufe geschlossen. Der Oberwasserkanal fiel durch mehrere Leckstellen beinahe trocken und der Kanal wurde durch Auftriebskräfte (Foto 4.12) zerstört. In diesem Fall waren die Schlüsselpunkte Hydraulik, Stabilität der Konstruktion und Entwurf.



Bild 4.12: durch Auftrieb zerstörter Kanal

Es gibt viele weitere Fälle, die beschrieben werden könnten, um die Auswirkung von Fehlbeurteilungen während der Entwurf- oder Bauphase aufzuzeigen. Diese Fallbeispiele zeigen die große Anzahl und Vielfalt der Parameter, die zum Versagen verschiedener Bauteile führen können. Unerfreulicherweise ist es hinlänglich bekannt, dass Entwurf, Bau und Bauaufsicht oftmals von Firmen ausgeführt werden, die zwar billiger anbieten, jedoch wenig Erfahrung mit Wasserbauten haben.

1 Von Luigi Papetti (Studio Frosio), Jonas Rundqvist (SERO) and Celso Penche (ESHA)

5.	Wasserbauten.....	103
5.1.	Einleitung.....	103
5.2	Wehr / Sperrenbauwerk	103
5.2.1	Staudämme	105
5.2.2.	Staumauern.....	106
5.2.3	Andere Typen von Sperrbauwerken	108
5.2.4.	Belastung und Stabilität für Staumauern.....	109
5.2.5.	Sperrensicherheit	110
5.3.	Wehre und Hochwasserentlastungen	111
5.3.1.	Das Wehr.....	112
5.3.2	Regulierbarer Überfall.....	114
5.3.3	Weitere Überfallbauwerke	115
5.4	Konstruktionen zur Energieumwandlung	120
5.5	Entnahmebauwerke.....	121
5.5.1	Allgemeines.....	121
5.5.2	Arten der Wasserentnahme	121
5.5.3	Fallhöhenverluste.....	126
5.5.3	Rechen	127
5.5.4	Wirbelbildung	131
5.6	Sandfänge	132
5.6.1	Allgemeines.....	132
5.6.2	Wirksamkeit von Sandfängen	133
5.6.3	Entwurf.....	134
5.7	Verschlüsse und Ventile	135
5.8	Offene Triebwasserkanäle	139
5.8.1	Entwurf und Dimensionierung.....	139
5.8.2	Aushub und Standfestigkeit	144
5.9	Druckrohrleitungen	147
5.10	Unterwasserkanal.....	162

LISTE DER ABBILDUNGEN

Abbildung 5.1: Ein Zonendamm mit Kern aus Moränenmaterial	105
Abbildung 5.2: Typische Geometrie für eine Bogenstaumauer und eine Gewölbemauer	113
Abbildung 5.3: zeigt ein Beispiel einer gemauerten Sperre mit einer oberwasserseitigen Mauer	109
Abbildung 5.4: typische Holzsperrn	109
Abbildung 5.5: Kräfte, die auf die Staumauer einwirken	110
Abbildung 5.6: feste und bewegliche Entlastungsbauten	112
Abbildung 5.7: Abflusscharakteristika von Wehren	113
Abbildung 5.8: Wehranordnungen	114
Abbildung 5.9: Abflusscharakteristika regulierbarer Wehre	115
Abbildung 5.10: gelenkig gelagerte eingesetzte Dammbalken	116
Abbildung 5.11: Schlauchwehr	117
Abbildung 5.12: Schematische Darstellung eines Heberüberfalls	119
Abbildung 5.13: Schematische Darstellung eines Schacht- oder Trichterüberfalls	119
Abbildung 5.14: Labyrinth Wehr	120
Abbildung 5.15: Sekundärströmung in Flusskrümmungen	123
Abbildung 5.16: Typischer Entwurf einer Seitenentnahme	123
Abbildung 5.17: Sekundärströmung entlang des Außenbogens einer Flusskrümmung	124
Abbildung 5.18: Das "Tiroler Wehr"	125
Abbildung 5.19: "Französische Sohlentnahme": Ein Kanal im Flussbett überdeckt von einem Rechen	126
Abbildung 5.20: Entwurf eines Schwimmbaumes	128
Abbildung 5.21: Formel zur Berechnung der Verlusthöhen	129
Abbildung 5.22: Öl-Hydraulik Zylinder	130
Abbildung 5.23: Mindestüberdeckung	132
Abbildung 5.24: Sandfang	133
Abbildung 5.25: Keilschieber	136
Abbildung 5.26: Drosselklappe	137
Abbildung 5.27: Kugelschieber	137
Abbildung 5.28: Kanalentwurf	144
Abbildung 5.29: rechteckiger, bewehrter Betonkanal	144
Abbildung 5.30: Material zur Böschungssicherung	145
Abbildung 5.31: Druckrohrleitung	147
Abbildung 5.32: Druckrohrleitung mit Festpunkten und Dilatationen	149
Abbildung 5.33: Verbindungen bei Stahlrohren	150
Abbildung 5.34: Energieverlust	152
Abbildung 5.35: Reibungs- und Turbulenzverluste	153
Abbildung 5.36: Wasserschloss	169
Abbildung 5.37: Druckstoßhöhe in Abhängigkeit von der Zeit	160

LISTE DER TABELLEN

Tabelle 5.1: Entnahmekarakteristika	122
Tabelle 5.2: Hydraulische Parameter für gebräuchliche Kanalquerschnitte	140
Tabelle 5.3: Optimale Profile für unterschiedliche Kanalquerschnitte	141
Tabelle 5.4: Verschiedene Materialkarakteristika	150

LISTE DER BILDER

Bild 5.1: Beispiele von Gewichtsmauern (RCC) und Pfeilerkopfmauern	105
Bild 5.2: Beispiel einer Bogenstaumauer	106
Bild 5.3: Bruch eines kleinen Dammes, der Bruch und die Überflutung stromabwärts	110
Bild 5.4: Rundkroniges Wehr	114
Bild 5.5: gelenkige Dammbalken	116
Bild 5.6: Schlauchwehr mit Stahlplatte	117
Bild 5.7: Sicherheitsverschluss von Hydroplus	118
Bild 5.8: Sohlentnahme	125
Bild 5.9: Vorgefertigter Schwimmbaum	129
Bild 5.10: Teleskop Hydraulikzylinder	130
Bild 5.11: Windwerkmechanismus	136
Bild 5.12: Hydraulischer Zylinder	137
Bild 5.13: Große Drosselklappe	138
Bild 5.14: Hydraulisch bedienbare Drosselklappe	138
Bild 5.15: Segmentwehr (links) und Einbausituation des Segmentes zwischen Betonpfeilern	139
Bild 5.15: Kanal in der Cordinañes Anlage	145
Bild 5.16: Seitlicher Überfall (Streichwehr)	146
Bild 5.17: Auftrieb	146
Bild 5.18: Gerinne	146
Bild 5.19: Freie Strahlentlastung durch bypass	160

5. WASSERBAUTEN¹

5.1. Einleitung

Eine Wasserkraftanlage beinhaltet eine Vielzahl von Bauwerken, deren Entwurf vom Anlagentyp, den lokalen Verhältnissen, der Verfügbarkeit des zu Baumaterials und lokalen Bautraditionen des jeweiligen Landes oder einer Region abhängig ist.

Folgende Bauwerke gehören üblicherweise zu einer Wasserkraftanlage:

- Ausleitungsbauwerk:
 - Wehr / Sperrenbauwerk
 - Hochwasserentlastung
 - Energieumwandlungsbauwerk (z.B. Tosbecken)
 - Fischaufstiegshilfen
 - Vorkehrungen zur Restwasserdotation

- Triebwasserleitungssysteme:
 - Entnahmen / Einlaufbauwerk
 - Triebwasserkanäle
 - Stollen
 - Druckrohrleitungen
 - Krafthaus

Aspekte des Entwurfs und allgemeine Lösungsvorschläge für diese Bauwerke werden im Folgenden beschrieben.

5.2 Wehr / Sperrenbauwerk

Sperrenbauwerke und Wehre dienen in erster Linie zur Ausleitung des Flusses in ein Wassertransportsystem, das letztlich zum Krafthaus führt. Wehre / Sperren vergrößern außerdem die Fallhöhe und bieten unter Umständen Speicherkapazitäten. Die Wahl des Sperrentyps hängt überwiegend von den lokalen topographischen und geotechnischen Bedingungen ab. Falls zum Beispiel kein gesunder Fels innerhalb angemessener Aushubtiefe ansteht, sind starre Konstruktionen wie z.B. Betonsperren schwer zu bauen. Andererseits kann es in engen Tälern schwer sein, Platz für eigene Hochwasserentlastungsanlagen zu finden. Ebendort sind Betonsperren die naheliegende Wahl, da sie die Möglichkeit bieten, Hochwasserentlastungen, und ähnliches im Bauwerk zu integrieren.

In nordischen Ländern hat die Eiszeit unzählige weite, offene Täler und eine Fülle von Moränenmaterial zurückgelassen. Nicht verwunderlich also, dass der Großteil der Dämme Staudämme mit einem Kern aus Moränenmaterial sind. Südlich der Alpen gibt es nicht genügend natürliche Tonvorkommen, die für Dammkerne geeignet sind. Zudem spricht die Topographie an vielen Standorten für Staumauern.

Laut ICOLD (International Committee of Large Dams) wird ein Damm dann als klein bezeichnet, wenn seine Höhe – gemessen vom Niveau des Fundaments bis zur Dammkrone- nicht mehr als 15 m, seine Dammkronenlänge weniger als 500 m und das Speichervolumen weniger als 1 Mio. m³ beträgt.

Diese Parameter können vor allem während der komplizierten Bewilligungsverfahren, die mit dem Bau eines großen Dammes einhergehen, an Wichtigkeit gewinnen.

Weltweit sind Staudämme gebräuchlicher – teilweise aufgrund folgender Charakteristika:

- Sie können an einen weiten Bereich verschiedener Untergrundbedingungen angepasst werden
- beim Bau wird natürliches Material verwendet, das oftmals vor Ort gewonnen werden kann und deshalb lange Transportwege vermeidet.
- Der Bauablauf kann ohne Unterbrechung und hochmechanisiert durchgeführt werden.
- Die Bauart ist sehr flexibel in der Wahl der verschiedensten Füllmaterialien.

Nachteile von Staudämmen sind, dass diese bei Überströmung, Durchsickerung und innerer Erosion im Dammkörper und im Fundament sehr empfindlich sind. Es gibt auch eine höhere Versagensrate unter den Staudämmen verglichen zu den Staumauern.

Staumauern haben andererseits jene Nachteile, die den Vorteilen der Staudämme entsprechen:

- Sie benötigen spezielle Bedingungen hinsichtlich ihrer Gründung
- Sie benötigen die Aufbereitung von natürlichem Material als Zuschlagstoffe an der Baustelle, den Transport von großen Mengen an Zement und zudem ist der Bauablauf sehr arbeitsaufwendig und mit Unterbrechungen verbunden, was letztlich zu höheren Kosten führt.

Andererseits haben Staumauern einige Vorteile:

- sie sind für die meisten topographischen Verhältnisse geeignet – sowohl für weite als auch für enge Täler, vorausgesetzt die Untergrundbedingungen sind akzeptabel.
- sie sind bei Überströmung nicht sehr empfindlich
- der Hochwasserüberlauf kann an der Dammkrone angeordnet werden – gegebenenfalls sogar über die gesamte Länge der Dammkrone
- Kammern oder Gänge für Drainage, Verrohrung und Nebenarbeiten können leicht im Mauerkörper untergebracht werden
- Das Krafthaus kann am Fuße der Staumauer situiert werden.

Die Entwicklung des „Concrete Faced Rockfill Dam“ (CFRD) gleicht viele Nachteile von Dichtkern-Dämmen aus. Vor allem die Gefahr der Durchsickerung und der Erosion werden verhindert und die Abhängigkeit von gutem Kernmaterial wird beseitigt.

Die Entwicklung von „Roller Compacted Concrete Dams“ (RCC-dams) ermöglicht einen unterbrechungslosen, voll mechanisierten Bauvorgang bei relativ geringen spezifischen Kosten. Neue große Dämme entsprechen zumeist dem CFRD oder RCC Design.

5.2.1 Staudämme

Homogene Dämme:

Diese Dämme werden vor allem für niedrige Stauhöhen (< 4 m) und oft als Sekundärdamm verwendet. Aus Sicherheitsgründen wird fast immer eine Art von Entwässerung vorgesehen.

Zonendämme:

Diese werden für Höhen ab 4 m verwendet. Die Konstruktionen sind sehr sensibel in ihrer technischen Gestaltung und Ausführung. Aus diesem Grund ist es ratsam, sehr kompetente Berater hinzuzuziehen. Die Auftragnehmer benötigen auch meist sehr erfahrene Bauaufsichtingenieure. Kritische Bereiche dieser Dämme sind der Kern, die Übergangszonen (Filter), die den Kern umgeben und die Entwässerungskapazität am Dammfuß. (vgl. Abb. 5.1)

Staudämme mit Dichtungsschichte:

Diese dichten Schichten können sehr unterschiedlich sein und entweder auf der Wasserseite des Staudammes oder vertikal im Zentrum des Staudammes angebracht sein. Die Dichtschichten werden aus Beton (wie bei CFRD), Asphalt (norwegischer Typ) oder in Form einer Geomembran auf der Wasserseite angeordnet.

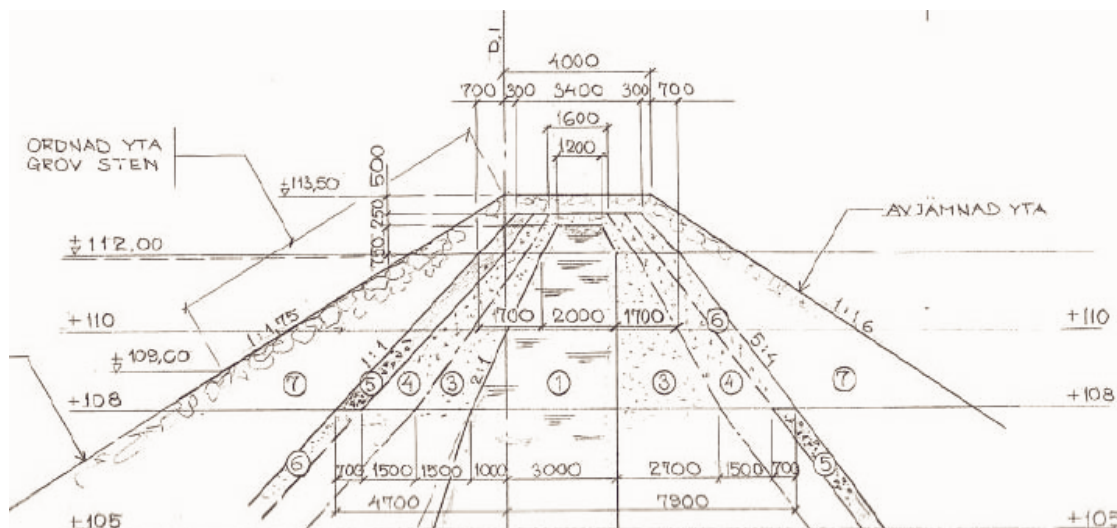


Abbildung 5.1 Ein Zonendamm mit Kern aus Moränenmaterial

Staudämme werden häufig nach ihrem Füllmaterial kategorisiert, zum Beispiel in Steinschüttdämme oder Erdschüttdämme.

5.2.2. Staumauern

Grundsätzlich werden Staumauern nach ihrer statischen Funktion unterschieden und sind dementsprechend folgenden Gruppen zuzuordnen:

Gewichtsmauern:

Diese sind in ihrer Standsicherheit von ihrer eigenen Masse abhängig. Ihr Querschnitt ist prinzipiell dreieckig, um die angestrebte Stabilität und Belastungsverteilung entlang der Fundamentebene zu gewährleisten. Der obere Teil ist normalerweise rechteckig, um ausreichende Kronenbreiten für Installationen und Transporte zu gewährleisten.

Die Entwurfskriterien beinhalten Stabilitätsanalysen (Gleitsicherheit und Kippsicherheit), Druckkontrolle, Temperaturkontrolle während des Baues, um Risse zu vermeiden, Kontrolle der Auftriebskräfte unter dem Damm, usw. Bild 5.1 zeigt eine Gewichtsmauer, die nach RCC gebaut wurde (linkes Foto). Man beachte die charakteristische luftseitige Abtreppung.

Pfeilerkopfmauern:

Derartige Mauern bestehen aus durchgehenden oberwasserseitigen Flächen, die durch Strebepfeiler in regelmäßigen Abständen gestützt werden. Die Wasserseite ist üblicherweise über vertikale Dilatationen unterteilt, wobei jedes „Segment“ durch einen Stützpfiler gehalten wird. Der Querschnitt ist dreieckig und somit dem einer Gewichtsmauer ähnlich.

In kälteren Klimaten kann die Oberfläche durch Gefrieren des im Beton enthaltenen Wassers diesen zerstören. Aus diesem Grund sind Pfeilerkopfmauern in derartigen Regionen oftmals luftseitig entlang der Stützpfilerkontur abgedeckt, um die „Innentemperatur“ zu erhöhen. Das rechte Bild in Photo 5.1 zeigt ein Beispiel einer Pfeilerkopfmauer. Man beachte, dass auch die Hochwasserentlastung eine Pfeilerkopfkonstruktion ist.

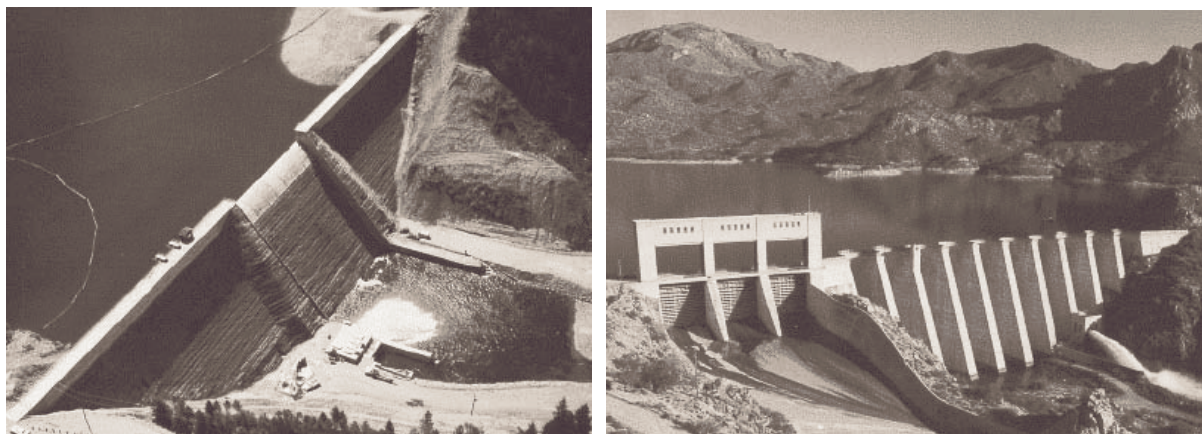


Bild 5.1: Beispiele von Gewichtsmauern (RCC) und Pfeilerkopfmauern

Bogen und Gewölbemauern

Derartige Mauern funktionieren statisch als horizontale Bögen, die den Wasserdruck überwiegend über die oberwasserseitige Fläche in die Mauerflanken als in das Fundament

ableiten. Bogenstaumauern können entweder mit konstantem Radius über die Dammhöhe oder mit variablem Radius (Gewölbemauern) gebaut werden. Bogenstaumauern mit konstantem Radius haben einen vertikalen und „geraden“ Querschnitt. Diese Konstruktion ist meist starken vertikalen Belastungen ausgesetzt, da die Deformierung des Dammes meist im vertikalen Zentrum de Dammes am Größten ist. Dies erfordert eine sehr starke Bewehrung, um Risse und Lecks zu vermeiden.

Eine Gewölbemauer ist derart konzipiert, dass ausschließlich Druckkräfte in alle Richtungen und in allen Segmenten auftreten. Daher muss der Krümmungsradius über die gesamte Mauerhöhe hinweg variieren – so entsteht der gekrümmte, vertikale Querschnitt.

Die Bogenstaumauern und Gewölbemauern sind strukturell effizient und reduzieren die benötigten Betonkubaturen gewaltig. Ein enger Talquerschnitt und ein massiver Felsuntergrund in den Flanken sind jedoch unumgänglich. Bild 5.2. zeigt ein Beispiel einer Bogenstaumauer. In Abb. 5.2 sieht man die typische Geometrie für eine einfach gekrümmte Bogenstaumauer, in Vergleich dazu eine doppelt gekrümmte Gewölbemauer.



Bild 5.2: Beispiel einer Bogenstaumauer

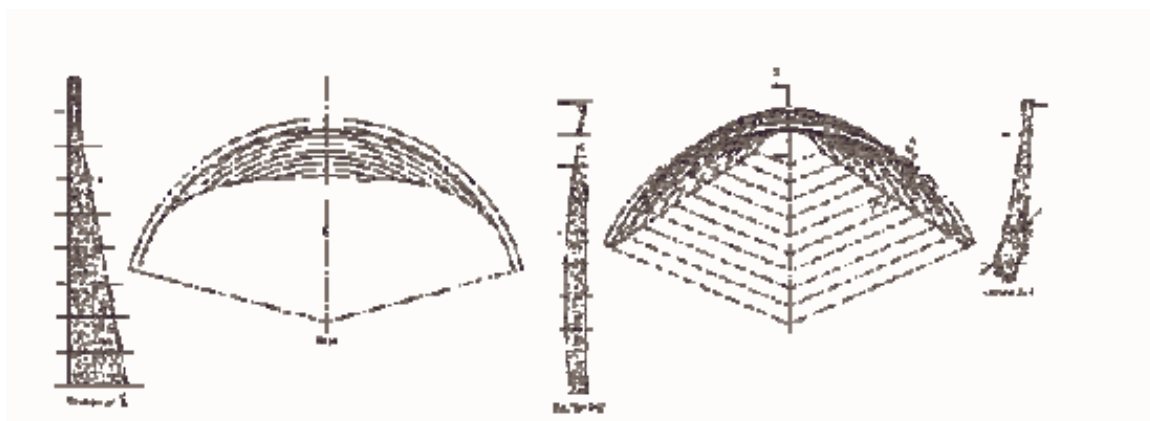


Abbildung 5.2: Typische Geometrie für eine Bogenstaumauer und eine Gewölbemauer (einfach gekrümmte Bogenstaumauer zur linken)

5.2.3 Andere Typen von Sperrbauwerken

Eine andere Art der Staumauer ist der Hochwasserentlastungsdamm, entweder mit oder ohne Regulierorgan.

Ein regulierter Damm mit breiter Hochwasserabflußsektion ist, verglichen mit der Dammhöhe oft so gebaut, dass er wie eine Pfeilerkopfmauer funktioniert. – hingegen wirken höhere Hochwasserentlastungsdämme mit relativ kleinen Abflussöffnungen normalerweise als Gewichtsmauer.

Ein unregulierter Überfall ist oft ein Wehr für niedrige Stauhöhen. Wehre und Entlastungen werden nachfolgend genauer beschrieben.

Eine alte, nach wie vor existierende Art des Staubauwerkes ist die gemauerte Sperre. Diesen Typ gab es hauptsächlich während der frühen Industrialisierung. Es wurden die damals üblichen Bautechniken angewendet. Die gemauerte Sperre fungierte als den Wasserdruck tragendes Element. Die Wasserdichtheit wurde entweder durch vertikale Holzverkleidung an der oberwasserseitigen Front oder durch Auffüllen von dichtendem Erdmaterial oberwasserseits der Mauer erreicht. In vieler Hinsicht ähneln diese Dämme dem CFRD, eine weitere Entwicklungsstufe von Staudämmen, und sie teilen eine Vielzahl vorteilhafter Charakteristika.

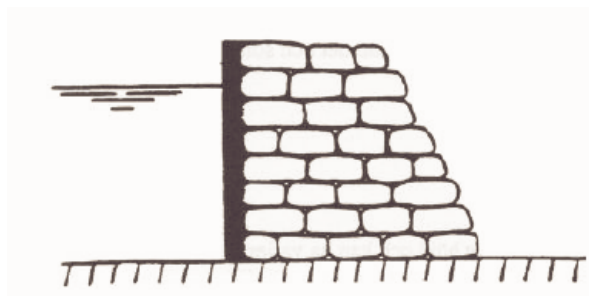


Abbildung 5.3: zeigt ein Beispiel einer gemauerten Sperre mit einer oberwasserseitigen Mauer.

Holzsperrren: Diese Bauart gibt es noch immer obwohl sie wegen ihrer kurzen Lebensdauer immer seltener wird. Holzsperrren wurden auf zwei verschiedene Arten gebaut – wie in Abb. 5.4 gezeigt.

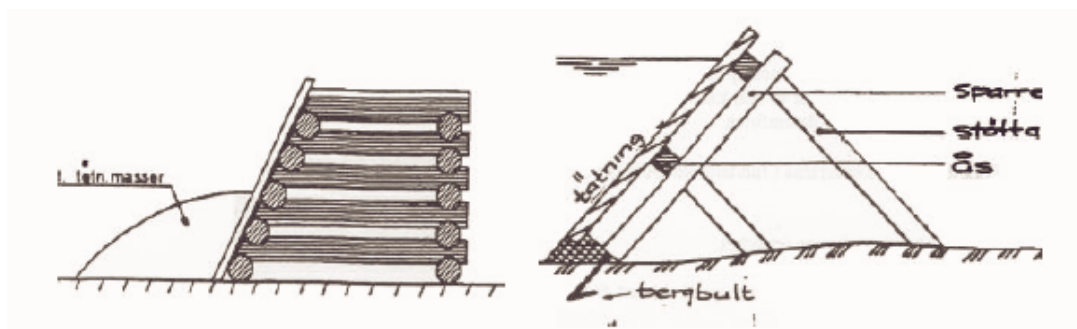


Abbildung 5.4: typische Holzsperrren

5.2.4. Belastung und Stabilität für Staumauern

In Abbildung 5.5 werden typische Belastungen für Staumauern gezeigt. H zeigt horizontale und V vertikale Belastungen.

Horizontale Belastungen sind:

1. lateraler Wasserdruck
2. Erddruck und Druck abgelagerter Sedimente
3. Eisdruck
4. Last von schwimmenden Objekten und Geröll
5. Stromabwärts/nachgelagerter Wasserdruck
6. Dynamische Erdbebenbelastung
7. steigender dynamischer Wasserdruck während Erdbeben.

Vertikale Belastungen sind:

1. Sperreneigengewicht
2. oberwasserseitige Wasserauflast
3. Auftriebskräfte (Porenwasserdruck)
4. Dynamische Belastung durch Erdbeben.

Außerdem gibt es eine kleine vertikale Belastung, die dem Gewicht des Wassers auf der geneigten luftseitigen Böschung entspricht.

Das Verständnis für den Auftriebsdruck und dessen Wichtigkeit für Gewichtsmauern hat stetig zugenommen. Die Existenz des Auftriebsdruckes war bis zum Anfang des 20. Jahrhunderts nicht bekannt. Bei den ersten gemauerten Gewichtsmauern, wurde Auftriebsdruck im Wesentlichen durch die effiziente Entwässerung eliminiert, die durch die poröse Struktur des Mauerwerks gegeben war. Als das Mauerwerk durch Beton ersetzt wurde aber weiterhin dieselbe Dimensionierung angewendet wurde, führte dies in vielen Fällen zum Dambruch.

Moderne Staumauern haben nun Entwässerungsgalerien in Form von Bohrlöchern im Felsuntergrund. Die Anbringung von Dichtschirmen reduziert die Durchsickerung des Untergrundes. Diese Maßnahmen können zwar sehr effizient sein, erfordern jedoch Wartung. Staumauern, die vor 1980 gebaut wurden, weisen oft Schwächen auf, weil sehr optimistische Annahmen bezüglich Auftriebsdruck und der Effektivitäten allfälliger Gegenmaßnahmen getroffen wurden.

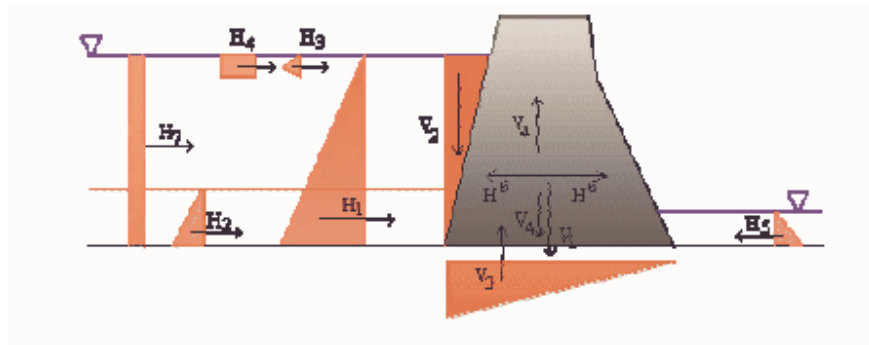


Abbildung 5.5: Kräfte, die auf die Staumauer einwirken

Staumauern sind gebaut für:

- Stabilität gegen Rotation und Kippen
- Stabilität gegen Gleiten und Rutschen
- Überdruck und Materialversagen

5.2.5. Sperrensicherheit

Talsperren wurden als jenes menschengeschaffene Bauwerk identifiziert, das bisher die meisten Menschenleben gefordert hat. Gefahren des Sperrenbruchs wurden meist in Zusammenhang mit großen Sperren oder Speicherbecken gebracht, aber je nach Standort und Umständen können auch kleinere und mittelgroße Sperren gefährlich werden. Aufgrund ihrer großen Anzahl stellen sie tatsächlich eine Gefahr für Gesundheit und Umwelt dar. Beispielsweise in Schweden war die einzige Katastrophe von einem nur 4 Meter hohen Damm ausgelöst worden. Bild 5.3 zeigt 2 Bilder dieses Vorfalls. Das linke zeigt den Bruch und das rechte zeigt die Schäden stromabwärts.

Um potentiell gefährliche Sperren zu identifizieren, verwenden die meisten Ländern nun ein Klassifikationssystem für Sperren, das die Besitzer auch zur Anwendung verpflichtet. Das Gefahrenniveau wird beschrieben und subjektiv als niedrig, bedeutend oder hoch eingestuft (USACE 1975).

Die Sperrensicherheit kann jedenfalls durch die Implementierung eines Beobachtungssystems, Betriebsanalyse und regelmäßige Inspektionen wesentlich erhöht werden.



Bild 5.3: Bruch eines kleinen Damms, der Bruch und die Überflutung stromabwärts.

5.3. Wehre und Hochwasserentlastungen

Ein Sperrenbruch kann stromabwärts ernsthaften Schaden verursachen. Während der Lebenszeit einer Sperre sind unterschiedliche Abflusszustände zu erwarten. Eine Sperre muss fähig sein, ohne Probleme Abflüsse, die das normale Maß wesentlich übersteigen, abzuführen. Aus diesem Grund werden genau geplante Hochwasserentlastungsanlagen als Bestandteil in Wehre und Sperren eingebaut. Aufgrund hoher Fließgeschwindigkeiten des Wassers wird normalerweise irgendeine Art der Energieumsetzung am Fuße der Entlastungsbauwerke angebracht.

Der Großteil aller Kleinwasserkraftwerke sind Laufkraftwerke, wobei zur Energieerzeugung jene Abflüsse genutzt werden, die höher sind als der für den Betrieb Turbine notwendige Mindestabfluss. In derartigen Anlagen werden niedrige Wehrbauwerke im Flussbett errichtet, um den notwendigen Kraftwerksdurchfluss auszuleiten, während der Rest des Wassers im Flussbett weiterfließt. Diese Bauwerk ist als „Wehr“ bekannt, dessen Rolle es nicht ist, Wasser zu speichern, sondern nur die Wasserspiegellage anzuheben, um der Zufluss zum Entnahmebauwerk zu ermöglichen.

Wehre und Überläufe können in feste und bewegliche Bauteile unterschieden werden (Abb. 5.6). Kleinere feste Bauten werden normalerweise als Wehre bezeichnet, während größere Bauten Überläufe genannt werden. Überläufe werden wiederum je nach Beweglichkeit (fest oder beweglich) in unregulierte und regulierte Entlastungen unterteilt. Der unregulierte Überlauf ist eigentlich ein großes Wehr.

Fixe Staubauwerke wie Wehre und ungesteuerte Überläufe haben den Vorteil der Sicherheit, Einfachheit, leichte Instandhaltung und sind außerdem sehr kosteneffizient. Sie können jedoch das Wasserniveau nicht regulieren. Aus diesem Grund variieren die Wassertiefe und die Energieproduktion als Funktion des Durchflusses. Bewegliche Stauwerke können den Wasserspiegel regulieren sodass er mehr oder weniger konstant bleibt. Je nach der Konstruktionsform der Verschlüsse und der Abflusskapazität sind sie manchmal sogar fähig, akkumulierte Sedimente stromabwärts weiter zu transportieren. Diese Bauten sind normalerweise teurer im Bau als auch in der Wartung als fixe und sie sind auch komplizierter zu bedienen.

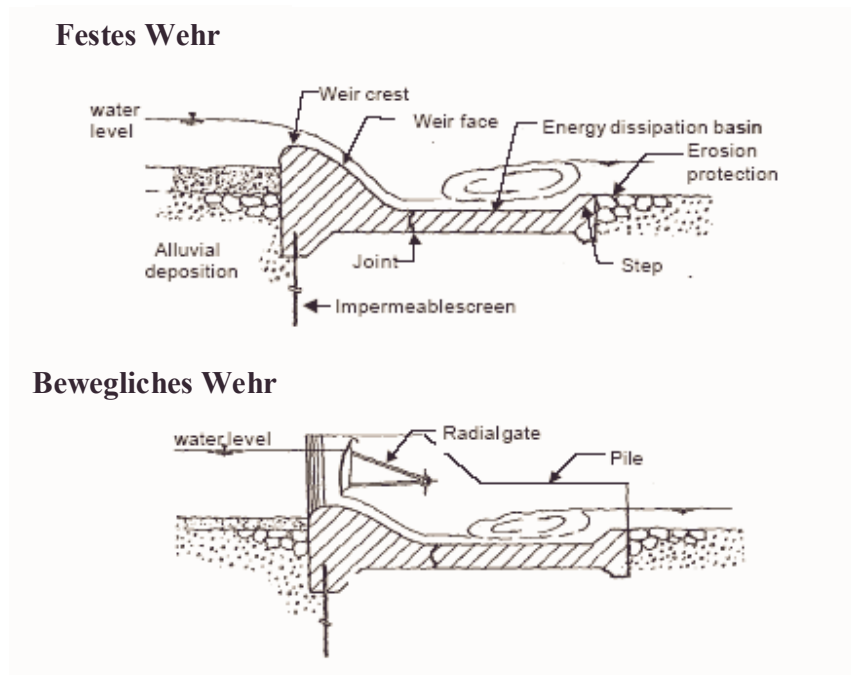


Abbildung 5.6: feste und bewegliche Entlastungsbauten

5.3.1. Das Wehr

Wehre können normal, schräg oder längs zur Flussachse errichtet werden. Meist wird die Dammkrone geradlinig und normal auf die Flussachse errichtet. Bei relativ niedrigem Unterwasserspiegel kontrolliert das Wehr den Abfluss und definiert die Beziehung zwischen Oberwasserspiegel und Durchfluss. Je nach Art des Wehres ergeben sich unterschiedliche Abflussverhältnisse, wie in Abb. 5.7 verdeutlicht ist.

Eine scharfkantige Wehrkrone ist leicht zu bauen und relative kosteneffizient. Der Abfluss ist durch den Koeffizienten C_d definiert. Spezielle Aufmerksamkeit muss man der Form der unterwasserseitigen Wehrausbildung schenken, um genügend Belüftung zwischen der untersten Wasserlamelle des Wasserstrahls (Wasserfilm, der über das Wehr streicht) und dem Bauwerk zu erhalten. Haftet die untere Lamelle des Wasserkörpers am Bauwerk, können Vibrationen vom fließenden Wasser auf das Bauwerk übertragen werden.

Das breitkronige Wehr wird oft für Bauten von temporärer Verwendung oder von zweitrangiger Bedeutung errichtet, wie z.B. im Fall einer temporären Strömungsumleitung. Seine Ausführung ist einfach und kosteneffizient. Die hydraulischen Bedingungen sind weit vom Optimum entfernt, was sich durch einen niedrigen Überfallbeiwert, durch Unterdruck entlang der Wehrkrone und an dessen Unterwasserseite bemerkbar macht. Der Abfluss hängt von der Form des Baues ab.

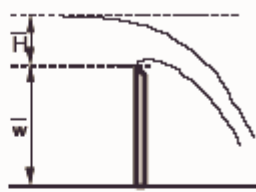
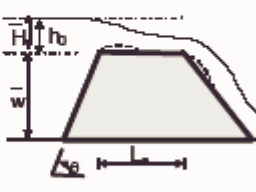
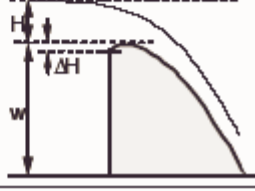
Type	Design	Discharge relationship	Characteristics
Scharfkantiges Wehr		$Q = b \cdot \bar{C}_d \cdot H^{3/2} \cdot \sqrt{2g}$ $\bar{C}_d = 0.42$	Einfacher Entwurf, kostengünstig
Breitkroniges Wehr		$Q = b \cdot c_e \cdot \bar{C}_d \cdot H^{3/2} \cdot \sqrt{2g}$ $\bar{C}_d, \text{mean} = 0.42$ $c_e = 1 - \frac{2 \sin \theta}{9(1 + \xi_e^4)}$ $\xi_e = \frac{H - w}{L_e}$	Einfacher Entwurf, Unterdrücke an der Krone kostengünstig
Rundkroniges Wehr		$Q = b \cdot C_{dD} \cdot H^{3/2} \cdot \sqrt{2g}$ $C_{dD} = 0.494$ $(\text{for } H = H_D)$	Höchster Abfluß, teurer

Abbildung 5.7: Abflußcharakteristika von Wehren

Das gekrümmte Wehr ist die hydraulisch günstigste Lösung, die den höchsten Überfallbeiwert erreicht. Seine gekrümmte Form ist von jenen Strömungslinien abgeleitet, die beim theoretischen Überfall H_D vorhanden wären. Bei höherem oder niedrigerem Abfluss entstehen Über- oder Unterdruck entlang der Unterwasserseite. Ist der Abfluss weit größer als die Entwurfswerte, können diese Unterdrücke Kavitation und Schäden an der unterwasserseitigen Betonoberfläche verursachen. Glücklicherweise belegen aktuelle Studien, dass keine Strahlablösung auftritt, solange $H > 3 H_D$ ist. Die US Waterways Experimental Station hat eine Reihe von Profilen zur Verfügung gestellt, die mit den Dimensionen der derzeitigen Prototypen übereinstimmen. Das exakte Verhältnis zwischen dem Überfallbeiwert und dem Verhältnis H/H_D kann bei Sinniger & Hager (1989) gefunden werden.

Ist der Unterwasserspiegel gleich hoch oder höher als die Wehrkrone, wird der Überfall immer stärker rück gestaut und der Abfluss nimmt ab. Falls Pfeiler vorhanden sind, wird der Abfluss von der Form und den Dimensionen der Pfeiler abhängig sein. All diese Aspekte beeinflussen die Funktionsfähigkeit des Überfalls und sind wichtig für einen detaillierten und korrekten Entwurf. Der Leser wird an bekannte Arbeiten auf diesem Gebiet verwiesen, wie z.B. Sinniger & Hager (1989).



Bild 5.4. Rundkroniges Wehr

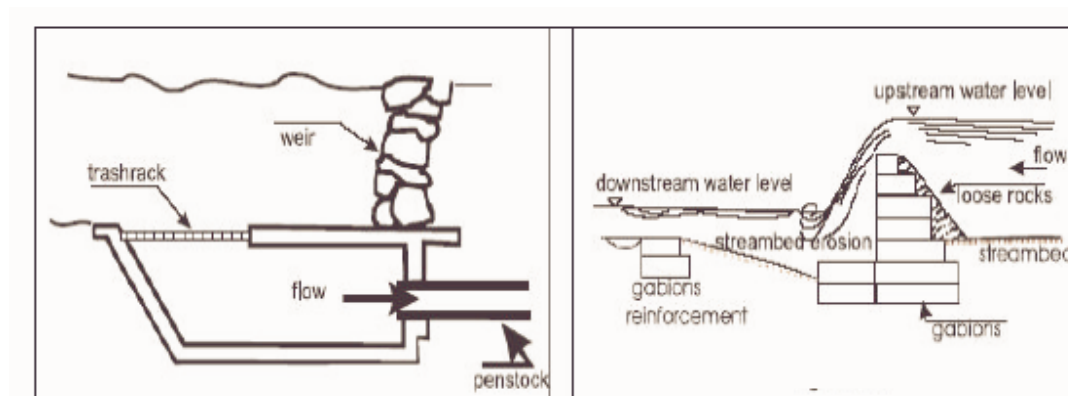


Abbildung 5.8: Wehranordnungen

5.3.2 Regulierbarer Überfall

Die Anordnung von beweglichen Elementen an Sperren oder Wehren erlaubt es, die Abflussverhältnisse zu kontrollieren, ohne den Wasserspiegel zu verändern. Dies wird durch Verschlüsse erreicht, die derart konzipiert sind, dass bei völliger Öffnung (das Bauwerk funktioniert als ob es ein festes Wehr wäre) der Abfluss das Bauwerk passiert, ohne den Oberwasserspiegel merklich zu erhöhen. Der Betrieb eines beweglichen Verschlusses verlangt permanente Instandhaltung und externe Energieversorgung. Allerdings besteht auch das Risiko, dass der Verschluss bei Hochwasser blockiert und geschlossen bleibt.

Die gebräuchlichsten Verschlussstypen sind in Abbildung 5.9 dargestellt. Abhängig vom Verschlussstyp kann die Bewegung rotierend, gleitend oder drehend sein. Der Abfluss am Verschluss hängt nicht bloß vom Verschlussstyp, der relativen Öffnungsweite und dem Neigungswinkel, sondern auch von der Form des tragenden festen Wehres ab.

Type	Position	Design	Discharge relationshi
Flatgate	rectangula canal		$Q = ab \cdot C_d \cdot \sqrt{2g} h_1$ $C_d = C_{d0} \cdot \exp\left[-\frac{a}{2 \cdot h_1} \left(1 - \frac{\delta^2}{b}\right)\right]$ $C_{d0} = 0.98 \cdot \left[\frac{4 + 5 \cdot e^{-0.786}}{9}\right]$
	ogeweir		$\frac{Q_b}{Q_0} = \left[\frac{H_b^2}{H_b} - \left(\frac{H_b - Z_a}{H_b} \right)^2 \right] \cdot \left(\frac{1 + Z_a}{H_b} \right)^{0.5}$ $Q_0 = b C_{dD} H^{3/2} \sqrt{2g}$ $C_{dD} = 0.494$
Sector or radial gate	rectangula canal		$Q = ab \cdot C_d \cdot \sqrt{2g} h_1$ $C_d = C_{d0} \cdot \exp\left[-\frac{a}{2 \cdot h_1} \left(1 - \frac{\delta^2}{b}\right)\right]$ $C_{d0} = 0.96 \cdot \left[\frac{4 + 5 \cdot e^{-0.786}}{9}\right]$
	ogeweir		$Q = H_b \cdot b \cdot G \cdot C_{dg} \cdot \sqrt{2g} H_b$ $C_{dg} = 0.90 \cdot \left(1 - \frac{\beta}{27^\circ}\right) \cdot \left(\frac{H}{H_b}\right)^{0.12}$ $G = \left[1 - \frac{2}{g} \cdot \left(\frac{x_1}{H_b}\right)^{3/2}\right] \cdot \left[\frac{z_1}{H_b} + \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{x_1}{H_b}\right)^{1.85}\right]$ $\beta = \gamma - \alpha$

Abbildung 5.9: Abflusscharakteristika regulierbarer Wehre

Auch für die Form des Verschlusses ist ein detaillierter Entwurf notwendig. Weiters sind die oben erwähnten Abflüsse nur für nicht eingestaute Abflussverhältnisse gültig. Ähnlich wie die festen Wehrkronen werden bewegliche Wehre, wenn der Unterwasserspiegel gleich hoch oder höher als die Wehrkrone liegt, immer weiter eingestaute und die Abflusskapazität nimmt ab. Der Leser ist aufgefordert, in der einschlägigen Literatur auf diesem Gebiet für weitere Informationen nachzulesen.

5.3.3 Weitere Überfallbauwerke

Aufsatzbretter

Um den Wasserspiegel im Staubeereich leicht anzuheben, um eine angemessene Wassertiefe am Entnahmebauwerk zu sichern ohne dabei die Überflutung des oberwasserseitigen Vorlandes zu riskieren, können Aufsatzbretter auf der Wehrkrone angeordnet werden (Abbildung 5.10). Diese sind meistens aus Holz gefertigt und werden von Stahlbolzen gehalten, die in Stahllösen (in Stücke geschnittene Rohre) an der Überfallkrone gehalten werden. Die Aufsatzbretter müssen bei Hochwasser manuell entfernt werden, damit hohe Wasserstände das oberwasserseitige Vorland nicht überfluten. Dies kann unter Umständen sehr schwierig sein. Gelenkig gelagerte Aufsatzbretter sind um einiges leichter zu entfernen.



Abbildung 5.10: gelenkig gelagerte eingesetzte Dammbalken

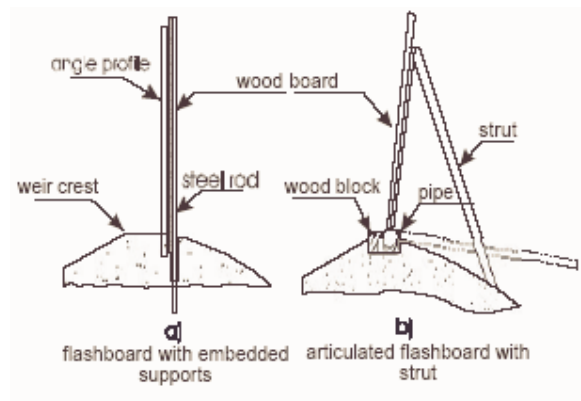


Bild 5.5: gelenkige Dammbalken

Schlauchwehre

Eine andere Methode, geeignet für ferngesteuerten Betrieb ist das Schlauchwehr, das bewehrte Gummischläuche statt Beton, Stahl oder Aufsatzbrettern einsetzt. Dies bietet eine Alternative zu den konventionellen Methoden des Wehrentwurfs, und bietet den Vorteil niedrigerer Errichtungskosten, einfacher Bedienung und minimaler Instandhaltungsarbeiten.

Schlauchwehre sind bewegliche Verschlussorgane, die aus bewehrten Gummischläuchen bestehen, die mit Luft oder Wasser gefüllt sind und durch Ankerbolzen im Fundament verankert sind. Wie jedes andere Verschlussorgan braucht das Schlauchwehr einen Öffnungs- und Schießmechanismus. Das Wehr hebt sich, wenn es unter Druck mit Wasser oder Luft gefüllt wird. Über eine Rohrleitung wird ein Luftkompressor oder eine Wasserpumpe an das Schlauchwehr angeschlossen.

Ist der Schlauch gefüllt, ist der Überfall geschlossen; wird der Schlauch entleert, liegt er flach auf seinem Fundament; der Überfallquerschnitt ist völlig offen. Das System wird wirtschaftlich, sobald die Wehrbreite im Vergleich zur Höhe groß ist. Ist die Handhabung und Betriebssicherheit des Systems eher kritisch, kann der Einsatz von Schlauchwehren substantielle Vorteile gegenüber

konventionellen Systemen bieten. Ein elektronischer Sensor überwacht den Oberwasserspiegel und den Innendruck des Schlauches. Ein Mikroprozessor hält den Wasserspiegel an der Entnahme durch geringe Änderungen des Innendruckes im Schlauch konstant. Um Überflutungen des Umlandes zu vermeiden, kann eine ähnliche Vorrichtung das Wehr derart regulieren, dass ein vordefinierter Oberwasserspiegel eingehalten wird.

Kontrollsysteme für Schlauchwehre können darauf ausgelegt werden, den Stauschlauch vollständig zu entleeren, sollte der Fluss zu plötzlichen Wasserspiegelschwankungen neigen. An üblichen Wehren mit 2 m Höhe und 30 m Breite kann dies binnen 30 Minuten erfolgen. Foto 5.6 zeigt eine neue Art des Schlauchwehres – patentiert von Obermeyer Hydro – bei dem die Gummioberfläche eine Stahlplatte trägt, die als Staubrett fungiert und schnell und leicht im Hochwasserfall bewegt werden kann. Durch die Druckkontrolle im Stauschlauch kann die Neigung der Stahlplatte verkleinert oder vergrößert und somit der Wasserstand kontrolliert werden. Das System bietet einen weiteren Vorteil: der Gummischlauch ist permanent gegen Geschiebe geschützt (Auftrieb verringert das Gewicht des Geschiebes im Wasser und die Strömung kann es leichter stromabwärts transportieren). Eine synthetische Gummilippe, die an je einer Stahlplatte verankert ist, schließt die Lücke zwischen den einzelnen Platten oder einer Platte und dem randlichen Pfeilerbauwerk.

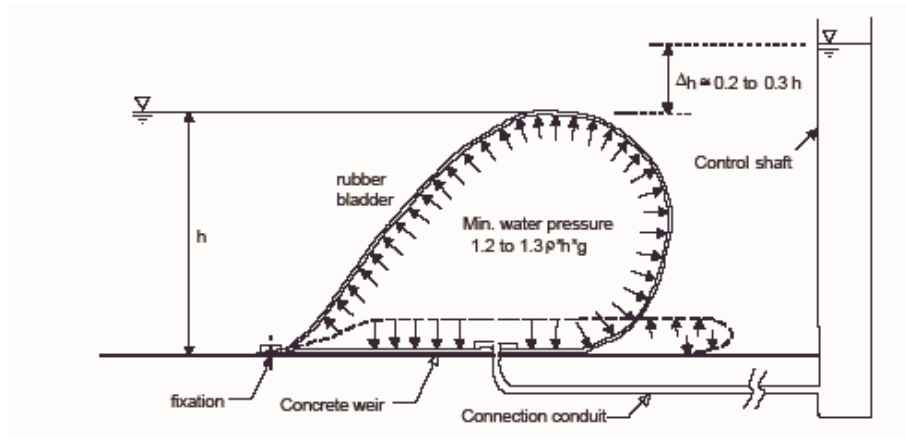


Abbildung 5.11: Schlauchwehr



Bild 5.6: Schlauchwehr mit Stahlplatte

Sicherheitsverschlüsse

In großen Anlagen aber manchmal auch in kleinen ist es ratsam Sicherheitsverschlüsse, wie sie z.B. von Hydroplus hergestellt werden, einzubauen. Im Falle eines extremen Hochwassers, durch das der Wasserstand ein vordefiniertes Niveau erreicht, klappen ein oder mehrere Sicherheitsverschlüsse um (im Grunde zusammenklappbare Konstruktionen), um den Überfallquerschnitt zu vergrößern.



Bild 5.7: Sicherheitsverschluss von Hydroplus

Heberüberfall

Wo die Platzverhältnisse für Überfälle limitiert sind, kann alternativ ein Heber- oder Schachtüberfall angeordnet werden. Beide Lösungen helfen, den Oberwasserspiegel innerhalb enger Grenzen zu halten. Ein Heberüberfall ist prinzipiell ein gekrümmter geschlossener Kanal (Abbildung 5.12). Hebt sich der Wasserspiegel über die Überfallkante des Siphons, beginnt das Wasser wie in einem Überfall den Kanal entlang abwärts zu fließen. Hebt sich der Wasserspiegel weiter und der Heber wird vollgefüllt (Anspringen des Hebers), nimmt der Durchfluss beachtlich zu. Für gewöhnlich springt ein Heber dann an, wenn der Wasserspiegel die Wehrkrone erreicht. Es gibt jedoch Entwürfe, in denen der Oberwasserspiegel erst bis zu einem Drittel der Öffnungshöhe angestiegen ist.

Bei einem schlechten Entwurf kann der Heber instabil werden. Zu Beginn wirkt der Heber als freier Überfall. Springt der Heber jedoch an, erhöht sich der Abfluss plötzlich. Folglich fällt der Wasserspiegel im Speicher, der Heber zieht Luft und der Abfluss verringert sich wieder. Der Wasserspiegel des Speichers steigt neuerlich solange bis der Heber wieder eingestaut ist. Dies bewirkt einen kurzfristigen Kreislauf und verursacht eine massive Schwallbelastung im Unterwasser.

Mehrfachheber mit unterschiedlichen Überfallhöhen oder belüftete Heber können dieses Problem lösen. Ist der Heber in Betrieb, ist der Durchfluss wie bei Rohrleitungen durch die Bernoulli-

Gleichung determiniert. Nimmt man an, dass die Fließgeschwindigkeit in der Fließstrecke gleich groß ist wie im Einlauf- bzw. Auslaufbereich, kann der Energieverlust mittels der Formel aus Kap. 2, Paragraph 2.2.1 berechnet werden.

Fällt der Druck an der Heberkrone unter den Verdampfungsdruck, beginnt das Wasser zu verdampfen und bildet eine große Zahl von kleinen Dampfblasen, die sich in den Abfluss mischen und in Zonen höheren Druckes wieder in den flüssigen Zustand kondensieren. Dieses Phänomen wird als Kavitation bezeichnet und hat sehr zerstörerische Wirkung. Um das zu vermeiden, sollte - in Abhängigkeit der Seehöhe und des vorherrschenden atmosphärischen Druckes - die Distanz zwischen Heberkrone und Maximalwasserspiegel des Speichers 5 m nicht übersteigen. Zitate über diese Art des Überfalls können im Literaturverzeichnis gefunden werden.

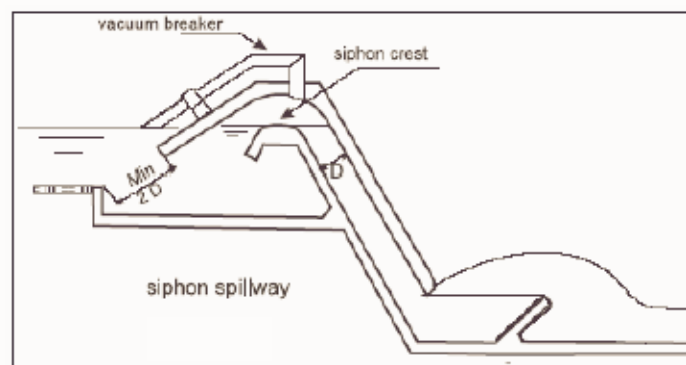


Abbildung 5.12: Schematische Darstellung eines Heberüberfalls

Schacht oder Trichterüberfall

Schacht- oder Trichterüberfälle finden nur selten in Kleinwasserkraftanlagen Anwendung. Wie in Abbildung 5.13 gezeigt, besteht ein Schachtüberfall aus einem trichterförmigen Einlauf, um die Kronenlänge zu vergrößern und einem aufgeweiteten Übergangsbereich, der sich an die Form der Wasserlamelle des normalen Überfallwehres anpasst. Manchmal ist dieser Bereich abgetreppt, um die Belüftung zu sichern. Daran schließt ein vertikaler Schacht und ein Auslauffunnel an, der manchmal ein leicht ansteigendes Gefälle aufweist und sicherstellen soll, dass der Auslauf niemals voll gefüllt durchströmt wird. Die Berichte 6 und 7 des US Bureau of Reclamation (USBR) beschreiben die Entwurfskriterien dieser Überfälle.

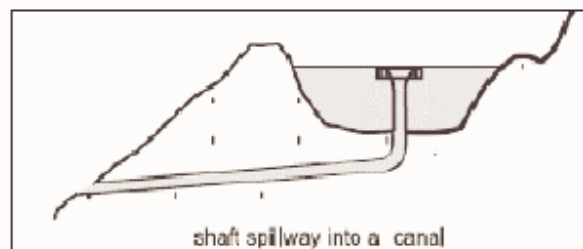


Abbildung 5.13: Schematische Darstellung eines Schacht- oder Trichterüberfalls

Das Labyrinth Wehr

In einigen Kleinwasserkraftanlagen (z.B. Anlagen in Bewässerungskanälen) ist nicht genug Platz für einen konventionellen Überfall. In diesem Fall sollen U-förmige oder Labyrinth-Wehre (Abbildung 5.14) helfen, einen höheren Durchfluss innerhalb begrenzter Länge zu ermöglichen.

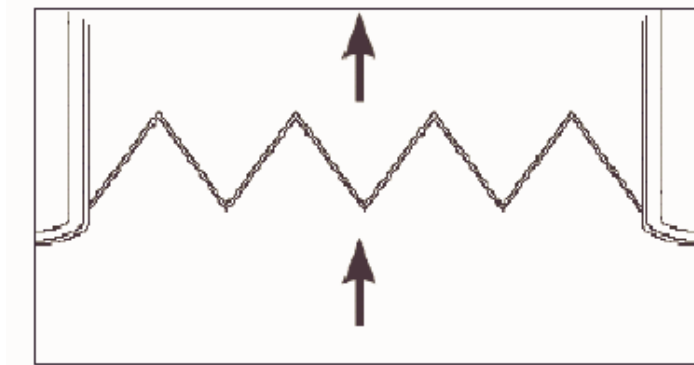


Abbildung 5.14: Labyrinth Wehr

5.4 Konstruktionen zur Energieumwandlung

Der Abfluss an den vorher genannten festen und beweglichen Konstruktionen ist im Auslaufbereich meist schießend. Die damit korrespondierenden hohen Fließgeschwindigkeiten und Turbulenzen können schwere Erosionserscheinungen am Konstruktionsfuß verursachen, vor allem wenn das Flussbett nicht erosionsstabil ist, wie dies bei Schluff, Ton, losem Sand, Kies oder sogar geklüftetem Fels der Fall ist.

Um derartige Schäden zu vermeiden, können einige konstruktive Lösungen angewandt werden, von denen manche sehr kostspielig sind.

Die am häufigsten eingesetzten Maßnahmen sind:

- Tosbecken
- Strahlaufreißer
- Beruhigungsbecken
- Kaskaden

Die meisten dieser Konstruktionen senken die Energielinie durch einen hydraulisch vollkommenen Überfall, der auf kurzer Distanz viel Energie verbraucht. Entwurf und Bau von Konstruktionen zur Energieumwandlung sind relativ komplex und umfassend. Dem Leser sei hier empfohlen, spezialisierte Ingenieure zu kontaktieren. Detailliertere Information kann z.B. bei Vischer & Hager (1995) gefunden werden.

Bei RCC-Dämmen hat sich die abgetreppte Rinne (Kaskade) unterwasserseits des Überfalls als effektiv bewiesen, Fließgeschwindigkeit zu reduzieren und die Dimensionen des nachgeordneten Tosbeckens klein zu halten.

5.5 Entnahmebauwerke

5.5.1 Allgemeines

Eine Wasserentnahme muss in der Lage sein, den erforderlichen Durchfluss in den Triebwasserkanal oder in eine Druckleitung bei minimalem Fallhöhenverlust abzuleiten, ohne dabei dem Ökosystem großen Schaden zuzufügen. Eine ebenso große Herausforderung stellt der Umgang mit Geschiebe und Schwebstofftransport dar. Das Entnahmebauwerk dient als Übergang von einem Fluss, der zwischen Rinnsal und reißendem Strom variieren kann, zu einem in Qualität und Quantität kontrollierten Durchfluss. Sein Entwurf basierend auf geologischen, hydraulischen, konstruktiven und ökonomischen Überlegungen bedarf besonderer Sorgfalt, um unnötige Erhaltungsarbeiten und Betriebsprobleme zu vermeiden, denen nicht leicht beizukommen wäre und für die Lebensdauer der Anlage toleriert werden müssten.

Der Planer des Entnamebauwerks sollte 3 Themenbereiche in seine Überlegungen einbeziehen:

- Hydraulische und konstruktive Kriterien, die allen Entnahmebauwerken gemein sind
- Kriterien der Betriebsweise (z.B. Prozentsatz des ausgeleiteten Durchflusses, Räumgutbehandlung, Sedimentabweisung etc.), die von Entnahme zu Entnahme variieren
- Charakteristische ökologische Kriterien von jedem Projekt (z.B. Bedarf an Fischablenkungssystemen, Fischpässe etc.)

Der Standort der Entnahme hängt von mehreren Faktoren ab, wie Einstautiefe, geotechnischen Verhältnissen, ökologischen Überlegungen (mit speziellem Bezug auf die Fischfauna) Sedimentabwehr und wenn notwendig Eisbildung. Die Ausrichtung des Entnahmeeinlaufes zur Strömung ist ein entscheidender Faktor, um Treibgutakkumulierung am Rechen zu minimieren, da dies eine Quelle möglicher zukünftiger Instandhaltungsprobleme darstellt. Die beste Ausrichtung des Entnahmebauwerks erreicht man, wenn die Einlaufebene normal auf die Überfallkrone steht, damit im Hochwasserfall angesammeltes Treibgut über die Wehrkrone gespült wird. Die Entnahme sollte nicht in Stillwasserzonen weit vom Überfall entfernt platziert werden, da Kehrströmungen, die in diesen Strömungsbereichen häufig sind, die Ansammlung von Treibgut am Einlaufbauwerk begünstigen.

Das Entnahmebauwerk sollte mit einem Rechen ausgestattet sein, um den Eintrag von Schwimm- und Schwebstoffen, die von der Strömung mittransportiert werden, zu verhindern; weiters einem Absetzbecken, in dem alle Partikel größer als 0,2 mm durch Geschwindigkeitsreduktion entfernt werden; einem Spülsystem, welches bei minimalem Wasserverlust abgelagerten Schluff, Sand, Schotter und Steine wegspült und einen Überfall, um überschüssiges Wasser ableiten zu können.

5.5.2 Arten der Wasserentnahme

Als erster Schritt muss der Planer entscheiden, welche Art der Wasserentnahme die Anlage benötigt. Dies kann nach folgenden Kriterien erfolgen:

- *Tiefenentnahme*: Die Entnahme speist auf direktem Weg über eine Druckleitung die Turbine. Diese Entnahmeart ist oft an Seen oder Speicherbecken zu finden. Der Abfluss erfolgt unter Druck.
- *Freispiegelentnahme*: Die Entnahme leitet das Wasser in andere Triebwasserwege (Triebwerkskanal, Messkanäle, Stollen etc.) die meistens in Tiefenentnahmen münden (Abbildung 1.1 Kapitel 1). Diese Art ist oft entlang von Flüssen und Wasserstraßen zu finden. Der Abfluss erfolgt zumeist bei freiem Wasserspiegel.

Freispiegelentnahmen entlang von Flüssen können in Seiten-, Stirn- und Sohlentnahmen unterteilt werden. Die Hauptmerkmale dieser 3 Typen sind in Tabelle 5.1 zusammengefasst.

Tabelle 5.1: Entnahmecharakteristika

		Sohlgefälle	Flussbreite	Grundriss des Flusses	Sedimenttransport
Seitenentnahme	Am Außenbogen mit Kiesabsetzkanal	0,001%<J<10% 0,01%<J<10%	Alle Weiten B<50 m	Gekrümmter Verlauf ist optimal bei Gegenmaßnahmen, gestreckter Verlauf ist optimal	
Stirnentnahme	mit Kiesabsetztunnel	0,01%<J<10%	B<50 m, (B<500 m für einen ökonomischen Damm/Wehrentwurf)		
Sohlentnahme		J > 10% wünschenswert; bereits bei 2,5 % machbar	B<50 m, (B<500 m) machbar bei gestrecktem Verlauf)		

Die Funktionsweise der Seitenentnahme basiert darauf, Flusskrümmungen oder Kiesabsetzkanäle auszunützen. Erstere Möglichkeit wird in Abbildung 5.15 dargestellt. Für diese Entnahmeart wird eine starke Sekundärströmung entlang der Krümmungsaußenseite des Flussbogens benötigt. Diese Sekundärströmung verhindert den Geschiebeeintrag in das Entnahgebauwerk. Der geplante Ausleitungsdurchfluss Q_{ef} muss kleiner als 50 % des kritischen Abflusses Q_{kr} des Flusses sein, der als jener Abfluss definiert ist, bei dem der Geschiebetransport einsetzt.

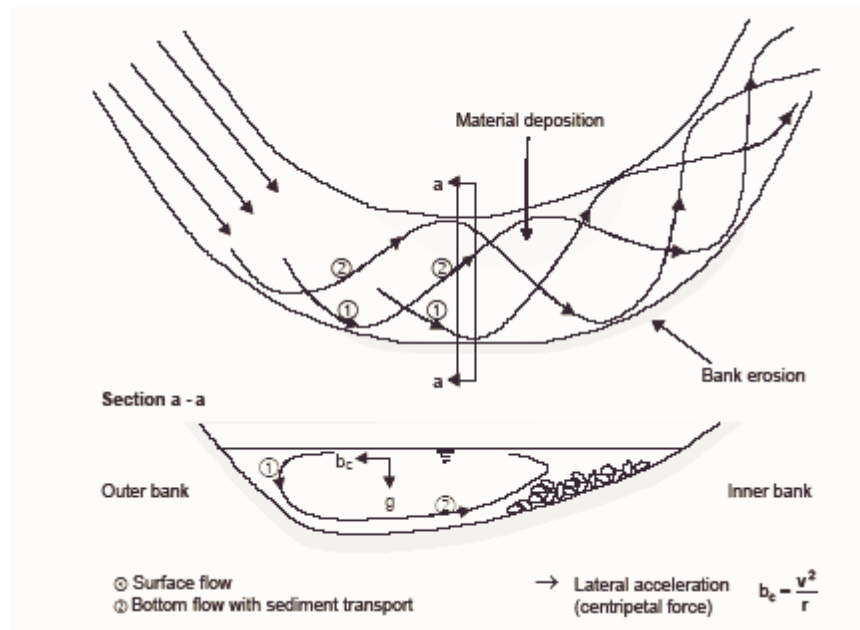


Abbildung 5.15: Sekundärströmung in Flusskrümmungen

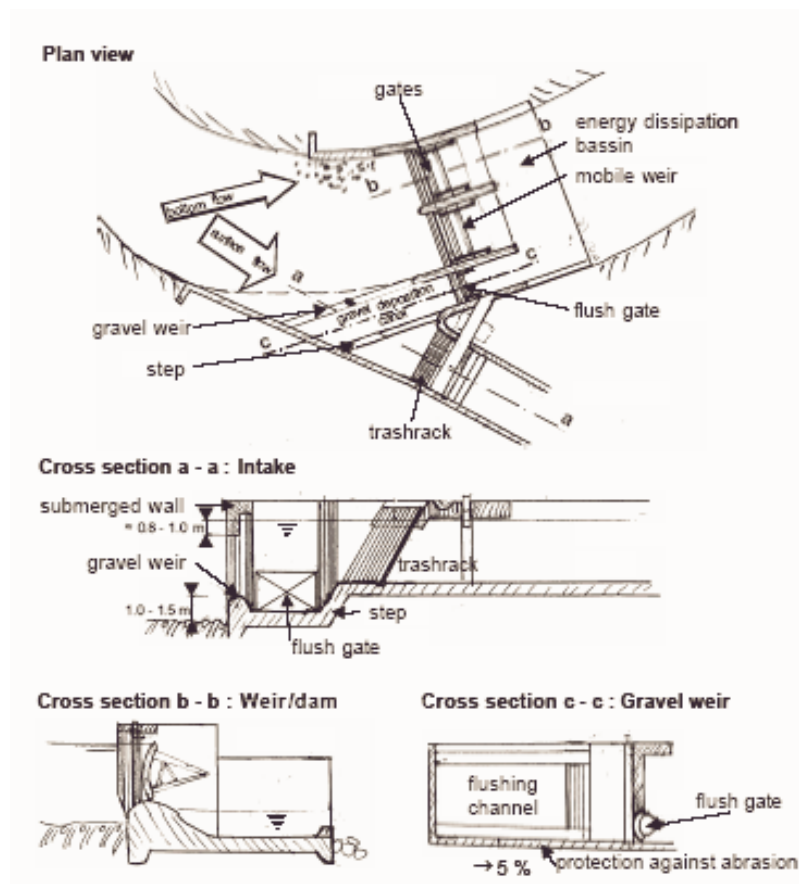


Abbildung 5.16: Typischer Entwurf einer Seitenentnahme

Der zweite Typ der Seitenentnahme nützt Kiesabsetzkanäle, die dem Entnahmebauwerk vorgelagert sind, um sowohl Geschiebe- als auch Schwebstoffeintrag in den Einlauf zu verhindern. Folglich gibt es dort keine Beschränkung für den Entnahmedurchfluss. Im Kanal kommt eine Geschiebeschwelle von mindestens 1 bis 1,5 m Höhe zum Einsatz, wie in Abbildung 5.13 angedeutet wurde. Die Kanalsole muss gegen Abrasion geschützt werden (Einsatz von hochwertigem Beton, Steinen etc.). Eine teilweise getauchte Mauer (Tauchwand) (0,8 bis 1 m Eintauchtiefe) wird errichtet, um den Eintrag von Schwimmstoffen und Schwemmgut in den Einlauf zu verhindern. Die Hauptelemente des Seitenentnahmebauwerks sind in Abbildung 5.16 dargestellt; ein bewegliches Wehr, ein Kiesabsetzkanal und ein Entnahmebauwerk mit Rechen.

Die Stimentnahme wird immer mit einer Kiesabsetzrinne ausgestattet sein und ist an gestreckte Flussläufe gut angepasst. Die Absetzrinne muss kontinuierlich gespült werden und die maximale Flussbreite beträgt 50 m. Ein großer Vorteil dieses Entnahmetyps ist seine Fähigkeit, große Geschiebe- und Schwebstofffrachten abführen zu können. Jedoch ist hierfür kontinuierliche Spülung notwendig, was hohe Wasserverluste bedeutet. Die Stimentnahme wird meistens in Regionen mit starkem Geschiebe- und Schwebstofftrieb angewandt, wie z.B. in Indien und Pakistan. In Europa ist ihre Anwendung stark eingeschränkt.

Die Sohlentnahme wird prinzipiell bei steilen Flüssen eingesetzt, wie z.B. bei Stromschnellen, und bei gestreckten Flussläufen. Das „Französische Sohlentnahme“ (Abbildung 5.17) ist eigentlich bloß ein Kanal im Flussbett, der von einem Rechen überdeckt wird, dessen Neigung größer als das Sohlgefälle des Flusses ist. Die Rechenstäbe sind in Fließrichtung ausgerichtet. Foto 5.8 zeigt eine Sohlentnahme, die in einem Bergfluss in Asturien (Spanien) errichtet wurde.

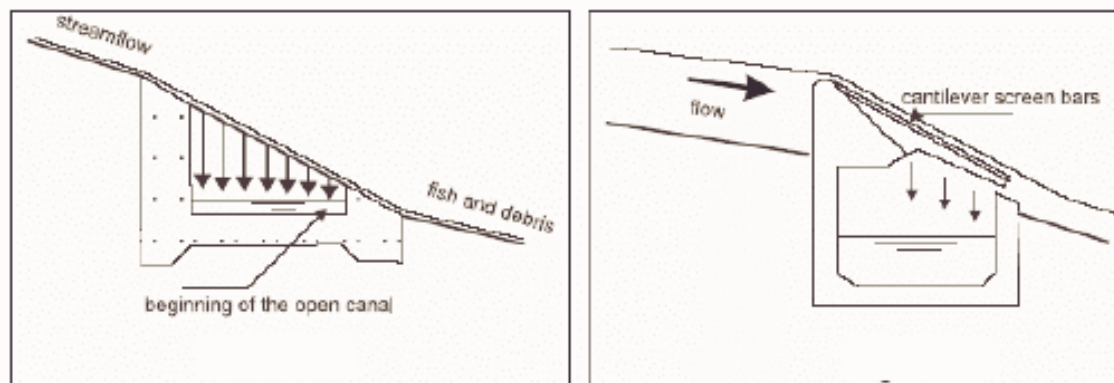


Abbildung 5.17: Sekundärströmung entlang des Außenbogens einer Flusskrümmung



Bild 5.8: Sohlentnahme

Der Coanda-Rechen ist ein weiterentwickeltes Konzept der Sohlentnahme, das auf dem „Coandaeffekt“ beruht. Er ist in der Küstenindustrie zur Abscheidung von Fischen und Geschiebe vom Wasser gut bekannt. Grundsätzlich besteht es aus einem Wehr mit einer unterwasserseitig stark geneigten und profilierten Oberfläche aus einem rostfreien Stahlgitter. Unter dem Gitter verläuft ein Sammelkanal wie bei einer Sohlentnahme. Die Gitterstäbe laufen horizontal im Unterschied zur Sohlentnahme und haben einen dreieckigen Querschnitt, der eine sich erweiternde Durchflussfläche ermöglicht. Das Wasser fällt durch dieses Gitter, Fische und Geschiebe werden abtransportiert. Das Gitter ist in der Lage bis zu 90 % der Feststofffracht bis zu einem Korndurchmesser von 0,5 mm zu entfernen, weshalb auf einen Sandfang und ein Spülsystem verzichtet werden kann. Das Patent auf diesen Entnahmetyp besitzt AQUA SHEAR und wird von DULAS 11 in Europa vertrieben.

In den Alpen wurde eine Sohlentnahme entwickelt, die speziell auf sehr steile, schwer zugängliche Wildbäche in hohen Gebirgsregionen ausgerichtet ist und „Tiroler Wehr“ genannt wird. (Abbildung 5.18).

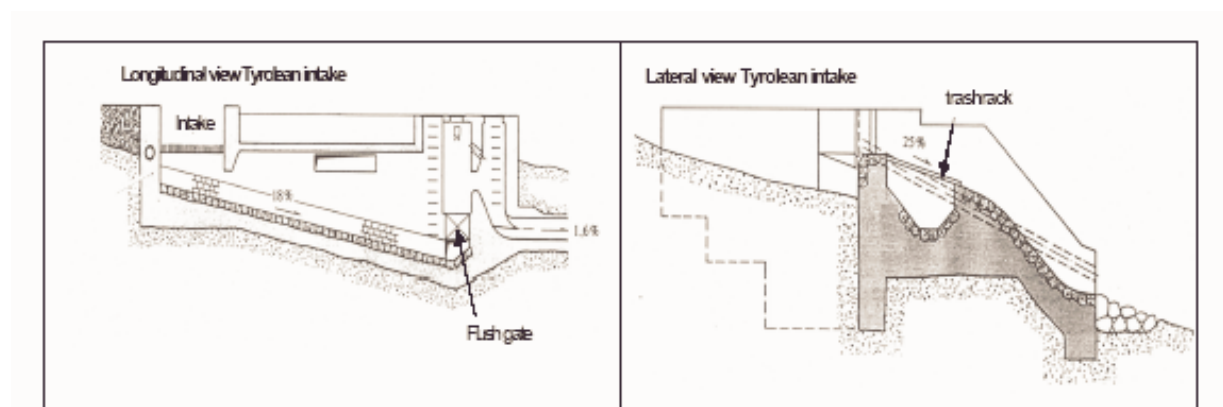


Abbildung 5.18: Das „Tiroler Wehr“

Tiefenentnahmen werden meist in Seen oder Speichern eingesetzt. Das Wasser wird unter Druck weitergeleitet, weshalb die mit dieser Entnahmeart verbundenen Probleme von jenen der Freispiegelentnahme verschieden sind; z.B. ist der Sedimenteintrag in die Entnahme unwahrscheinlicher, obwohl Ablagerungen im See selbst ein Problem darstellen. Auf der anderen Seite bergen Tiefenentnahmen bei geringer Druckhöhe das Risiko der Wirbelbildung am Einlauf und folglich auch der Bildung von Lufttaschen im Inneren der weiterführenden Leitung. Darüber wird späterer behandelt werden.

5.5.3 Fallhöhenverluste

Fallhöhenverluste können für Kleinwasserkraftwerke von großer Bedeutung für die Machbarkeit des Projektes ein und sollten daher weitest möglich minimiert werden. Durch folgende Maßnahmen kann dies erreicht werden:

- Leitwände für die Anströmung des Rechens, konzipiert um Strömungsteilung und Höhenverluste zu minimieren
- Stege, um mechanische Ausrüstung wie Rechen und Wartungsschütze abstützen zu können
- Leitschaukeln zur gleichförmigen Verteilung der Strömung
- Angepasster Rechenentwurf

Das Geschwindigkeitsprofil beeinflusst entscheidend die Effizienz des Rechens. Die Fließgeschwindigkeit entlang des Entnahmebauwerks kann zwischen 0,8 bis 1 m/s in der Rechenpassage und 3 bis 5 m/s in der Druckleitung variieren. Ein gut entworfener Querschnitt kann eine gleichförmige Beschleunigung des Durchflusses erreichen und Fallhöhenverluste minimieren. Eine plötzliche Beschleunigung oder Verzögerung des Durchflusses verursacht Turbulenzen mit Strömungsteilung und vergrößert die Energieverluste. Unglücklicherweise bedarf eine konstante Beschleunigung mit geringen Höhenverlusten einer kompakten und lang gestreckten Entnahme, die daher kostenintensiv ist. Ein Ausgleich zwischen Kosten und Effizienz sollte erreicht werden. Die Nennweite der Druckleitung wird von der maximal akzeptablen Fließgeschwindigkeit vorgegeben; die Forderung nach einer angepassten Geschwindigkeit bei Anströmung des Rechens gibt die Dimensionen des Rechteckquerschnittes an.

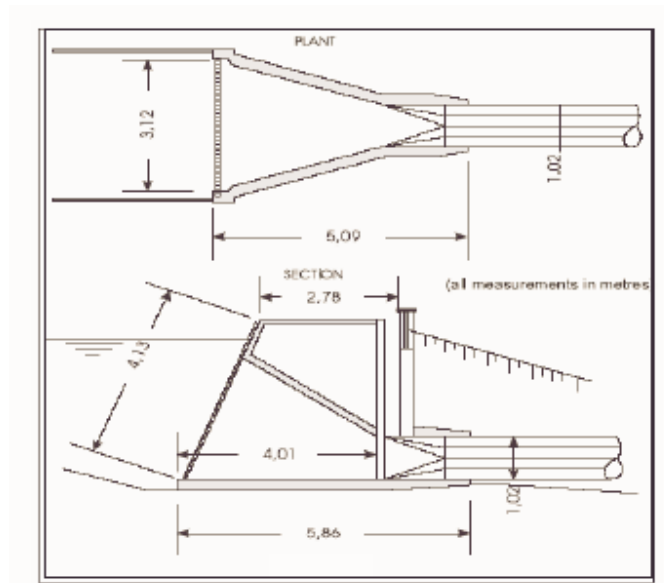


Abbildung 5.19: “Französische Sohlentnahme”: Ein Kanal im Flussbett überdeckt von einem Rechen

Die Forschungsabteilung der “Energy, Mines and Resources” von Kanada beauftragte eine Studie über Eintrittsverlustkoeffizienten an kleinen Niederdruck-Entnahmebauwerken, um Richtwerte für die optimale Geometriewahl aufzustellen. Die Ergebnisse zeigten, dass der ökonomische Gewinn mit progressiv glatter Entnahmegometrie zunimmt.

Darüber hinaus fand man heraus, dass Kostenersparnisse durch kürzere und komplexere Entnahmen signifikant höher waren als die korrespondierenden Nachteile durch vergrößerte Fallhöhenverluste.

Kosten-Nutzenanalysen ergaben, dass eine kompakte Entnahme mit geneigtem Einlaufquerschnitt und sich verengenden Seitenwänden (Abbildung 5.19; Variante 2 der Studie) die beste Entwurfsvariante ist. Hierbei ist die Entnahmelänge nicht der maßgebendste Faktor, der zum Gesamtverlustkoeffizient beiträgt. Der K-Wert dieses Übergangsprofils war 0,19. Die Verlusthöhe an der Entnahme ist gegeben durch:

$$\Delta H = 0.19 \frac{V^2}{2g} \quad (5.1)$$

Wobei v die Geschwindigkeit (m/s) in der Druckleitung ist. Verluste am Rechen hängen von der Stabweite, Form der Stäbe, Ausrichtung der Rechenebene zur Strömung und möglicher Verklausung durch Treibgut ab. Im Folgenden wird dies im Detail behandelt.

5.5.3 Rechen

Eine der wichtigsten Funktionen des Entnahmebauwerks ist die Reduktion der Schwimmstoff- und Sedimentfracht, die vom einströmenden Wasser transportiert wird. Deshalb werden Rechen

am Einlauf des Entnahmebauwerks angeordnet, um den Eintrag von Treibgut und großen Steinen zu verhindern.

Ein Rechen (Feinrechen) setzt sich aus einem oder mehreren Gitterelementen zusammen, die aus einer Reihe von gleichmäßig versetzten, parallelen Metallstäben gefertigt werden. Bringt der Wasserlauf in Hochwasserperioden großes Treibgut, ist es vorteilhaft, vor dem herkömmlichen Feinrechen, einen zusätzlichen Grobrechen mit entfernbaren und in großem Abstand angeordneten Stäben (100 mm bis 300 mm Stababstand) einzubauen, um die Arbeit der automatischen Rechenreinigungsmaschine zu verringern.

Rechen werden aus rostfreien Stahl- oder Kunststoffstäben gefertigt. Seit Kunststoffstäbe mit stromlinienförmigem Querschnitt hergestellt werden können, entstehen weniger Turbulenzen und weniger Fallhöhenverluste. Der Stababstand variiert zwischen einer lichten Weite von 12 mm bei kleinen Hochdruck-Peltonturbinen bis zu einem Maximum von 150 mm bei großen Propellerturbinen. Der Rechen sollte eine Nettofläche (Gesamtfläche abzüglich der Stabquerschnittsfläche) besitzen, die Strömungsgeschwindigkeiten bei kleinen Entnahmen nicht über 0,75 m/s und bei großen Entnahmen nicht über 1,5 m/s ansteigen lässt, um ein Anziehen von Treibgut zum Rechen zu verhindern. Rechen können entweder mit rostfreien Bolzen an einem Stützrahmen befestigt oder in vertikale Führungsschlitze eingeführt werden. Letztere können zu Wartungs- oder Reparaturarbeiten entfernt und zum Verschließen gegen Dammbalken getauscht werden. Bei großen Rechen muss der Stützrahmen darauf ausgelegt sein, ohne große Verformung im Falle vollständiger Verklauung den Gesamtwasserdruck aufzunehmen, der dann auf die Gesamtfläche wirken könnte.

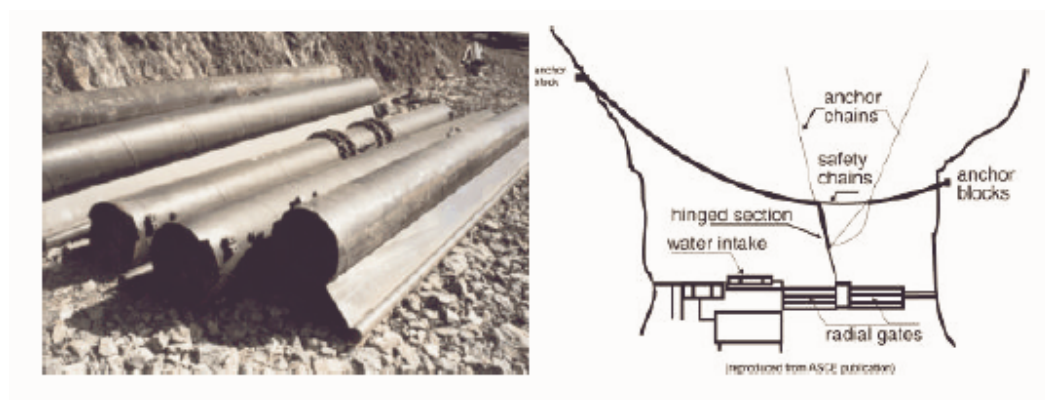
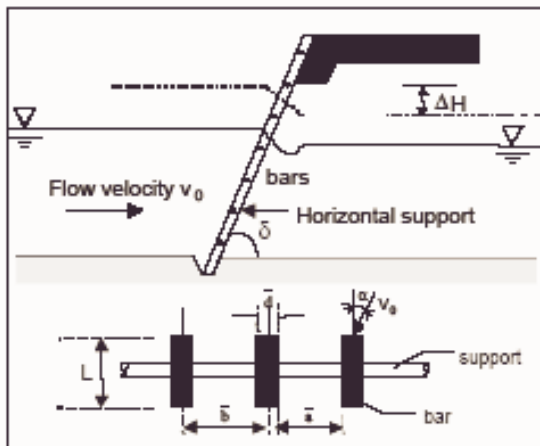


Bild 5.9: Vorgefertigter Schwimmbaum **Abbildung 5.20: Entwurf eines Schwimmbaumes**

Bringt der Fluss schwere Schwimmstoffe mit sich, können sogenannte Schwimmbäume vor dem Rechen angeordnet werden. Das einfachste Schwimmbaumsystem besteht aus einer Reihe schwimmender Baumstämme, die an einem Ende mit Ketten oder Kabeln miteinander verbunden sind. Moderne Schwimmbalken werden jedoch aus vorgefertigten Stahl- und Kunststoffträgern hergestellt (Foto 5.9), die durch Stahlkabel gehalten werden. Ihre Anordnung ist kritisch, da ihre nach innen geneigte Anordnung die Selbstreinigungswirkung bei Hochwasser behindert. Abbildung 5.20 (übernommen von Referenz 11) zeigt einen relativ komplexen Entwurf eines Schwimmbaumsystems, das einem doppelten Zweck dienen sollte: um zu verhindern, dass Boote über den Überfall driften, und um das benachbarte Entnahmebauwerk zu schützen. Ein Abschnitt

des Schwimmbaumes ist einseitig fixiert. Das andere Ende kann über Winden bedient werden, um bei großem Treibgutandrang das Material über den Überfall abgeben zu können.

Die Anströmgeschwindigkeit des Rechens soll etwa zwischen 0,6 m/s und 1,5 m/s liegen. Der maximale Stababstand des Rechens wird im Allgemeinen vom Turbinenhersteller vorgegeben. Typische Werte sind für Pelton-turbinen 20-30 mm, 40-50 mm für Farnicisturbinen und 80-100 mm für Kaplan-turbinen.



d: Stabdicke
 a: Öffnungsweite
 b: Abstand
 Neigung
 Anströmwinkel
 L: Stabhöhe

β_g : Verlustbeiwerte

$$\Delta H = c_g \frac{v_0^2}{2 \cdot g}$$

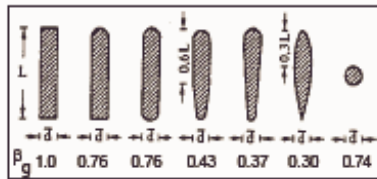
$$c_g = \beta_g \cdot \xi \cdot c \cdot (\sin \delta) \cdot \kappa$$

ξ : Head loss factor

$$\xi = f \left(\frac{L}{d} \cdot \frac{A_b}{A_0} \right)$$

for $\frac{L}{d} \approx 5$ and $\frac{a}{b} > 0.5$:

$$\xi = \frac{7}{3} \left(\frac{a}{b} - 1 \right)^{4/3}$$



c: Rechen Koeffizient
 c = 1 : nicht verlegter Rost
 1.1 < c < 1.3 : Rost mit mechanischer Reinigung
 1.5 < c < 2 : Rost mit manueller Reinigung

$\frac{d}{a}$	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2
α									
0°	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
10°	1,06	1,07	1,08	1,09	1,10	1,11	1,12	1,14	1,50
20°	1,14	1,16	1,18	1,21	1,24	1,26	1,31	1,43	2,25
30°	1,25	1,28	1,31	1,35	1,44	1,50	1,64	1,90	3,60
40°	1,43	1,48	1,55	1,64	1,75	1,88	2,10	2,56	5,70
50°	1,75	1,85	1,96	2,10	2,30	2,60	3,00	3,80	---
60°	2,25	2,41	2,62	2,90	3,26	3,74	4,40	6,05	---

Abbildung 5.21: Formel zur Berechnung der Verlusthöhen

Wie der Abbildung zu entnehmen ist, hängt der Verlustbeiwert von einigen Faktoren ab, wie z.B. der Reinigungsart des Rechens. Die gezeigte Gleichung (Abbildung 5.21) ist einzig für rechteckige Rechenstäbe gültig, jedoch zeigt die Erfahrung, dass sie auch bei anderen Stabformen

anwendbar ist. Die Rechenreinigung ist sehr wichtig zur Reduktion möglicher Fallhöhenverluste an der Rechenanlage. Manuelle Reinigung ist sehr kompliziert, speziell während Hochwasser. Deshalb wird die mechanische Reinigung empfohlen.

Eine weitere Formel zur Berechnung von Fallhöhenverlusten an gereinigten Rechen ist die Kirschner Gleichung, die in Kapitel 2 Abschnitt 2.2.2.1 detailliert ausgeführt wurde. Dieser Ansatz ist bloß bei rechtwinkliger Anströmung gültig.

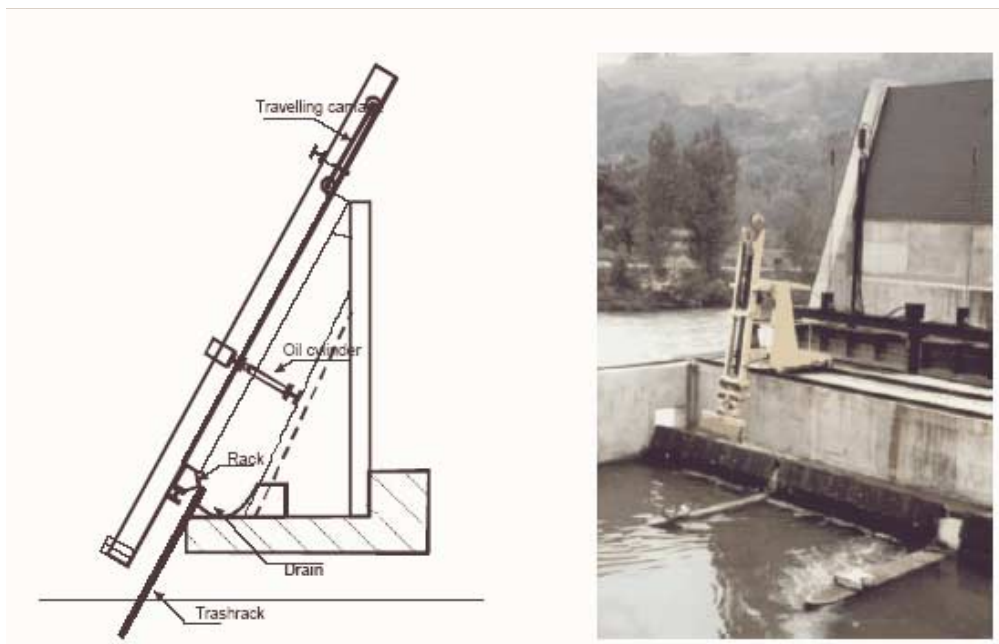


Abbildung 5.22: Öl-Hydraulik Zylinder

Bild 5.10: Teleskop Hydraulikzylinder

Der Rechen sollte für Reparatur und Instandhaltung entfernbar und mit Reinigungseinrichtungen ausgestattet sein. Um die manuelle Reinigung zu erleichtern, sollte der Rechen unter einem Winkel von 75° zur Horizontalen geneigt sein, auch wenn steilere Winkel häufig angewendet werden. Rechen können bis zu 4 m Tiefe manuell gereinigt werden. Eine horizontale Plattform über Hochwasserniveau sollte vorgesehen werden, um die Reinigungstätigkeiten zu erleichtern.

Bei unbesetzten Anlagen, die über Fernsteuerung betrieben werden, kommen mechanische Reinigungsanlagen zum Einsatz. Der mechanische Rechenreiniger kann entweder über Zeitintervalle oder Spiegelhöhendifferenz gesteuert zu werden. Letzteres verwendet Sensoren, die den Wasserspiegel vor und hinter dem Rechen messen. Materialansammlungen am Rechen verursachen erhöhte Spiegeldifferenzen am Rechen. Der Räumer startet, wenn eine vordefinierte Spiegeldifferenz erreicht wird.

Der Reinigungsarm in Abbildung 5.22 wird mittels Öl-Hydraulikzylinder betrieben. Der Sekundärzylinder fährt den Arm, der auf einem gelenkigen Träger gleitet, aus oder zieht ihn ein. Die Rechenharke schwingt auf ihrem Weg zum Fußpunkt des Rechens aus und ebendort wieder zurück, um entlang des Rechens wieder nach oben zu fahren. Der Räumarm selbst besteht aus einer Zackenreihe zumeist aus Polyamid, die zwischen den Rechenstäben entlang fährt. Das Räumgut wird ans obere Ende befördert und in eine Rinne oder auf ein Förderband abgeworfen.

Beim Abwurf in eine Rinne fördert eine kleine Pumpe ausreichend Wasser, um das Räumgut aus dem Kanal zu spülen. Die Räumgutdeponie muss individuell gelöst werden, denkt man daran, dass bei Einsatz einer Rechenreinigungsmaschine große Mengen an Rechengut anfallen.

Ist der Rechen sehr breit, wird der oben beschriebene Räumarm an einem Wagen befestigt, der auf Führungsschienen entlang des Entnahmebauwerks fahren kann. Eine automatische Kontrolle kann programmiert werden, damit der Räumarm ohne menschliche Hilfe entlang des Rechenbauwerkes fährt. Mittels teleskopischen Hydraulikzylindern kann der Räumarm bis in 10 m Tiefe reichen. In Kombination mit der nahezu unbegrenzten Horizontalbewegung, wird die Reinigung großer Rechenflächen möglich. (Foto 5.10)

5.5.4 Wirbelbildung

Ein gut konzipiertes Entnahmebauwerk sollte nicht nur Fallhöhenverluste minimieren sondern auch Wirbelbildung ausschließen können. Wirbel können an Niederdruckanlagen mit Tiefenentnahme auftreten und sollten vermieden werden, da sie einen zufrieden stellenden Turbinenbetrieb beeinflussen – dies gilt speziell bei Rohr- und Pit-Turbinen.

Wirbel sind in der Lage:

- Ungleichförmige Strömungsbedingungen zu bewirken
- Luft in den Abfluss zu mischen, was unerwünschte Effekte, wie Vibration, Kavitation, unausgewogene Lastverteilung etc., an der Turbine verursacht
- Energieverluste zu erhöhen und den Wirkungsgrad zu reduzieren
- Treibgut in die Entnahme zu ziehen

Die Kriterien, Wirbelbildung zu vermeiden, sind schlecht definiert und es gibt keine Formel, die alle möglichen Einflussfaktoren berücksichtigt. Laut ASCE Committee on Hydropower Intakes können Wirbel von Störungen hervorgerufen werden, die ungleichförmige Strömung verursachen. Diese inkludieren:

- Asymmetrische Anströmungsbedingungen
- Unzureichende Wasserüberdeckung
- Strömungsteilung und Kehrströmungen
- Anströmgeschwindigkeiten größer als 0,65 m/s
- Abrupter Wechsel der Strömungsrichtung

Unzureichende Wasserüberdeckung und asymmetrische Anströmung scheinen die häufigsten Ursachen für Wirbelbildung zu sein. Eine asymmetrische Anströmung neigt eher zur Wirbelbildung als symmetrische. Ist der Einlauf zum Triebwerkskanal tief genug und die Strömung ungestört, ist Wirbelbildung unwahrscheinlich.

Es existieren empirische Formeln, die eine Mindestwasserüberdeckung des Einlaufes angeben, damit heftige Wirbelbildung vermieden wird. Dennoch gibt es keine Theorie, die tatsächlich alle relevanten Parameter in Betracht zieht. Die Mindestüberdeckung ist in Abbildung 5.23 definiert.

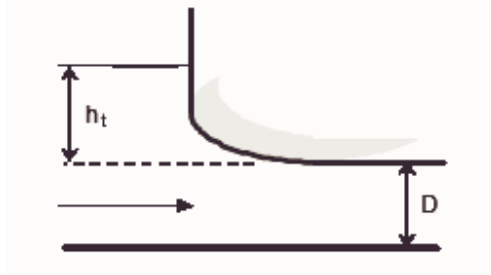


Abbildung 5.23: Mindestüberdeckung

Die Mindestüberdeckung ist definiert als h_t . Die folgenden Formeln geben die Mindestwerte von h_t wieder:

KNAUSS	$h_t \geq D \cdot \left(1 + 2.3 \cdot \frac{V}{\sqrt{g \cdot D}} \right)$	(5.2)
NAGARKAR	$h_t \geq 4.4 \cdot (V \cdot D^{0.50})^{0.54}$	(5.3)
ROHAN	$h_t \geq 1.474 \cdot V^{0.48} \cdot D^{0.76}$	(5.4)
GORDON	$h_t \geq c \cdot V \cdot \sqrt{D}$	(5.5)

wobei $c = 0.7245$ bei asymmetrischen Anströmungsbedingungen
 $c = 0.5434$ bei symmetrischen Anströmungsbedingungen

Es ist wichtig hervorzuheben, dass v die Geschwindigkeit im Unterwasserkanal (in m/s) und R der hydraulische Radius des Unterwasserkanals (in m) ist.

Neben einer Mindestüberdeckung können konstruktive Maßnahmen helfen, Wirbelbildung zu vermeiden, z.B. können asymmetrische Strömungsbedingungen durch Vertikalwände, Schirme, Schwimmbalken oder angepassten Entwurf der Einlaufdimensionen verhindert werden.

5.6 Sandfänge

5.6.1 Allgemeines

Entnahmekanäle werden an Flüssen konzipiert, um mögliches Treibgut und Geschiebe abzuhalten. Diese können jedoch nicht den Eintrag von Schwebstoffen verhindern. Hierfür werden Sandfänge im Unterwasser des Einlaufes projektiert. Die Hauptaufgabe derartiger Bauwerke ist es, Sedimentation in unterwasserseitigen Bauwerken (Kanal, Schächte, etc.) so gut wie möglich zu verhindern und ebenso die mögliche durch Sedimente verursachte Abnutzung der hydromechanischen Ausrüstung zu begrenzen.

Ein Sandfang basiert auf dem Prinzip, Fließgeschwindigkeiten und Turbulenzen zu verringern. Dies bewirkt ein Absetzen der Feststoffe im Sandfang. Die Verzögerung wird durch eine Querschnittserweiterung erzielt, die durch ein unterwasserseitiges Wehr kontrolliert wird (siehe Abbildung 5.24)

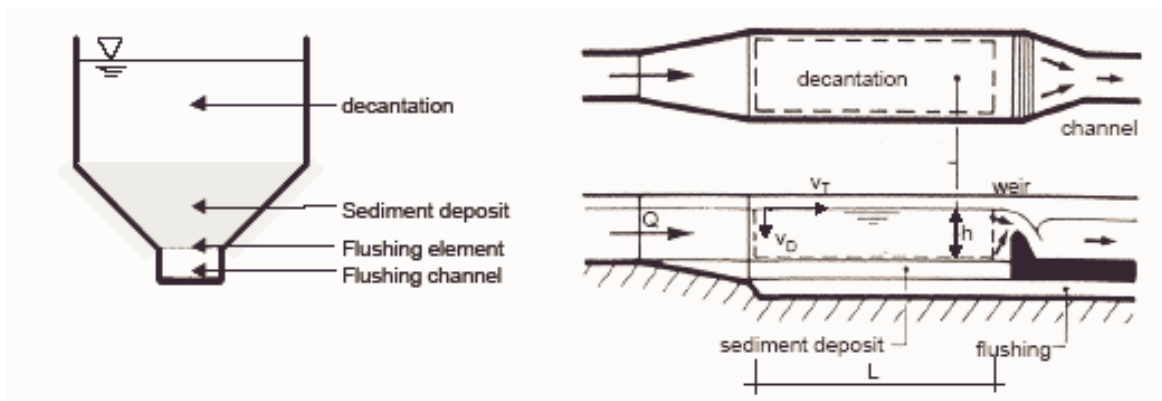


Abbildung 5.24: Sandfang

Um die Spülzeit und die Wasserverluste zu minimieren, können Sedimentspülssysteme verwendet werden.

5.6.2 Wirksamkeit von Sandfängen

Die Wirksamkeit von Sandfängen wird durch den Korndurchmesser des Sediments bestimmt. Die Wahl desselben hängt vom Typ der hydromechanischen Ausrüstung und von der Bruttofallhöhe des Kraftwerks ab. Die abrasive Kraft von Schwebstoffen auf eine Francisturbine wird durch folgende Funktion von Korngeschwindigkeit und Bruttofallhöhe des Kraftwerks ausgedrückt:

$$P_e = \mu \cdot \forall \cdot \frac{\rho_s - \rho_E}{R} \cdot v^3 \quad (5.6)$$

μ ist der Reibungsbeiwert zwischen Turbinenschaufeln und Körnern, \forall das Kornvolumen, ρ_s die Korndichte und ρ_E Wasserdichte, R der Radius der Schaufelblätter und v ist die Korngeschwindigkeit. Das Kornvolumen ist direkt proportional zur Wirkungsweise der Sandfänge.

Die Reparaturintervalle der Francisturbinen liegen zwischen 6 und 7 Jahren bei Existenz von Sandfängen mit einem Wirkungsgrad von 0,2 mm, 3 bis 4 Jahre bei einem Wirkungsgrad von 0,3 mm und 1 bis 2 Jahre bei einem Wirkungsgrad von nur mehr 0,5 mm. Es ist offensichtlich, dass die Kosten einer Sedimentfalle mit dem Wirkungsgrad wachsen. Aus diesem Grund kann der optimale Wirkungsgrad als Funktion der Errichtungskosten, der Energieverluste, der Reparaturkosten der Turbine und der Erschließungskosten gefunden werden. Die Erfahrung zeigt, dass die wirtschaftlichste Lösung bei einem Wirkungsgrad von rund 0,2 mm für schwere Bedingungen (signifikante Bruttofallhöhe, Quarzpartikel) und rund 0,3 mm für normale Bedingungen liegt.

5.6.3 Entwurf

Die notwendige Länge eines Sandfanges wird durch den Bemessungsdurchfluss der Anlage und dem gewählten Wirkungsgrad des Sandfanges bestimmt (Korndurchmesser der gerade noch im Sandfang abgesetzt wird). Die Länge muss so gewählt werden, dass alle Körner genug Zeit haben zu sedimentieren, bevor sie den Sandfang verlassen können. Dies passiert, wenn die Absinkzeit t_D der Durchgangszeit t_T entspricht. Erstere wird als Verhältnis h/v_D und letztere als Verhältnis L/v_T definiert (siehe Abbildung 5.24). Folglich ist die geforderte Minimallänge, um Körner des Durchmessers d_D zu sedimentieren:

$$L \geq \frac{Q}{v_D \cdot B} \quad (5.7)$$

Die Sandfangbreite muss kleiner sein als 1/8 der Länge L und ebenso kleiner als die doppelte Wassertiefe h . Die Absinkgeschwindigkeit ist definiert durch die Newtonsche oder Prandtlsche Gleichung für kugelförmige Partikel und ideale Bedingungen, d.h. reines Wasser, keine Turbulenzen und keine Abpralleffekte. Sie hängt von der Partikelform ab, die wiederum von der Reynoldszahl abhängig ist. Für reale Bedingungen existiert keine Gleichung und weiterführende Versuche sollten durchgeführt werden. In der Praxis findet die empirische Formel von Zanke oftmals als erste Näherung für ruhige Strömungsbedingungen Anwendung:

$$v_D = \frac{100}{9 \cdot d} \left(\sqrt{1 + 1.57 \cdot 10^2 \cdot d^3} - 1 \right) \quad (5.8)$$

wobei v_D in mm/s und der Korndurchmesser d in mm ausgedrückt wird. Diese Formel hat ausnahmslos für $T=20^\circ$ und ein Dichteverhältnis Korn zu Wasser von 2,65 Gültigkeit. Bei turbulenten Strömungsbedingungen sinkt die Absinkgeschwindigkeit. Die folgende Gleichung ist deshalb geeigneter:

$$v_D = v_{D0} - \alpha \cdot v_T \geq 0 \quad (5.9)$$

wobei v_{D0} die Absinkgeschwindigkeit bei laminarer Strömung und α ein Reduktionsfaktor (in $[1/m^{1/2}]$) ist, der als Funktion der Wassertiefe h im Sandfang ausgedrückt wird:

$$\alpha = \frac{0.132}{\sqrt{h}} \quad (5.10)$$

Schließlich muss für ein geeignetes Konzept die kritische Durchgangsgeschwindigkeit definiert werden. Diese kritische Geschwindigkeit entspricht der Grenze zwischen Suspensions- und Absetzbedingungen. Ist die Geschwindigkeit zu hoch, laufen abgesetzte Körner Gefahr, wieder in die Strömung gerissen zu werden. Für einen Manning-Strickler Rauigkeitsbeiwert von $K = 60 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ ($K=1/n$, Durchschnittswert für Beton) und für ein Korn zu Wasser Dichteverhältnis von 2,65 gilt folgende Gleichung:

$$v_{cr} = 13 \cdot R_h^{1/6} \cdot \sqrt{d} \quad (5.11)$$

Typische Werte für v_{kr} sind 0.2-0.3 m/s. Weitere Informationen bezüglich Entwurf und Konstruktionsdetails können zum Beispiel in Bouvard (1984) gefunden werden.

5.7 Verschlüsse und Ventile

In jedem Kleinwasserkraftwerk müssen bestimmte Komponenten aus dem einen oder anderen Grund (Instandhaltung oder Reparatur, um die Erreichung der Durchgangsdrehzahl bei einem Turbinenausfall zu verhindern, usw.) temporär trennbar sein. Zu den Verschlüssen und Ventilen, die im Einlauf eines Kleinwasserkraftwerkes angeordnet sind, zählen folgende:

- Dammbalken, hergestellt aus horizontal angeordneten Holzträgern
- Schützen aus Gusseisen, Stahl, Kunststoff oder Holz
- Klappen, mit oder ohne Gegengewicht
- Kugelschieber, Drosselklappen, sphärische Ventile

Triebwasserwege haben nahezu ausnahmslos eine Art von Regulierorgan als Sicherheitssystem, das oberwasserseits der Turbine angeordnet wird und geschlossen werden kann, um den Wasserweg trockenzulegen. Diese Verschlussorgane müssen derart konzipiert sein, dass sie bei Ausbaudurchfluss geschlossen werden können und sie sollten auch schrittweise zu öffnen sein, um bei Maximalstauhöhe den Kanal langsam füllen zu können.

Die einfachste Verschlussart für Niederdruckanlagen sind Dammbalken; Holzbalken werden horizontal übereinander angeordnet und an beiden Enden in Führungsschienen gehalten. Dammbalken können den Durchfluss nicht regulieren; sie werden nur dazu verwendet, um ihn zu unterbrechen. Soll der Durchfluss vollständig unterbrochen werden, wie dies bei Reparaturbedarf unterwasserseits der Fall ist, wird die Anwendung zweier parallel angeordneter Verschluss Ebenen empfohlen. Diese sollten voneinander etwa 15 cm Abstand haben, um Dichtungsmaterial (Lehm) dazwischenpacken zu können.

Verschlussorgane regeln den Durchfluss in Triebwasserwegen. Schütztafeln werden prinzipiell zur Durchflusssteuerung in offenen Kanälen und ähnlichen Anwendungen (Spülschütze) im Niederdruckbereich verwendet. Es ist jener Verschlusstyp, der an Einlaufbauwerken eingesetzt wird, um den Zufluss bei Bedarf völlig zu unterbrechen. Schützen aus Gusseisen sind geeignet für Öffnungen kleiner als 2 m². Für größere Öffnungen sind Stahlschützen billiger und flexibler. Schütze werden selten bei Druckleitungen verwendet, da ihre Verschlusszeit zu hoch ist. Der Schütz gleitet (Gleitschütze) oder rollt (Rollschütze) zwischen 2 Führungsschienen in der Verschluss Ebene.

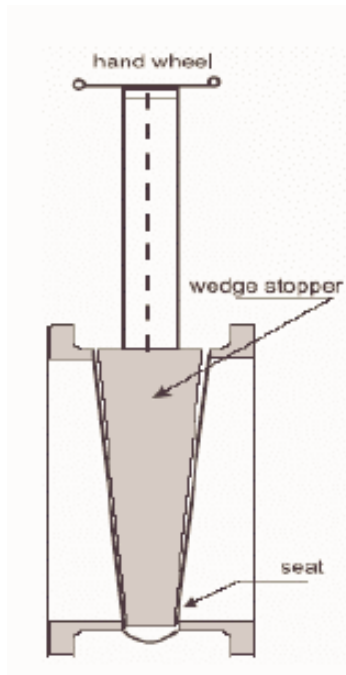
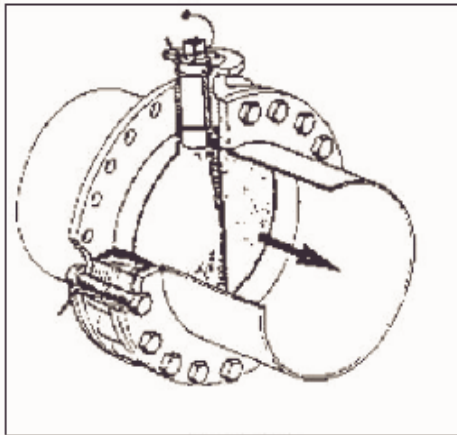
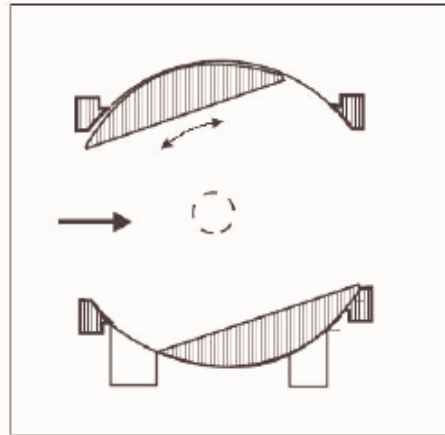


Abbildung 5.25: Keilschieber

Bild 5.11: Windwerkmechanismus

Ein normaler Schieber ist schwer zu bedienen, wenn er in Hochdruckleitungen eingesetzt wird, da der Wasserdruck den Schieber gegen dessen Lager drückt. Diese Schwierigkeit kann durch einen keilförmigen Schieber überwunden werden, da die Dichtung über den Gesamtumfang geöffnet wird, sobald der Schieber auch nur minimal gehoben wird. Um eine gute Dichtung um den Verschlusskeil zu gewährleisten, werden verschiedene Gummidichtungen verwendet. Diese können aus natürlichem Gummi, Styren-butadien oder Chloroprenkomponenten hergestellt werden. Der Dichtweg ist nahe dem Rollweg angeordnet. Verwendet man einen Windwerkmechanismus (Foto 5.11), kann ein hydraulischer Zylinder (Foto 5.12) oder ein Elektromotor kleine Gleitschieber heben, um den Durchfluss zu kontrollieren.

Bei Drosselklappen dreht sich eine linsenförmige Scheibe um eine zumeist horizontale Achse, um die Öffnung zu schließen (Abb. 5.26). Unter Druck wird jede Scheibenseite der gleichen Belastung ausgesetzt, weshalb sie leicht zu bedienen und schnell zu verschließen sind. Drosselklappen werden als Kontroll- und Sicherheitsverschlüsse für Turbinen verwendet. Werden sie als Regelorgan eingesetzt, ist ihr Wirkungsgrad relativ niedrig, da die Scheibe im Durchflussquerschnitt verbleibt und starke Turbulenzen verursacht.

**Bild 5.12: Hydraulischer Zylinder****Abbildung 5.26: Drosselklappe****Abbildung 5.27: Kugelschieber**

Drosselklappen sind einfach, robust und unkompliziert und können manuell oder hydraulisch bedient werden. Foto 5.13 zeigt eine große Drosselklappe, die in einem Krafthaus angeordnet ist, und Foto 5.14 zeigt eine hydraulisch bedienbare Drosselklappe am Einlauf zu einer kleinen Francisturbine mit einem Notöffnungssystem und einem Gegengewicht.

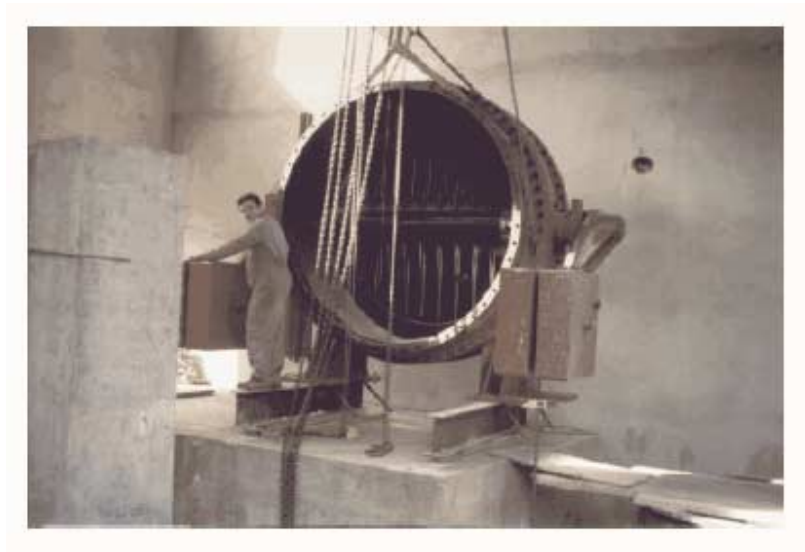


Bild 5.13: Große Drosselklappe



Bild 5.14: Hydraulisch bedienbare Drosselklappe

Kugelschieber (Kugelhähne) verursachen geringere Druckverluste als Schieber und Drosselklappen und werden trotz ihres höheren Preises häufig angewendet.

Segmentwehre stellen eine völlig andere Verschlussart dar. Sie bilden eine bewegliche Überfallkrone und ermöglichen eine exakte Ober- und Unterwasserkontrolle. Foto 5.15 zeigt ein Segmentwehr auf der linken Seite, das bereit zum Einbau ist und die Einbausituation des Segmentes zwischen Betonpfeilern auf der rechten Seite. Derartige drehbare Verschlüsse werden durch Heben oder Senken bedient, um den Durchfluss unter der Verschlussfläche zu ermöglichen. Die gekrümmte Verschlussfläche der Oberwasserseite steht konzentrisch zu den Lagerwellen. Die Lagerwellen sind im Pfeilerbauwerk verankert und tragen die gesamte hydrostatische Last. Da diese über die Lagerwellen abgeleitet wird, verringert sich die erforderliche Leistung des Hebemechanismus (z.B. Hydraulik) erheblich.

Die Druckverluste an Verschlussorganen sind grundsätzlich relativ hoch, speziell wenn sie als Regelorgane verwendet werden. Für weitere Details wird auf Kapitel 2, Abschnitt 2.2.4 und an das Literaturverzeichnis im Anhang verwiesen.



Bild 5.15: Segmentwehr (links) und Einbausituation des Segmentes zwischen Betonpfeilern

5.8 Offene Triebwasserkanäle

5.8.1 Entwurf und Dimensionierung

Der im Kanal geführte Durchfluss ist eine Funktion seines Querprofils, seines Gefälles und seiner Rauigkeit. Natürliche Gerinne sind normalerweise sehr unregelmäßig geformt und ihre Oberflächenrauigkeit wechselt mit Ort und Zeit. Die Anwendung hydraulischer Theorien auf natürliche Gerinne ist komplexer als für künstliche Gerinne, wo der Querschnitt einheitlich und die Oberflächenrauigkeit des Baumaterials – Erde, Beton, Stahl oder Holz – gut dokumentiert ist, sodass die Anwendung hydraulischer Theorien hinlänglich genaue Ergebnisse erbringt. Tabelle 2.4, Kapitel 2, illustriert die fundamentalen geometrischen Eigenschaften verschiedener Kanalquerschnitte. Bei Kleinwasserkraftwerken ist der Durchfluss im Kanal im rauen turbulenten Bereich und die Manning-Gleichung findet Anwendung:

$$Q = \frac{A \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n} = \frac{A^{5/3} \cdot S^{1/2}}{n \cdot P^{2/3}} \quad (5.12)$$

wobei n der Manning-Koeffizient ist, der im Falle künstlich ausgekleideter Kanäle mit zufrieden stellender Genauigkeit abgeschätzt werden kann, und S das Energieliniengefälle ist, das näherungsweise dem Sohlgefälle entspricht.

$$S = \left(\frac{Q \cdot n \cdot P^{2/3}}{A^{5/3}} \right)^2 = \left(\frac{Q \cdot n}{A R^{2/3}} \right)^2 \quad (5.13)$$

Die obere Gleichung trifft zu, wenn metrische oder SI Einheiten verwendet werden. Bei Verwendung von englischen Einheiten, muss die Gleichung umgeformt werden.

$$Q = \frac{1.49 A^{5/3} \cdot S^{1/2}}{n \cdot P^{2/3}} \quad (5.14)$$

wobei Q in ft³/s; A in ft² und P in ft ausgedrückt wird; n hat dieselben Werte wie zuvor.

Die obige Gleichung zeigt, dass bei gleicher Querschnittsfläche A und bei gleicher Sohlneigung S jener Kanal einen größeren Durchfluss abführt, der einen größeren hydraulischen Radius R hat. Das heißt, dass bei gegebener Querschnittsfläche A der Querschnitt mit dem geringsten benetzten Umfang hydraulisch am effizientesten ist. Folglich sind Halbkreisprofile ideal. Ein halbkreisförmiger Querschnitt ist allerdings teuer zu errichten und schwierig in Stand zu halten außer er wird aus Fertigteilen hergestellt. Der effizienteste Trapezquerschnitt ist das halbe Sechseck, dessen Seiten 1:0,577 geböscht sind. Streng genommen trifft dies bloß bei bordvollem Wasserstand zu. Tatsächlich ausgeführte Querschnitte müssen einen bestimmten Freibord inkludieren (Vertikaldistanz zwischen Entwurfswasserspiegel und der Böschungsoberkante) um bei Wasserspiegelschwankungen Überbordungen zu verhindern. Minimaler Freibord für ausgekleidete Kanäle liegt bei 10 cm und für unausgekleidete Kanäle bei einem Drittel der Entwurfswassertiefe beziehungsweise mindestens 15cm. Eine Möglichkeit, Überbordung zu verhindern, ist die Anordnung von Streichwehrüberfällen in bestimmten Abständen; jegliches Überschusswasser wird an dem Überfall zu einem bestehenden Flussbett oder einem Kanalschacht geleitet.

Tabelle 5.2: Hydraulische Parameter für gebräuchliche Kanalquerschnitte

Kanalart	Manning's n
Erdgerinne	
glatt	0.022
schottrig	0.025
verkrautet	0.030
steinig, Blöcke (oder natürliche Flussläufe)	0.035
Künstlich ausgekleidete Gerinne	
Blech	0.011
glatter Stahl	0.012
lackierter Stahl	0.014
genieteteter Stahl	0.015
Gußeisen	0.013
glatt geschalter Beton	0.012
rauher Beton	0.014
gehobeltes Holz	0.012
Tonziegel	0.014
Ziegel	0.015
Asphalt	0.016
gewelltes Metall	0.022
Bauschutt	0.025

Es sei hier angemerkt, dass der hydraulisch günstigste Querschnitt nicht zwingend die niedrigsten Aushubkosten hat. Bei unausgekleideten Kanälen ist die maximale Böschungsneigung durch jene Neigung gegeben, die unter permanentem Wassereinstau standsicher bleibt. Lehm Böschungen können bei einer Neigung von 1:0.75 standsicher sein, sandige Böschungen jedoch brauchen flachere Neigungen (1:2).

Tabelle 5.3 definiert für die gebräuchlichsten Kanalquerschnitte die optimalen Profile als Funktion der Wassertiefe y , zusammen mit jenen Parametern, die das Profil charakterisieren.

Tabelle 5.3: Optimale Profile für unterschiedliche Kanalquerschnitte

Kanalquerschnitt	Fläche A	Benetzter Umfang U	Hydraulischer Radius R	Benetzte Breite B	Wassertiefe t
Trapezförmig: halbes Sechseck	$1,73 y^2$	$3,46 y$	$0,500y$	$2.31 y$	$0,750y$
Rechteckig: halbes Quadrat	$2y^2$	$4y$	$0,500y$	$2y$	y
Dreieckig: halbes Quadrat	y^2	$2.83y$	$0,354y$	$2y$	$0,500y$
Halbkreis	$0,5 \pi y^2$	πy	$0,500y$	$2y$	$0,250\pi y$

Beispiel 5.1

Nimmt man eine Durchflusstiefe von 1 m, eine Kanalbreite von 1,5 m, eine Böschungsneigung von 2:1, ein Sohlgefälle von 0,001 und einen Manning-Beiwert von 0,015 an, so ist der Durchfluss Q und die Durchschnittsgeschwindigkeit v zu bestimmen.

Gemäß Tabelle 2.4, für $b=1,5$, $x=1/2$ und $y=1$.

$$A = (1,5 + 0,5 \times 1) \times 1 = 2 \text{ m}^2; \quad P = 1,5 + 2 \times \sqrt{1 + 0,5^2} = 3,736 \text{ m}$$

Unter Anwendung von 5.6 für $A = 2$ und $P = 3,736$

$$Q = \frac{1}{0.015} \times \frac{2^{5/3}}{3.736^{2/3}} \times \sqrt{0.001} = 2.78 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$V = Q/A = 2.78/2 = 1.39 \text{ m/s}$$

Beispiel 5.2

Bestimmen Sie das Sohlgefälle bei bekannten Durchfluss und Kanaldimensionen. Gegeben ist ein gepflasterter Kanal mit glatter betonierter Oberfläche ($n=0.011$), einer Sohlbreite von 2 m, einer Böschungsneigung von 1:2 und einer einheitlichen Wassertiefe von 1,2 m. Bestimmen sie das Sohlgefälle für einen Durchfluss von $17,5 \text{ m}^3/\text{s}$ unter Anwendung der Gleichung aus Tabelle 2.4:

$$S = \left(\frac{17.5 \cdot 0.011}{5.28 \cdot 0.717^{2/3}} \right)^2 = 0.002$$

Sind Querschnitt, Sohlgefälle und Durchfluss gegeben und die Tiefe “*t*” gesucht, liefert die Gleichung 5.6 – und auch sonst keine – kein direktes Ergebnis, weshalb eine iterative Berechnung notwendig wird.

Beispiel 5.3

Ein trapezförmiger offener Kanal hat eine Sohlbreite von 3 m und eine Böschungsneigung von 1,5:1. Der Kanal ist mit rauem Beton ausgekleidet, hat ein Sohlgefälle von 0,0016 und einen Durchfluss von 21 m³/s. Berechnen sie die Tiefe.

Der Querschnittsfaktor gemäß 5.6:

$$A=(b+zy)y = (3 + 1.5y)y \qquad P=b+2y(1+z^2)0.5 = 3+3,6y$$

Berechnen sie den Querschnittsfaktor für verschiedene Werte von *y*, solange, bis sie sich dem Wert 6.825 annähern:

Für <i>y</i> = 1,50 m	A=7.875,	R=0.937,	AR ^{2/3} =7.539
Für <i>y</i> = 1,40 m	A=7.140,	R=0.887.	AR ^{2/3} =6.593
Für <i>y</i> = 1,43 m	A=7.357,	R=0.902,	AR ^{2/3} =6.869

Gemäß den vorhergehenden Ergebnissen ist die normale Tiefe leicht unter 1,43. Mit dem Software-Programm FlowPro, das in Kapitel 2 erwähnt wurde, könnte dies sofort berechnet werden, wie am angefügten Screenshot gezeigt wird. Eine Tiefe von 1.425, mit A=2.868, P=8.139, R=0.900 und einem Querschnittsfaktor von 6.826.

Zusammenfassend fordert der Entwurf von künstlichen Kanälen folgende Schritte:

- Abschätzung des Manning-Koeffizienten mit Tabelle 5.2
- Berechnung des Formfaktor $AR^{2/3}=nQ/S^{1/2}$ mit den bekannten Parametern des zweiten Terms.
- Ist ein optimaler Querschnitt gefordert, werden die Werte aus Tabelle 3 angewendet.
Ansonsten werden die Werte aus Tabelle 2.4 verwendet.
- Kontrolle, ob die Geschwindigkeit hoch genug ist, um Sedimentation und Pflanzenwuchs zu verhindern.
- Kontrolle, ob die Froudezahl *Fr*, unter 1 liegt (strömender Abfluss)
- Festlegung des geforderten Freibordes.

Depth, Flowrate, Slope, and Roughness

FlowPro will compute the depth, flowrate, slope or roughness for the channel type of your choice. It will also compute the velocity, area, wetted perimeter, and hydraulic radius.

Depth | Flowrate | Slope | Roughness

Select the channel type

Trapezoidal Circular Ushaped Elongated circular

Flowrate, m ³ /s:	21	Depth, m:	1.425
Width, m:	3	Velocity, m/s:	2.868
Manning's N:	0.013	Area, m ² :	7.323
Bottom slope:	0.0016	Wetted perimeter, m:	8.139
Side slope:	1.5	Hydraulic radius, m:	0.900

Compute Close

Beispiel 5.4

Entwerfen Sie einen trapezförmigen Kanal für einen Abfluss von 11 m³/s. Der Kanal wird aus glatt-geschltem Beton bei einem Sohlgefälle von 0,001 hergestellt werden.

Schritt 1: Manning n=0,012

Schritt 2: Berechnung des Formfaktors

$$AR^{2/3} = \frac{nQ}{\sqrt{S}} = \frac{0,012 \times 11}{\sqrt{0,001}} = 4,174$$

Schritt 3: Es wird nicht der optimale Querschnitt gesucht.

Schritt 4: Berechnung der Tiefe t unter Annahme einer Sohlbreite von 6 m und einer Böschungsneigung von 2:1, durch Iteration wie in Beispiel 5.3.

$$d = 0,87 \text{ m } A = 6,734 \text{ m}^2$$

Schritt 5: Berechnung der Fließgeschwindigkeit

$$v = 11/6,734 = 1,63 \text{ m/s}$$

Schritt 6: Gesamtböschungshöhe. Die Tabellen des US Bureau of Reclamation (USA) empfehlen ein Freibord von 0,37 m. Die FlowPro Software würde all diese Ergebnisse zur Verfügung stellen.

5.8.2 Aushub und Standfestigkeit

In konventionellen Wasserkraftanlagen aber auch in manchen kleineren Anlagen - speziell jenen in weiten Tälern, wo der Kanal große Durchflüsse transportiert - werden Kanäle gemäß Abbildung 5.28 konzipiert. Diesem Profil entsprechend, wird der Bodenaushub zur Errichtung der Böschung verwendet, jedoch nicht nur zur Entwurfshöhe, sondern auch um den Freibord zu garantieren, jener Extrahöhe, die notwendig ist, um Spiegelschwankungen Rechnung zu tragen, die durch plötzlichen Einlaufverschluss, Wellen oder starke Wasserspiegelerhöhungen im Kanal, die bei schweren Stürmen aufkommen können. Diese geböschten Kanäle sind zwar leicht zu bauen, doch schwer instand zu halten aufgrund von Seitenerosion und Wasserpflanzenaufwuchs.

Die Standsicherheit der Böschungen wird durch eventuelles Abrutschen des Materials bestimmt. Dieses kann durch rasche Wasserspiegeländerungen im Kanal verstärkt werden. Die Fließgeschwindigkeit in unbefestigten Kanälen sollte über einem Minimalwert gehalten werden, um Sedimentation und Wasserpflanzenwachstum zu vermeiden, jedoch unter einem Maximalwert, um Erosion zu verhindern. Ist der Kanal unbefestigt, hängt die Maximalgeschwindigkeit zur Erosionsvermeidung vom mittleren Korndurchmesser d_m des Böschungsmaterials ab:

$$V \leq 5.7 \cdot d_m^{1/3} \cdot R_h^{1/6} \quad (5.15)$$

R steht für den hydraulischen Radius des Kanals. Für einen Korndurchmesser von 1 mm und hydraulischen Radien zwischen 1 und 3 m liegt die kritische Geschwindigkeit zwischen 0,6 und 0,7 m/s. Für Korndurchmesser von 10 mm liegt die kritische Geschwindigkeit zwischen 1,2 und 1,5 m/s bei gleichen hydraulischen Radien. Die oben angeführte Gleichung kann für Korndurchmesser $> 0,1$ mm angewendet werden. Bei bindigen Böden liegt die kritische Geschwindigkeit zwischen 0,4 und 1,5 m/s. Betonausgekleidete Kanäle können bei Reinwasser gefahrlos Fließgeschwindigkeiten bis zu 10 m/s ausgesetzt werden. Selbst wenn das Wasser Sand, Kies oder Steine führt, sind Geschwindigkeiten bis zu 4 m/s annehmbar.

Auf der anderen Seite sollte die Fließgeschwindigkeit mindestens 0,3 bis 0,5 m/s betragen, um Feinmaterial hinter dem Einlauf in Schwebe zu halten. Um das Wachstum von Wasserpflanzen zu verhindern sind Mindestgeschwindigkeiten zwischen 0,5 m/s und 0,75 m/s und Mindestwassertiefen von 1,5 bis 2,0 m notwendig.

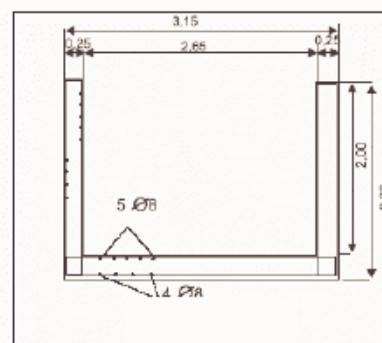
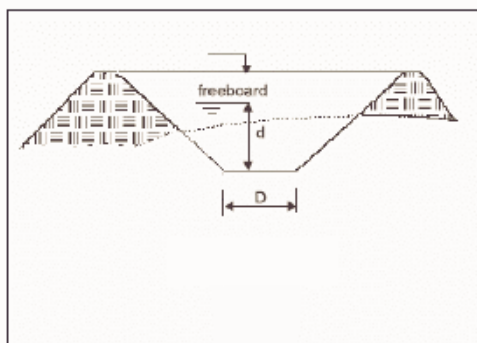


Abbildung 5.28 Kanalentwurf Abbildung 5.29 rechteckiger, bewehrter Betonkanal

Eine passende Gerinneauskleidung garantiert Böschungsstandsicherheit. Mögliche Materialien, die zum Uferschutz herangezogen werden, sind Pflanzenbedeckung, Felsblöcke mit oder ohne Vermörtelung, bituminöses Material oder Beton. Einige Beispiele sind in Abbildung 5.30 gezeigt.

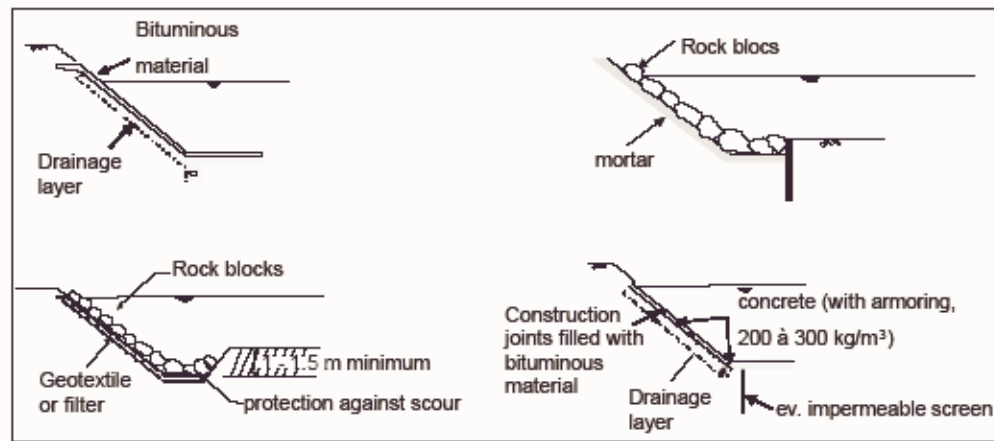


Abbildung 5.30: Material zur Böschungssicherung

Bei Anlagen im Gebirge werden Kanäle zumeist aus Stahlbeton gefertigt. Umweltschutzaufgaben fordern aus diesem Grund oft deren Abdeckung und Wiederbegrünung. Abbildung 5.29 zeigt einen schematischen Querschnitt eines rechtwinkligen Stahlbetonkanals im Kraftwerk Cordinañes, auf die in Kapitel 4 Bezug genommen wird. Foto 5.15 zeigt denselben Kanal, der noch nicht mit jener Betonplatte abgedeckt ist, die als Untergrund für eine neue Bodenschicht und eine neue Pflanzendecke dienen könnte. Manchmal wird der Kanal mit Lagen aus Geotextilien ausgekleidet, um Durchsickerungen sicher auszuschließen und in weiterer Folge Erdrutsche aufgrund von vernässtem lehmigen Material zu verhindern. Wie im folgenden Beispiel gezeigt wird, kann der maximale Abfluss eines Kanals leicht berechnet werden, sobald sein Profil gewählt wurde.

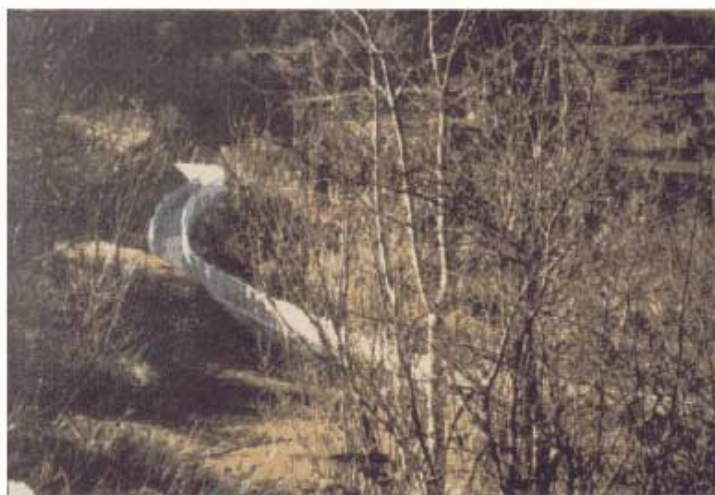


Bild 5.15: Kanal in der Cordinañes Anlage



Bild 5.16: Seitlicher Überfall (Streichwehr)

Um sicher zu stellen, dass der Kanal nicht ausufert und auf diese Weise die Hangstabilität gefährdet, und um einen großzügigen Freibord zu gewährleisten, sollte ein seitlicher Überfall (Streichwehr) (wie in Foto 5.16) angeordnet werden. Ein Geologe sollte die Geomorphologie des Standortes genau untersuchen, bevor die Kanalführung endgültig festgelegt wird. Foto 5.17 zeigt anschaulich, wie Auftriebskräfte ohne weiteres einen Triebwerkskanal (6 m Breite und 500 m Länge in einer 2 MW Anlage) zerstören können. An einem bestimmten Tag trat ein Hochwasser auf, das später als 100-jährliches Ereignis klassifiziert wurde. Als nun die Hochwasserwelle eintraf, war der Oberwasserkanal leer und der Auftrieb zerstörte den Kanal. Überlegungen sollten also bezüglich der in Kapitel 4, Abschnitt 4.4 beschriebenen Versagensarten angestellt werden.



Bild 5.17: Auftrieb



Bild 5.18: Rohrbrücke

Überwindung von Hindernissen

Entlang der Kanaltrasse kann man auf Hindernisse stoßen. Um diese zu passieren, wird es notwendig sein, unter diesen durch, über diese hinweg oder um diese herum zu gehen.

Eine Fluss- oder Schluchtquerung erfordert die Errichtung einer Kanalbrücke, die eine Verlängerung des eigentlichen Kanals darstellt, gleiches Gefälle hat und sich auf Beton- oder Stahlpfeiler stützt oder wie eine Hängebrücke gespannt/abgehängt wird. Stahlrohre sind oftmals die beste Lösung, da Rohre als tragende Elemente, die an der Baustelle gefertigt werden, verwendet werden können. Das einzig mögliche Problem ist die Schwierigkeit, sedimentiertes Material zu entfernen, solange der Kanal vollgefüllt ist. Foto 5.18 zeigt ein ähnliches Gerinne in China.

Ein Düker kann dieses Problem ebenso lösen. Er setzt sich aus einem Einlauf -und einem Auslaufbauwerk zusammen, die durch ein Rohr verbunden sind. Die Querschnittsdimensionierung folgt den Regeln für Druckrohre, die nachfolgend erörtert werden.

5.9 Druckrohrleitungen

Anordnung und Materialwahl für Druckrohrleitungen

Das Wasser vom Einlauf zum Krafthaus zu führen (dies ist nämlich die Aufgabe einer Druckrohrleitung) mag nicht besonders schwierig erscheinen. Die wirtschaftlichste Anordnung einer Druckrohrleitung zu wählen ist jedoch nicht derart einfach. Sie können, abhängig von Faktoren wie Bodenbeschaffenheit, Rohrmaterial, Umgebungstemperatur und ökologische Anforderungen, ober- oder unterirdisch errichtet werden.

Beispielsweise kann ein flexibles PVC Druckrohr mit kleinem Durchmesser auf der Geländeoberfläche verlegt werden, wenn entlang seiner Trasse das Rohr zwecks guter Isolierung mit Sand und Schotter umgeben wird. Kleine Druckrohrleitungen wie diese benötigen keine Widerlager oder Dilatationen (Einrichtung, die eine Längenänderung aufnimmt).

Größere Druckrohrleitungen werden meistens eingegraben verlegt, solange Felsaushub nur in geringem Umfang anfällt. Unterirdisch verlegte Druckrohre müssen sorgfältig gestrichen und ummantelt werden, um die Außenseite vor Korrosion zu schützen. Wird jedoch der Schutzmantel beim Einbau nicht beschädigt, so sollten weitere Instandhaltungsarbeiten minimal sein. Aus ökologischer Sicht ist diese Lösungsvariante optimal, da der Bodenaushub wieder an Ort und Stelle eingebracht werden kann und die Druckrohrleitung kein Hindernis für die Wildbahn darstellt.

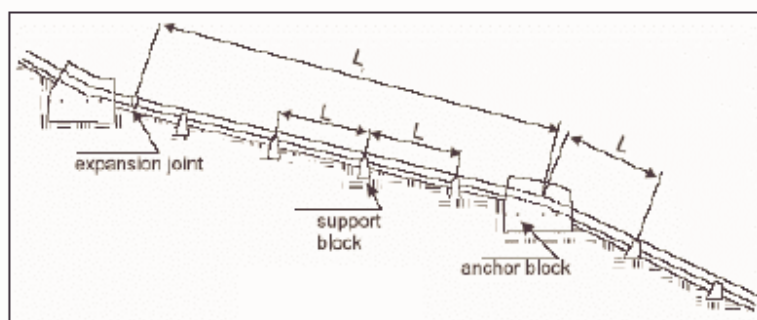


Abbildung 5.31: Druckrohrleitung

Eine oberirdisch verlegte Druckrohrleitung kann mit oder ohne Dilatationselemente entworfen werden. Temperaturschwankungen sind vor allem dann von Interesse, wenn die Turbine nicht ununterbrochen in Betrieb ist, oder wenn die Leitung zwecks Reparatur entleert wird und u.U. zu thermischer Expansion oder Kontraktion führt. Normalerweise wird ein Druckrohr in gerader oder relativ gerader Linienführung errichtet, wobei ein betonierter Fundamentblock an jeder Krümmung und ein Dilatationsstück zwischen zwei festen Widerlagern angeordnet wird. (Abb. 5.31)

Die Fundamentblöcke müssen den Schubkräften der Druckrohrleitung und den Reibungskräften aus thermischen Längenänderungen standhalten, und sollten daher möglichst auf Fels gegründet werden. Wenn aufgrund der Bodenbeschaffenheit die Fundamentblöcke zu große Betonkubaturen fordern, was relativ kostspielig wird, ist es eine alternative Lösung, jedes zweite Widerlager und alle Dilatationen wegzulassen und eine geringfügige freie Bewegung der Krümmungen zuzulassen. In diesem Fall ist es wünschenswert, die geradlinigen Abschnitte der Leitung auf Stahlsätteln zu lagern, die sich an die Kontur der Leitung anpassen und im Allgemeinen 120° der Rohrsohle umspannen (Abbildung 5.32). Die Sättel können aus Stahlplatten und -formen hergestellt werden, und Grafit-Asbestlagen können zwischen Sattel und Rohr gelegt werden, um Reibungskräfte zu reduzieren. Der Rohrbewegung kann also mit Dehnfugen oder auch mit einem Leitungsentwurf, der begrenzte Bewegung der Krümmungen zulässt, begegnet werden.

Wird ein Leitungssystem mit Muffen- oder Steckverbindungen mit O-Ringflanschen gewählt, werden Expansion und Kontraktion in den Fugen abgefangen.

Heutzutage gibt es ein großes Materialsortiment für Druckrohrleitungen. Für größere Fallhöhen und Durchmesser ist möglicherweise geschweißter Stahl die beste Option. Dennoch sollten auch maschinengeschweißte Spiralstahlrohre, wenn sie in der erforderlichen Größe erhältlich sind, in Betracht gezogen werden, da sie kostengünstiger sind. Für große Fallhöhen werden Stahl – oder duktile Eisenrohre bevorzugt. Bei mittleren und niedrigen Fallhöhen wird Stahl konkurrenzschwächer, da innere und äußere Korrosionsschutzschichten nicht mit dem Durchmesser kleiner werden und eine Mindestwandstärke der Rohrleitungen eingehalten werden muss. Für kleinere Durchmesser kann man wählen zwischen: handgefertigten Stahlrohren, die mit Muffen- und Steckverbindungen und O-Ringflanschen ausgestattet sind, wodurch das Verschweißen am Einbauort wegfällt, oder mit angeschweißten Flanschen, die auf der Baustelle angebolt werden (Abbildung 5.33); geschleudertem oder vorgespanntem Beton; duktilen Stahlmuffen- und Stahlsteckrohren mit Flanschen; Asbestzement; glasfaserverstärktem Kunststoff (GFK); und PVC oder Polyethylen (PE) Kunststoffrohren.

Das Kunststoffrohr PE14 ist eine sehr attraktive Lösung für mittlere Fallhöhen, (ein PVC Rohr DN 400 kann bis zu einer Maximaldruckhöhe von 200 m verwendet werden) da es oftmals billiger, leichter und einfacher hand zu haben ist als Stahl und keinen Korrosionsschutz braucht. PVC15 Rohre sind einfach einzubauen, da die Muffen- und Steckverbindungen mit O-Ringflanschen ausgestattet sind. PVC Rohre werden meist eingegraben mit einer Mindestüberdeckung von 1 m verlegt. Aufgrund ihrer schwachen UV-Beständigkeit können sie nicht frei verlegt werden, außer sie erhalten einen Schutzanstrich, werden ummantelt oder umwickelt. Der Mindestkrümmungsradius eines PVC Rohres ist relativ groß (das 100-fache des Rohrdurchmessers) und sein Temperaturexpansionskoeffizient ist 5-mal höher als der von Stahl. PVC Rohre sind außerdem relativ spröde und deshalb ungeeignet für felsigen Untergrund.

PE16 Rohre (Polyethylen mit hohem Molekulargewicht) können mit Krümmungsradien vom 20- bis 40-fachen des Rohrdurchmessers (für scharfe Kurven werden spezielle vorgefertigte Formstücke benötigt) ebenso auf der Geländeoberfläche verlegt werden. PE Rohre schwimmen im Wasser und können in langen Abschnitten mit Kabeln gezogen werden. Sie müssen jedoch an der Baustelle durch besondere Schweißverfahren verbunden werden, wodurch der Einsatz von Spezialmaschinen nötig wird. PE Rohre halten das Auffrieren der Leitungen schadlos aus. Sie könnten jedoch in Größen über DN 300 nicht verfügbar sein.

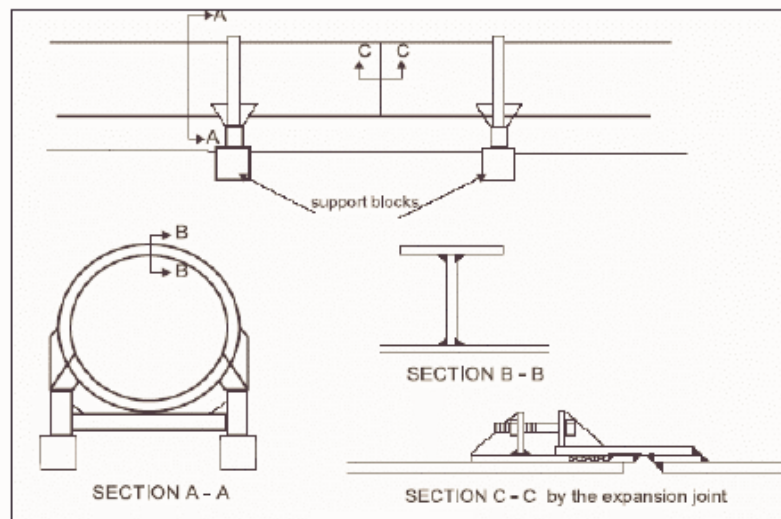


Abbildung 5.32: Druckrohrleitung mit Festpunkten und Dilatationen

Druckleitungen aus Betonrohren, die entweder vorgespannt und/oder mit Stahl bewehrt werden, einen inneren Stahlmantel gegen Leckagen aufweisen und mit Gummiflanschen und Muffen- und Steckverbindungen ausgestattet sind, stellen eine weitere Lösungsmöglichkeit dar. Unglücklicherweise sind sowohl Transport als auch Einbau auf Grund des hohen Gewichtes teuer. Allerdings sind diese Rohre korrosionssicher.

In Entwicklungsländern sind mit Teeröl druckimprägnierte Holzdaubenrohre mit Stahlzugbändern Alternativen, die für Durchmesser bis zu 5,5 m und Fallhöhen bis zu 50 m (bei einem Durchmesser von 1,5 m ist die Fallhöhe bis zu 120 m steigerbar) eingesetzt werden können. Ihre Vorteile sind die Flexibilität, mit der sich das Rohr an Setzungen anpassen kann, die leichte Verlegung an der Oberfläche, die beinahe ohne Vorbereitung auskommt, keine Dilatationen, keine Betonaufleger und kein Korrosionsschutz. Holzdaubenrohre werden aus einzelnen Holzdauben vor Ort gefertigt, mit Stahlbändern oder Spanschlössern versehen und können damit leicht auch in schweres Gelände transportiert werden

Ihre Nachteile inkludieren Leckagen, speziell beim Füllvorgängen, die Notwendigkeit, die Leitung auch bei Reparaturarbeiten gefüllt zu lassen, und beachtlichen Instandhaltungsaufwand wie Sprühanstriche mit Teer alle 5 Jahre. Tabelle 5.3 zeigt die Hauptmerkmale der oben beschriebenen Materialien. Einige von diesen Eigenschaften sind nicht immer typisch, speziell die Werte des Hazen Williams Koeffizienten, der von der Oberflächenbeschaffenheit des Rohres abhängt.

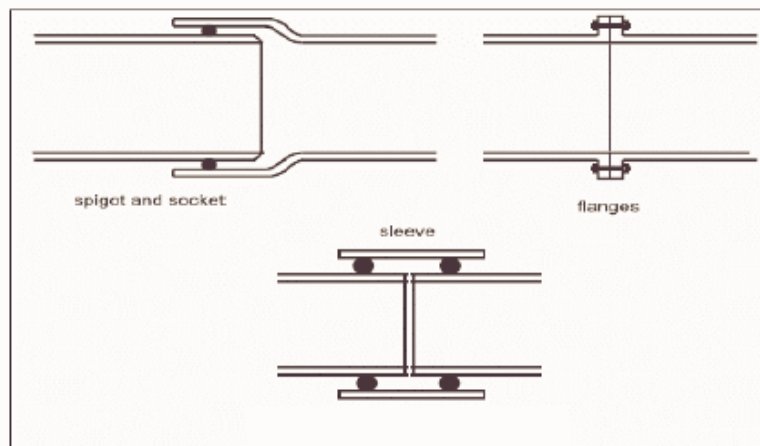


Abbildung 5.33: Verbindungen bei Stahlrohren

Tabelle 5.4: Verschiedene Materialcharakteristika

Material	E-Modul (N/m ²)	Linearer Temperaturausdehnungskoeffizient (mm/°C)	Zugfestigkeit (N/m ²)	n
Geschweißter Stahl	206	12	400	0,012
Polyethylen	0,55	140	5	0,009
Polyvinylchlorid PVC	275	54	13	0,009
Asbestzement	n/a	8,1	n/a	0,011
Gusseisen	78,5	10	140	0,014
Duktiles Eisen	16,7	11	340	0,013

Hydraulischer Entwurf und konstruktive Erfordernisse

Eine Druckrohrleitung wird durch Material, Durchmesser, Wandstärke und Art der Rohrverbindung charakterisiert:

Das Material wird entsprechend den Untergrundverhältnissen, Verfügbarkeit, Gewicht, Verbindungssystem und Kosten gewählt.

Der Durchmesser wird gewählt, um Reibungsverluste innerhalb der Druckrohrleitung auf einem akzeptablen Niveau zu halten.

Die Wandstärke wird gewählt, um den maximalen inneren hydraulischen Druck, inklusive Druckstoßerscheinungen, aufzunehmen.

Nennweite der Druckrohrleitung

Der Durchmesser wird in einer Optimierung zwischen Druckrohrleitungskosten und Leistungsverlusten errechnet. Die Leistung, die durch den Durchfluss Q und der Fallhöhe H zur Verfügung steht, ist durch folgende Gleichung gegeben:

$$P=QH\gamma\eta$$

wobei Q der Durchfluss in m³/s, H die Nettofallhöhe in m, γ das spezifische Gewicht des Wassers in kN/m³ und η der Gesamtwirkungsgrad ist.

Die Nettofallhöhe entspricht der Bruttofallhöhe minus der Summe aller Verlusthöhen, eingeschlossen die Reibungs – und Turbulenzverluste in der Druckleitung, die annähernd proportional dem Quadrat der Fließgeschwindigkeit im Rohr sind. Um einen bestimmten Durchfluss abzuführen, braucht ein Druckrohr kleineren Durchmessers eine höhere Geschwindigkeit als eines von großem Durchmesser. Die Verluste werden also größer sein. Die Wahl des kleinstmöglichen Durchmessers wird zwar die Errichtungskosten der Druckrohrleitung minimieren, die Energieverluste werden jedoch größer und vice versa.

Kapitel 2 erklärt die Reibungsverlustberechnung und legt einen speziellen Schwerpunkt auf die graphische Darstellung der Colebrook Gleichung (das Moody Diagramm und die Wallingford Tafeln) und auf die Manning Formel. In diesem Kapitel werden die oben beschriebenen Grundsätze angewendet und einige Beispiele zur leichteren Anwendung in der Praxis gegeben.

Ein einfaches Kriterium für die Durchmesserwahl ist die Begrenzung der Fallhöhenverluste auf einen bestimmten Prozentsatz. Leistungsverluste von 4 % sind meistens akzeptabel. Ein genauerer Ermittlungsweg ist es, mehrere mögliche Durchmesser zu wählen und deren Leistung und jährliche Energieproduktion zu berechnen. Der auf den heutigen Tag abgezinste Wert der Energieverluste für die gesamte Lebensdauer wird errechnet und für jeden Durchmesser aufgetragen (Abbildung 5.34). Auf der anderen Seite werden die Kosten der Leitung für jeden Durchmesser berechnet und ebenfalls ins Diagramm eingetragen.

Beide Kurven werden graphisch addiert. Der optimale Durchmesser ist jener, der dem theoretischen Optimum am nächsten ist. Tatsächlich sind die Reibungsverluste die Hauptverluste in einer Druckleitung. Die Höhenverluste aufgrund von Turbulenzen am Rechen, am Rohreinlauf, in Krümmungen, Verengungen und Verschlussorganen sind geringer. Folglich reicht es als erste Näherung, die Reibungsverluste z.B. mit der Manning Gleichung zu berechnen:

$$\frac{h_f}{L} = 10.3 \frac{n^2 Q^2}{D^{5.333}} \quad (5.16)$$

Betrachtet man die obige Gleichung, erkennt man, dass die Halbierung des Rohrdurchmessers zu einem 40-fachen Reibungsverlust führt. Daraus folgt, dass:

$$D = \left(\frac{10.3 \cdot n^2 Q^2 \cdot L}{h_f} \right)^{0.1875} \quad (5.17)$$

Begrenzen wir h_f mit $4H/100$, kann bei bekanntem Q, n und L der Durchmesser D aus der folgenden Gleichung berechnet werden:

$$D = 2.69 \left(\frac{n^2 Q^2 L}{H} \right)^{0.1875}$$

(5.18)

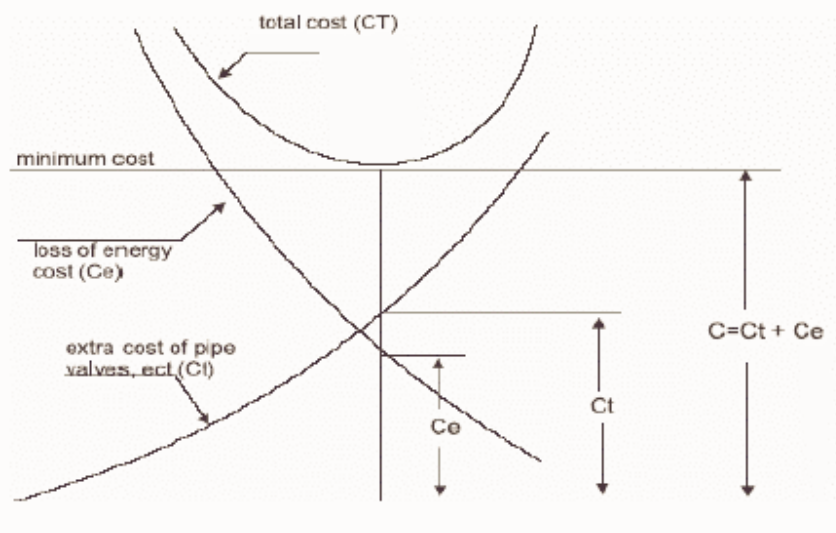


Abbildung 5.34: Energieverlust

Beispiel 5.5

Eine Anlage mit einer Bruttofallhöhe von 8,5 m und einem Durchfluss von 3 m³/s hat eine 173 m lange Druckleitung aus geschweißtem Stahl. Berechnen Sie den Durchmesser für den der Energieverlust infolge der Reibung 4 % nicht übersteigt.

$$D = 2.69 \left(\frac{3^2 \times 0.012^2 \times 173}{85} \right)^{0.1875} = 0.88 \text{ m}$$

Wir wählen ein Stahlrohr DN 1000 und berechnen die Gesamtverluste im nächsten Beispiel.

Beispiel 5.6

Berechnen Sie die Reibungs- und Turbulenzverluste einer Anlage, wie sie in Abbildung 5.35 dargestellt ist. Der Bemessungsabfluss beträgt 3 m³/s; die Bruttofallhöhe 83 m. Die Stahldruckleitung hat eine Nennweite von 1m. Der Krümmungsradius der Bögen beträgt das 4-fache des Durchmessers. Am Einlauf der Druckentnahme sitzt ein Rechen mit einer Gesamtfläche von 6 m² und einer Neigung von 60° zur Horizontalen. Die Stäbe aus rostfreiem Stahl sind 12 mm dick; der Stababstand beträgt 70 mm. Die Anströmgeschwindigkeit am Rechen ist (mit K1=1):

$$V_0 = 3 \times \frac{70+12}{70} \times \frac{1}{6} \times \frac{1}{0.866} = 0.7 \text{ m/s}$$

Die Höhenverluste am Rechen sind durch die Kilchner-Formel gegeben:

$$h_f = 2.4x \left(\frac{12}{70} \right)^{4/3} x \frac{0,7^2}{2x9.81} x 0.866 = 0.0049 \text{ m}$$

Der Verlust am Einlauf der Druckleitung ist in Abbildung 2.11, Kapitel 2 mit $K = 0,08$ gegeben. Die Geschwindigkeit in der Druckleitung beträgt 3,82 m/s. Folglich ist die Verlusthöhe am Einlauf:

$$h_e = 0.08 x 3.822 / (2 x 9.81) = 0,06 \text{ m}$$

Die Bruttofallhöhe am Anfang der Druckleitung ist somit:

$$85 - 0.005 - 0.06 = 84,935 \text{ m}$$

Die Reibungsverluste in der Druckleitung entsprechend der Manning-Gleichung betragen:

$$h_f = \frac{10.3x0.012^2 x 3^2}{1.0^{5.333}} x 173 = 2.30 \text{ m}$$

Der k_b -Beiwert für den ersten Krümmer beträgt 0,05. Der Koeffizient für den zweiten Krümmer ist $k_b=0,085$ und für den dritten $k_b=0,12$. Die Höhenverluste an den 3 Krümmern ergeben sich somit als:

$$(0,05 + 0,085 + 0,12) x 3.822 / (2 x 9.81) = 0.19 \text{ m.}$$

Der Höhenverlust an den Einlaufventilen: $0,15 x 3,822 / (2 x 9,81) = 0,11 \text{ m}$

Zusammenfassung:

Höhenverlust am Rechen inklusive Rohreinlauf: 0,065 m

Höhenverlust in den drei Krümmern und am Ventil: 0,30 m

Höhenverlust durch Reibung in der Druckleitung: 2,30 m

Gesamthöhenverlust: 2,665 m, was 3,14% der Bruttofallhöhe entspricht.

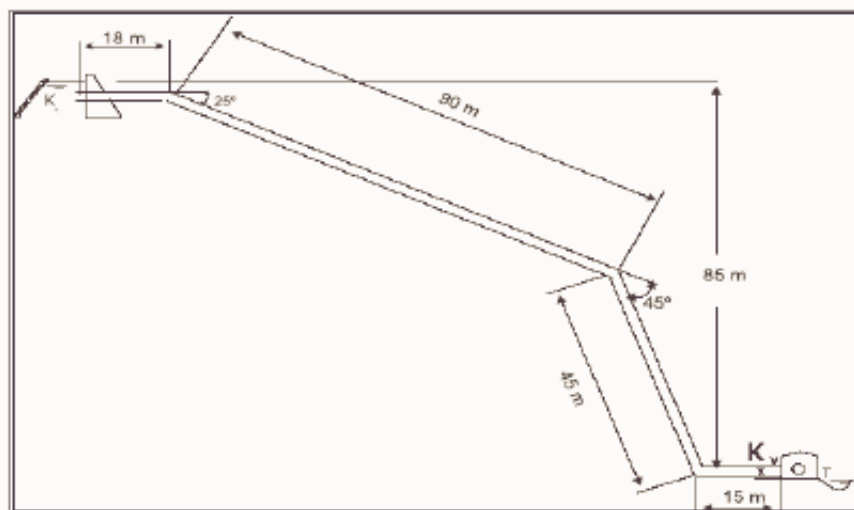


Abbildung 5.35: Reibungs- und Turbulenzverluste

Wandstärke

Die geforderte Wandstärke hängt vom Rohrmaterial, dessen Zugfestigkeit und Streckgrenze, dem Rohrdurchmesser und dem Betriebsdruck ab. Bei stationärem Abfluss (es wird angenommen, dass der Abfluss mit der Zeit konstant bleibt) ist der Betriebsdruck in jedem Punkt entlang der Druckleitung gleich der Wassersäulenhöhe über diesem Punkt. Die Wandstärke wird in diesem Fall folgendermaßen berechnet:

$$e = \frac{P_1 \cdot D}{2\sigma_f} \quad (5.19)$$

wobei

e = Wandstärke in mm

P_1 = hydrostatischer Druck in kN/mm²

D = Innendurchmesser des Rohres

σ_f = zulässige Spannung

Für Stahlrohre wird die obige Gleichung abgewandelt:

$$e = \frac{P_1 \cdot D}{2\sigma_f \cdot k_f} + e_s$$

wobei

e_s = Korrosionszuschlag

k_f = Schweißnahtgüte

$k_f = 1$ für nahtlose Rohre

$k_f = 0,9$ für radiologisch getestete Nähte

$k_f = 1,0$ für radiologisch getestete, spannungsfrei geprüfte Nähte

σ_f = zulässige Spannung (1400 kN/mm²)

Das Rohr sollte starr genug sein, um ohne Deformationsgefahr angeliefert und eingebaut werden zu können. ASME empfiehlt eine Mindestwandstärke in mm, die dem 2,5-fachen Durchmesser in m plus 1,2 mm entspricht. Andere Organisationen empfehlen eine Mindestwandstärke von $t_{\min} = (D + 508)/400$. Alle Einheiten sind in mm.

In Hochdruckanlagen kann es praktisch sein, ein Druckrohr mit einheitlichem Durchmesser einzusetzen, das jedoch abhängig vom hydrostatischen Druck unterschiedliche Wandstärken aufweist. Ein bestimmter Abschnitt der Druckleitung kann unter der Energielinie zu liegen kommen und kollabieren (einbeulen), wenn der Innendruck geringer als der atmosphärische Außendruck wird. Der Unterdruck, bei dem das Rohr kollabiert, beträgt:

$$P_c = 882500x \left(\frac{e}{D} \right)^3 \quad (5.20)$$

Wobei e für die Wandstärke und D für den Rohrdurchmesser (beide in mm) stehen. Der Unterdruck kann durch Anordnung eines Belüftungsrohres verhindert werden, dessen Durchmesser folgendermaßen berechnet wird:

$$d = 7.47 \sqrt{\frac{Q}{\sqrt{P_c}}} \quad (5.21)$$

vorausgesetzt, dass $P_c \leq 0.49 \text{ kN/mm}^2$; anderenfalls ist $d = 8.94 Q$.

Plötzliche Durchflussänderungen können auftreten, wenn der Anlagenbetreiber oder die Steuerungstechnik die Verschlussorgane schnell öffnen oder schließen. Gelegentlich kann der Durchfluss durch totalen Lastabwurf oder einfach durch plötzliche Verstopfung einer Düse einer Pelton-Turbine sogar vollständig gestoppt werden. Eine plötzliche Durchflussänderung in der Druckleitung betrifft erhebliche Wasservolumina, die in der Druckleitung fließen.

Die Druckwelle, die bei einem raschen Fließgeschwindigkeitswechsel auftritt, wird als Druckstoß bezeichnet; und obwohl dieser bloß vorübergehend ist, kann er gefährliche Über- und Unterdrücke erzeugen, deren Auswirkungen dramatisch sein können: Die Druckrohrleitung kann durch Überdruck bersten oder infolge Unterdrucks kollabieren. Die vom Druckstoß induzierte Druckwelle kann ein Vielfaches des durch die Fallhöhe erzeugten statischen Betriebsdruckes sein. Sie muss bei der Berechnung der Wandstärke des Druckrohres berücksichtigt werden.

Detaillierte Information über das Druckstoßphänomen kann in hydraulischen Abhandlungen gefunden werden. In Kapitel 2 Abschnitt 2.2.3 ist einige Information hierüber enthalten. Einige Beispiele werden die Anwendung der empfohlenen Formeln erläutern. Wie in Kapitel 2 erklärt wurde, ist die Druckwellengeschwindigkeit c (m/s) von der Elastizität des Wassers und des Rohrmaterials gemäß folgender Formel abhängig:

$$c = \sqrt{\frac{10^{-3} k}{\left(1 + \frac{kD}{Et}\right) \rho}} \quad (5.22)$$

wobei

k = k-Modul von Wasser $2.1 \times 10^9 \text{ N/m}^2$

E = E-Modul des Rohrmaterials (N/m^2)

t = Wandstärke (mm)

Als kritische Zeit T wird jene Laufzeit bezeichnet, in welcher die Druckwelle auf ihrem Rückweg zum rasch geschlossenen Ventil zurückkehrt:

$$T = 2L/c \quad (5.23)$$

Bei plötzlichem Verschluss (die Druckwelle erreicht das Ventil, nachdem dieses geschlossen wurde) beträgt der Druckanstieg (in m Wassersäule) zufolge der Druckwelle:

$$P = c \frac{\Delta v}{g} \quad (5.24)$$

wobei Δv die Geschwindigkeitsänderung darstellt.

Beispiel 6.4 und 6.5 zeigen, dass Druckwellen in Stahlrohren mehr als 3-mal größer sind als in PVC Rohren, da Stahl die höhere Steifigkeit besitzt.

Beispiel 5.7

Berechnen Sie die Druckwellengeschwindigkeit bei sofortigem Verschluss in einer Stahlrohr-Druckleitung DN 400 mit einer Wandstärke von 4 mm. Bei Anwendung obiger Gleichung erhält man:

$$c = \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{1 + \frac{2.1 \times 10^9 \times 400}{2.1 \times 10^{11} \times 4}}} = 1024 \text{ m/s}$$

b) Ebenso für ein PVC Rohr DN 400 und einer Wandstärke von 14mm.

$$c = \sqrt{\frac{2.1 \times 10^6}{1 + \frac{2.1 \times 10^9 \times 400}{2.75 \times 10^9 \times 14}}} = 305 \text{ m/s}$$

Beispiel 5.8

Wie hoch ist bei sofortigem Ventilverschluss der Druck in den beiden Rohrleitungen aus Beispiel 5.7, wenn die Anfangsgeschwindigkeit 1,6 m/s beträgt?

a) Stahlrohr Druckrohrleitung

$$P_s = \frac{1024 \times 1.6}{9.8} = 165 \text{ m}$$

b) PVC Druckrohrleitung

$$P_s = \frac{305 \times 1.6}{9.8} = 49 \text{ m}$$

Wie Beispiel 5.8 zeigt, ist der Wellendruck im Stahlrohr aufgrund der höheren Steifigkeit von Stahl um das Dreifache höher als im PVC-Rohr. Wenn die Geschwindigkeitsänderung im mehr als 10-fachen Zeitraum der kritischen Zeit T erfolgt, entstehen kleine bis gar keine Überdrücke und das Druckstoßphänomen kann vernachlässigt werden. Liegt die Änderungszeit zwischen $2L/c < T < 10T$ so wird sich P_s nicht vollständig aufbauen, da die reflektierte negative Welle den Druckanstieg dämpft, sobald sie am Ventil ankommt. Für diesen Fall kann mit der Allievi Gleichung der maximale Überdruck berechnet werden:

$$\Delta P = P_0 \left(\frac{N}{2} \pm \sqrt{\frac{N^2}{4} + N} \right) \quad (5.25)$$

wobei P_0 der hydrostatische Druck zufolge der Fallhöhe ist:

$$N = \left(\frac{LV_0}{gP_0 t} \right)^2 \quad (5.26)$$

wobei:

V_0 = Fließgeschwindigkeit in m/s

L = Gesamtlänge der Druckrohrleitung (m)

P_0 = gesamter hydrostatischer Druck (m)

t = Verschlusszeit (s)

Der Gesamtdruck in der Druckrohrleitung beträgt $P = P_0 + \Delta P$

Das nächste Beispiel veranschaulicht die Anwendung der Allievi Gleichung, für den Fall dass die Verschlusszeit mindestens das 2-fache jedoch weniger als 10-fache das der kritischen Zeit T beträgt.

Beispiel 5.9

Kalkulieren Sie die Wandstärke der Druckrohrleitung, die in Beispiel 5.6 behandelt wurde, bei einer Verschlusszeit von 3 Sekunden. Gegeben ist:

Bruttofallhöhe: 84,935 m

Ausbaudurchfluss: 3 m³/s

Rohrinnendurchmesser: 1,0 m

Gesamtrohrlänge: 173 m

In einer ersten Näherung wird die Wandstärke mit 5 mm angenommen, um die Wellengeschwindigkeit c zu berechnen:

$$c = \sqrt{1 + \frac{2.1 \times 10^6}{2.1 \times 10^9 \times 1000}} = 836.7 \text{ m/s}$$

Die Verschlusszeit ist größer als die kritische (0,41 s) aber kleiner als das 10-fache ihres Wertes, sodass die Allievi Gleichung angewendet werden kann. Die Fließgeschwindigkeit im Rohr ist:

$$V = \frac{4 \times 3}{\pi \times 1.0^2} = 3.82 \text{ m/s}$$

N würde für eine Bruttofallhöhe von 84,935 m berechnet werden

$$N = \left(\frac{3.82 \times 173}{9.81 \times 84.935 \times 3} \right)^2 = 0.070$$

und deshalb

$$\Delta_p = 84.935 \left(\frac{0.07}{2} \pm \sqrt{0.07 + \frac{0.07^2}{4}} \right) = +25.65 \text{ m}; -19.58 \text{ m}$$

Der Gesamtdruck würde sich auf $84,935 + 25,65 = 110,585 \text{ tf/m}^2 = 11,06 \text{ kN/mm}^2$ belaufen. Dies braucht eine Wandstärke von:

$$e = \frac{11.06 \times 1000}{2 \times 1400} + 1 = 4.95 \text{ mm}$$

Dies bestätigt die Ausgangsannahme und deckt die Vorgaben für die Handhabung der Rohre auf der Baustelle ab ($t_{\min} = 2.5 \times 1 + 1,2 = 3.7 \text{ mm}$)

Zur Berechnung des Durchmessers der Lüftungsventils

$$P_e = 882500 \left(\frac{5}{1000} \right)^3 = 0.11 \text{ kN/mm}^2$$

Und der Durchmesser:

$$d = 7.47 \sqrt{\frac{3}{\sqrt{0.11}}} = 22.46 \text{ cm}$$

Das Druckstoßproblem wird insbesondere in langen Rohrleitungen akut, wenn ein offener Kanal entlang des Fließweges durch Druckrohre ersetzt wird. Für eine vollständige Berechnung ist es notwendig, nicht nur wie oben die Elastizität der Flüssigkeit und des Rohrmaterials zu berücksichtigen, sondern auch alle hydraulischen Verluste und die Schließdauer des Ventils in Betracht zu ziehen.

Der mathematische Ansatz ist umständlich und man braucht dazu ein Computerprogramm. Für interessierte Leser bieten Chaudry¹⁹, Rich²⁰ und Streeter&Wylie²¹ einige Kalkulationsmethoden illustriert mit einer bestimmten Anzahl ausgearbeiteter Beispiele.

Um die erforderliche Mindestrohrwandstärke an jedem beliebigen Punkt im Rohr zu bestimmen, sollten zwei Druckstoßhypothesen berücksichtigt werden: Normaler Druckstoß und Druckstoß in Notfällen. Normaler Druckstoß tritt auf, wenn die vom Regler gesteuerte Turbine stehen bleibt. Unter diesen Umständen kann bei Pelton-turbinen der Überdruck in der Druckrohrleitung 25 % der Bruttofallhöhe betragen. Im Falle von Reaktionsturbinen 25 % bis zu 50 % (abhängig von der Zeitkonstante des Reglers). Der Rat des Turbinenherstellers sollte beachtet werden. Der Druckstoß in Notfallsituationen, der durch Verstopfung der Düse einer Pelton-turbine oder durch eine Fehlfunktion eines Turbinenreglers auftritt, muss nach der oben gezeigten Gleichung berechnet werden.

In Stahldruckrohrleitungen ist der Gesamtdruck (statisch und vorübergehend) eine Funktion der Zugfestigkeit und der Streckgrenze. Im Falle normalen Druckstoßes sollte der Gesamtdruck unter 60 % der Streckgrenze und unter 38 % der Zugfestigkeit liegen. Bei Druckstoß in Notfällen sollte der Gesamtdruck unter 96 % der Streckgrenze und 61 % der Zugfestigkeit liegen.

Kommerzielle Rohre werden oft nach ihrem maximalen Betriebsdruck beurteilt, für den sie ausgelegt sind. Die Druckbewertung eines Rohres inkludiert bereits einen Sicherheitsfaktor und manchmal einen Spielraum für Druckwellen. Sicherheitsfaktoren und Spielraum für Druckwellen hängen allerdings von den angewandten Standards ab.

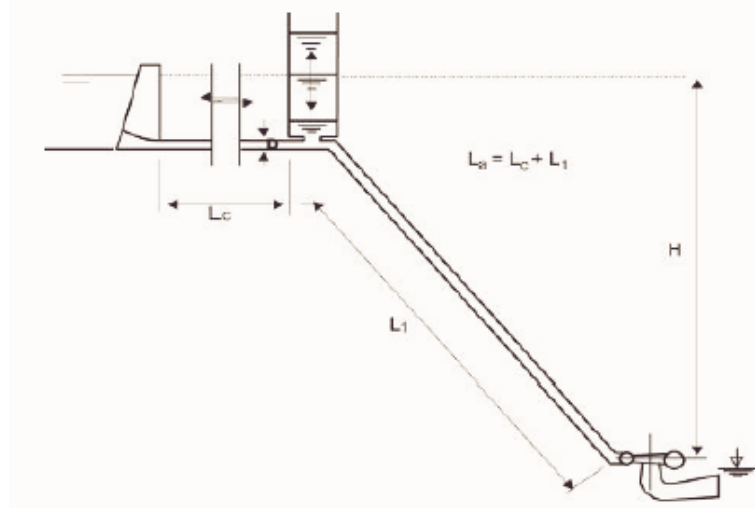


Abbildung 5.36: Wasserschloss

Ist die Anlage anfällig auf Druckstöße, so muss eine hydraulische Einrichtung angedacht werden, um diese Auswirkungen zu reduzieren. Die einfachste Möglichkeit ist ein Wasserschloss, ähnlich einem stehenden großen Rohr, dessen Basis mit der Druckleitung verbunden ist und nach oben hin geöffnet ist. Der eigentliche Zweck eines Wasserschlosses ist es, die Länge der unter Druck stehenden Leitung zu reduzieren, indem die freie Wasseroberfläche näher zur Turbine gerückt

wird (Abbildung 5.36). Einige Autoren vertreten die Meinung, dass Wasserschlässe unnötig sind, wenn die Rohrlänge kleiner als das 5-fache der Bruttofallhöhe ist. Außerdem ist es angebracht, die Regulierzeit t_h im Rohr zu beachten:

$$t_h = \frac{V \cdot L}{gH} \quad (5.27)$$

wobei

L = Länge der Druckrohrleitung (m),

V = Fließgeschwindigkeit (m/s) und

H = Nettofallhöhe (m).

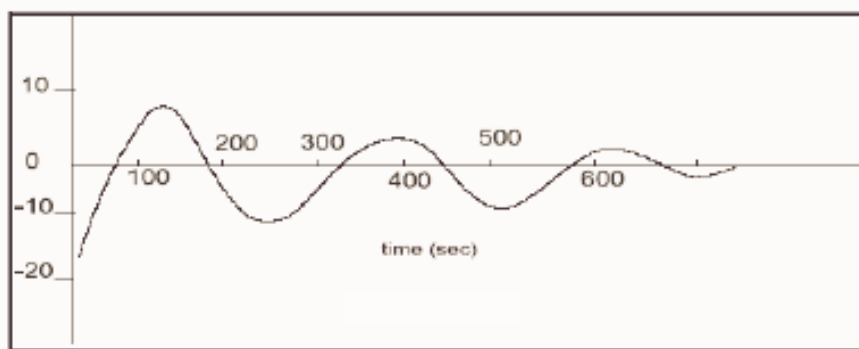


Abbildung 5.37: Druckstoßhöhe in Abhängigkeit von der Zeit



Bild 5.19: Freie Strahlentlastung durch bypass

Ist t_h kleiner als 3 Sekunden, so ist das Wasserschloss unnötig; sobald t_h jedoch größer als 3 Sekunden wird, muss entweder ein Wasserschloss oder eine andere Korrekturereinrichtung installiert werden, um starke Schwankungen am Turbinenregler zu verhindern.

Bei geöffnetem Verschlussorgan und stationärer Strömung in der Druckleitung korrespondiert der Wasserspiegel im Wasserschloss mit dem Druck in der Druckrohrleitung – entsprechend der Nettofallhöhe. Wenn der Druck in der Rohrleitung ansteigt, fließt das Wasser aus der Leitung ins Wasserschloss und hebt den Wasserspiegel über das Niveau an der Entnahme. Der Wasserspiegel im Wasserschloss beginnt zu fallen, sobald das Wasser wieder zurück in die Rohrleitung fließt und solange bis ein Minimalwasserspiegel erreicht wird. Die Fließrichtung kehrt um und der Wasserspiegel im Wasserschloss steigt wieder, und so weiter und so fort.

Abbildung 5.37 zeigt eine Graphik der Druckhöhe als Funktion der Zeit. Die Maximalhöhe korrespondiert mit dem Überdruck in der Druckleitung infolge eines Druckstoßes. Die Beschleunigung, die durch eine Öffnungsverengung (Drossel) hervorgerufen wird, reduziert die Wellenamplitude um 20 bis 30 %. Die Zeit t_h spielt eine wichtige Rolle im Entwurf des Turbinenreglers. In einem schlecht entworfenen System können der Regler und das Wasserschloss miteinander interagieren und Probleme bei der Geschwindigkeitsregulierung hervorrufen, die der Regler nicht mehr beherrschen kann. In Situationen, wo die Verschlusszeit schnell sein muss, kann ein Entlastungsauslass sinnvoll sein, der der Turbine parallel geschaltet wird (bypass) und sich öffnet, sobald die Turbine schließt. Dies verlangsamt die Strömungsänderungen in der Druckrohrleitung. Foto 5.19 zeigt den Wasserstrahl, der aus einem offenen Ventil schießt.

Auflager, Widerlager und Dilatationen

Auflager sind konzipiert, um das Gewicht der wassergefüllten Rohrleitung aufzunehmen, halten jedoch keinen signifikanten Längskräften stand. Die Vertikalkomponente des Stützgewichtes hat einen Wert von (in kN):

$$F_l = (W_p + W_w) \cdot L \cdot \cos\Phi \quad (5.28)$$

W_p = Gewicht des Rohres pro Laufmeter (kN/m)

W_w = Gewicht der Wassersäule pro Laufmeter Rohr (kN/m)

L = Rohrlänge zwischen den Mittelpunkten jeder Spanne

Φ = von Rohr und Horizontalen eingeschlossener Winkel

Der Entwurf von Verstärkungsringen/bändern stützt sich auf die Elastizitätstheorie dünner zylindrischer Schalen.

Sind Druckrohrleitungen durchgehend an vielen Stellen verstärkt, kann das Haltemoment an jedem Punkt des Rohres unter der Annahme berechnet werden, dass es sich um ein ununterbrochenes System handelt und es kann die entsprechende Gleichung verwendet werden.

Der Entwurf dieser Verstärkungsringe stützt sich auf die Elastizitätstheorie dünnwandiger Zylinder. Das Rohr ist unterschiedlichen Spannungen unterworfen und die Belastungen werden an die Verstärkungen übertragen.

Sind Rohrleitungen in regelmäßigen Abständen gelagert, kann das Haltemoment an jedem Punkt der Leitung unter der Annahme eines geschlossenen Systems unter Verwendung des entsprechenden Formelansatzes errechnet werden.

Die Verstärkungen sind mit zwei vollständigen Schweißnähten auf das Rohr geschweißt.

Der Abstand L zwischen den Verstärkungsringen wird durch die maximal zulässige Abweichung $L/65000$ bestimmt. Somit ist der maximale Abstand zwischen den Verstärkungen durch folgende Gleichung festgelegt:

$$L = 182,61 \cdot \sqrt[3]{\frac{(D + 0,0147)^4 - D^4}{P}} \quad (5.29)$$

wobei

D = Innendurchmesser (m)

P = Gewicht des vollgefüllten Rohres, bezogen auf einen m Länge (kg/m)

5.10 Unterwasserkanal

Das Wasser kehrt, nachdem es die Turbine passiert hat, durch einen zumeist kurzen Unterwasserkanal wieder zum Fluss zurück. Da Freistrahlturbinen relativ hohe Austrittsgeschwindigkeiten haben können, sollte die Unterwasserrückgabe derart konzipiert werden, dass das Krafthaus nicht unterspült wird. Ein Schutz durch Steinwurf oder Betonwände sollte zwischen Krafthaus und dem Unterwasser vorgesehen werden. Außerdem sollte im Entwurf sicher gestellt sein, dass bei relativ hohem Wasserstand das Wasser im UW-Kanal nicht soweit ansteigt, dass es in die Turbine zurückstaut. Bei Überdruckturbinen beeinflusst der Wasserspiegel im Unterwasser den Turbinenbetrieb und vor allem den Beginn der Kavitation. Der Unterwasserspiegel bestimmt auch letztlich die verfügbare Nettofallhöhe und kann bei Niederdruckanlagen einen entscheidenden Einfluss auf das wirtschaftliche Ergebnis haben.

Literaturverzeichnis:

1. <http://www.obermeyhydro.com>
2. H.C. Huang and C.E. Hita, "Hydraulic Engineering Systems", Prentice Hall Inc., Englewood Cliffs, New Jersey 1987.
3. British Hydrodynamic Research Association, "Proceedings of the Symposium on the Design and Operation of Siphon Spillways", London 1975.
4. Allen R. Inversin, "Micro-Hydropower Sourcebook", NRECA International Foundation, Washington, D.C.
5. USBR, "Design of Small Canal Structure", Denver Colorado, 1978a.
6. USBR, "Hydraulic Design of Spillways and Energy Dissipaters", Washington DC, 1964.
7. T. Moore, "TLC for small hydro: good design means fewer headaches", HydroReview, April 1988.
8. T.P. Tung et al., "Evaluation of Alternative Intake Configuration for Small Hydro", Proceedings zu HIDROENERGIA 93. München.
9. ASCE, Committee on Intakes, "Guidelines for the Design of Intakes for Hydroelectric Plants", 1995.
10. G. Munet y J.M. Compas, "PCH de recuperation d'energie au barrage de "Le Pouzin"", Proceedings zu HIDROENERGIA 93, München.
11. G. Schmausser & G. Hartl, "Rubber seals for steel hydraulic gates", Water Power & Dam Construction September 1998.
12. ISO 161-1-1996 "Thermoplastic pipes for conveyance of fluids – Nominal outside diameters and nominal pressures – Part 1: Metric series."
13. ISO 3606-1976 "Unplasticized polyvinyl chloride (PVC) pipes. Tolerances on outside diameters and wall thickness."
14. ISO 3607-1977 "Polyethylene (PE) pipes. Tolerance on outside diameters and wall thickness."
15. ISO 3609-1977 "Polypropylene (PP) pipes. Tolerances on outside diameters and wall thickness."
16. ISO 4065-1996 "Thermoplastic pipes – Universal wall thickness table."
17. H. Chaudry, "Applied Hydraulic Transients", Van Nostrand Reinhold Company, 1979.
18. J. Parmakian, "Waterhammer Analyses", Dover Publications, Inc, New York, 1963.
19. Electrobras (Cent rais Eléctricas Brasileiras S.A.) "Manual de Minicentraís Hidrelétricas."
20. M. Bouvard, "Mobile barrages and intakes on sediment transporting rivers" IAHR Monograph, AA Balkema, 1984.
21. Sinniger & Hager, "Constructions Hydrauliques", PPUR, Lausanne, 1989.

¹ By Erik Bollaert (LCH-EPFL), Jonas Rundqvist (SERO) and Celso Penche (ESHA)

² J.L. Brennac. "Les Hauses Hydroplus", ESHA Info n° 9 Estate 1993

³ USBR "Design of Small Dams" - 3rd ed., Denver, Colorado, 1987.

⁴ One of these, the SSSS (Serpent Sediment Sluicing System) has been described in detail in the issue 9 - spring/summer 1993- of ESHA Info

⁵ In the ESHA NEWS issue of spring 1991 there is a description of such a valve.

6	ELEKTROMECHANISCHE AUSRÜSTUNG ¹	168
6.1	Das Krafthaus	168
6.2	Hydraulische Turbinen	170
6.2.1	Arten und Konfigurationen	171
6.2.2	Spezifische Drehzahl und Ähnlichkeiten	185
6.2.3	Vorentwurf	189
6.2.4	Turbinenauswahlkriterien	192
6.2.5	Turbinenwirkungsgrad	199
6.3	Getriebe / Übersetzung	203
6.3.1	Übersetzungsarten	203
6.3.2	Entwurf des Getriebes	204
6.3.3	Instandhaltung des Getriebes	205
6.4	Generatoren	205
6.4.1	Generatoranordnung	207
6.4.2	Erreger	207
6.4.3	Spannungsregulierung und Synchronisierung	208
6.5	Turbinensteuerung	209
6.6	Ausrüstung der Schaltanlage	210
6.7	Automatische Überwachung	213
6.8	Zusätzliche Elektrische Ausrüstung	214
6.8.1	Anlagen - Transformatoren	214
6.8.2	Gleichstrom zur Kontrollstromversorgung	214
6.8.3	Aufzeichnung des Ober- und Unterwasserspiegels	214
6.8.4	Freiluft - Trafostation	216
6.9	Beispiele	216

LISTE DER ABBILDUNGEN

Abbildung 6.1: Schematische Darstellung des Krafthauses einer Niederdruckanlage	169
Abbildung 6.2: Schematische Darstellung des Krafthauses im Mittel- und Hochdruckbereich	169
Abbildung 6.3: Schematische Darstellung einer Wasserkraftanlage und ihrer Messprofile	172
Abbildung 6.4: Querschnitt einer Düse mit Strahlableiter	173
Abbildung 6.5: Darstellung einer Zweidüsigen horizontalschen Pelton	174
Abbildung 6.6: Darstellung einer Zweidüsigen vertikalschen Pelton	174
Abbildung 6.7: Prinzip einer Turgo Turbine	175
Abbildung 6.8: Prinzip einer Durchströmerturbine	176
Abbildung 6.9: Funktionsprinzip der Leitschaufeln	178
Abbildung 6.10: Darstellung einer Francis-Spiralturbine	178
Abbildung 6.11: Verbleibende kinetische Energie am Laufradaustritt	179
Abbildung 6.12: Querschnitt einer doppelt regulierten Kaplanmaschine	180
Abbildung 6.13: Querschnitt einer doppelt regulierten Strafloturbine	181
Abbildung 6.14: Querschnitt einer vertikalen Kaplanmaschine	183
Abbildung 6.15: Querschnitt einer Kaplanheberturbine	183
Abbildung 6.16: Querschnitt einer Kaplan mit umgekehrtem Heber	183
Abbildung 6.17: Querschnitt einer geneigten Kaplanrohrmaschine	183
Abbildung 6.18: Querschnitt einer Kaplan S Rohrmaschine	183
Abbildung 6.19: Querschnitt einer geneigten Kaplan-Kegelradmaschine	183
Abbildung 6.20: Querschnitt einer Kaplan Pit Turbine	184
Abbildung 6.21: Entwurf eines Turbinenlaufrades als Funktion der spezifischen Drehzahl n_s	186
Abbildung 6.22: Spezifische Drehzahl als Funktion der Nettofallhöhe $H_n = E/g$	188
Abbildung 6.23: Düsencharakteristik	190
Abbildung 6.24: Querschnitt eines Francislaufrades	190
Abbildung 6.25: Querschnitt einer Kaplanmaschine	191
Abbildung 6.26: Einsatzbereiche von Turbinentypen	193
Abbildung 6.27: Kavitationsgrenzen	197
Abbildung 6.28: Wirkungsgradverläufe einer realen Turbine ohne Laboruntersuchung	199
Abbildung 6.29: Schematische Darstellung der Energieverluste in einer Wasserkraftanlage	201
Abbildung 6.30: Typische Wirkungsgrade von Kleinwasserkraftturbinen	202
Abbildung 6.31: Parallelachsiger Antrieb	203
Abbildung 6.32: Kegelradgetriebe	203
Abbildung 6.33: Riemenantrieb	204
Abbildung 6.34: Generator mit vertikaler Achse, direkt verbunden mit der Kaplanmaschine	207
Abbildung 6.35: Mechanischer Drehzahlregler	210
Abbildung 6.36: Wasserstandsmessung	215

LISTE DER TABELLEN

Tabelle 6.1: Konfigurationen von Kaplan turbinen	181
Tabelle 6.2: Bereich verschiedener spezifischer Drehzahlen unterschiedlicher Turbinen	186
Tabelle 6.3: Einsatzbereiche für unterschiedliche Turbinentypen	192
Tabelle 6.4: Toleranz gegenüber Durchfluss- und Fallhöhenschwankungen	193
Tabelle 6.5: Synchrondrehzahlen des Generators	197
Tabelle 6.6: Durchgangsdrehzahlen von Turbinen	198
Tabelle 6.7: Typische Wirkungsgrade kleiner Turbinen	201
Tabelle 6.8: Typische Wirkungsgrade von kleinen Generatoren	205

LISTE DER BILDER

Bild 6.1: Darstellung eines typischen Krafthauses	169
Bild 6.2: Peltonrad	173
Bild 6.3: Horizontalachsige Francis Spiralturbine	176
Bild 6.4: Leitradring bei einer horizontalachsigen Francisturbine	177
Bild 6.5: Francislauf rad	177
Bild 6.6: Kaplanlauf rad	179
Bild 6.7: Kaplan Heberturbine	183

6 ELEKTROMECHANISCHE AUSRÜSTUNG¹

Dieses Kapitel beinhaltet eine grundlegende Beschreibung, einige einführende Entwurfsregeln und Auswahlkriterien hinsichtlich der elektromechanischen Ausrüstung. Mehr technische Beschreibungen sind in Büchern von L. Vivier² und J. Raabe³ und anderen Publikationen zu finden.^{4 5 6 7 8 9 10}

6.1 Das Krafthaus

Die Aufgabe des Krafthauses einer Kleinwasserkraftanlage ist es, die elektromechanische Ausrüstung, die die Lageenergie des Wassers in Elektrizität umwandelt, vor Witterung zu schützen. Anzahl, Typ und Leistung der Turbinen-Generatorsätze, deren Konfiguration, Fallhöhe und die örtliche Geomorphologie bestimmen Form und Größe des Gebäudes.

Wie in Abbildung 6.1 und 6.2 gezeigt, werden folgende Ausrüstungsgegenstände im Krafthaus untergebracht:

- Einlaufschütz oder -verschluss
- Turbine
- Getriebe (wenn notwendig)
- Generator
- Steuerungstechnik
- Kühlung und Schaltanlage
- Sicherungssystem
- Gleichstrom Notversorgung
- Stromtransformatoren
- etc.

Abbildung 6.1 gibt die schematische Ansicht eines Krafthauses, geeignet für kleine Fallhöhen. Der Unterbau ist Teil des Wehres und beherbergt den Kraftwerkseinlauf samt Rechen, die vertikalachsige, mit dem Generator gekoppelte Kaplan turbine, den Saugschlauch und das Unterwasser. Die Steuerungstechnik und die Stromtransformatoren sind in der Nähe des Generators angeordnet.

Um die Umwelteinflüsse zu mildern, kann das Krafthaus zur Gänze unter der Erdoberfläche errichtet werden (siehe Kapitel 1 Abbildung 1.6). Auf diese Weise kann der Lärmpegel erheblich reduziert und die Effekte auf das Landschaftsbild minimiert werden.

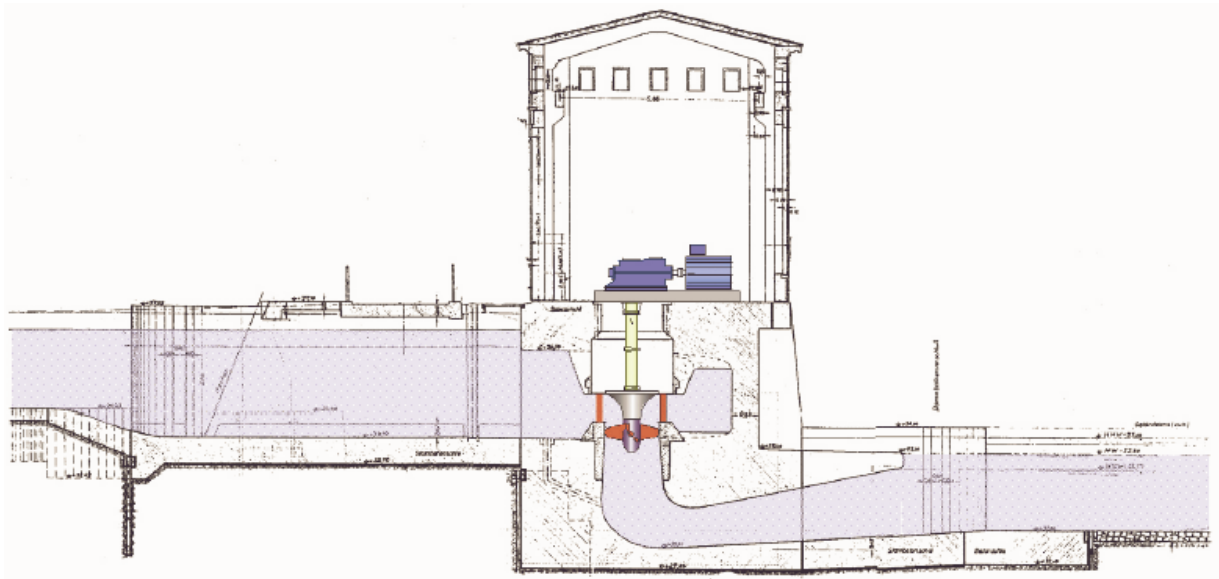


Abbildung 6.1: Schematische Darstellung des Krafthauses einer Niederdruckanlage

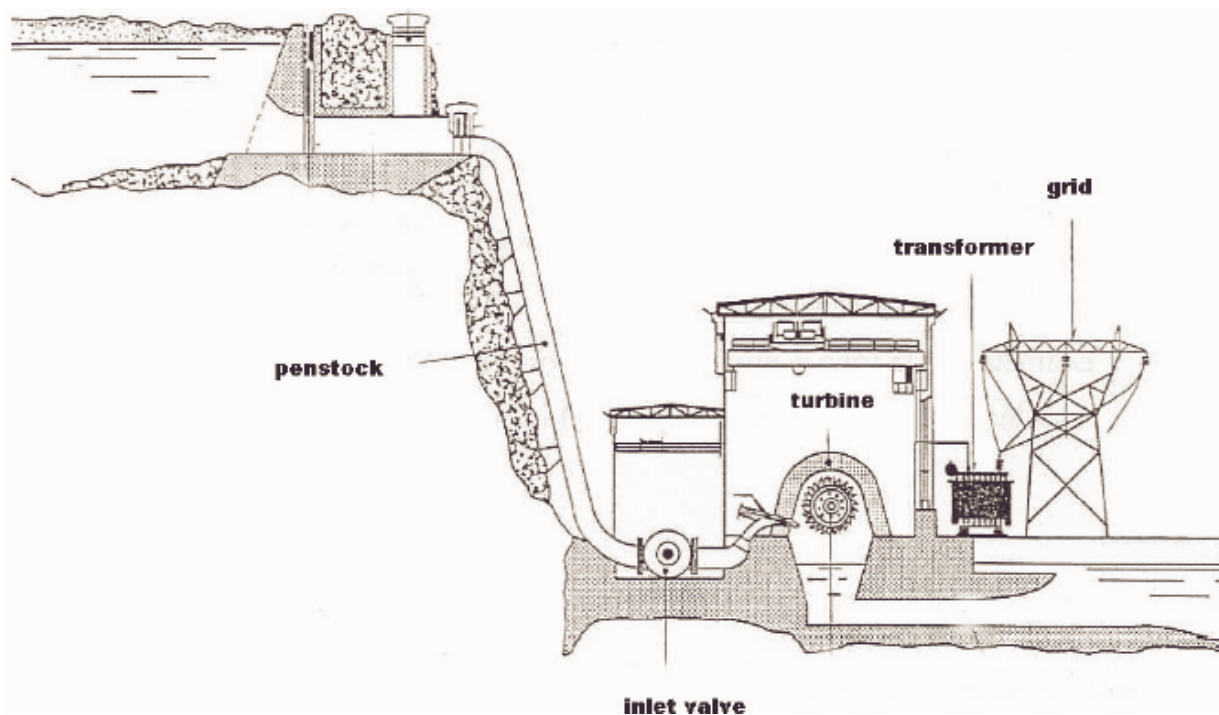


Abbildung 6.2: Schematische Darstellung des Krafthauses im Mittel- und Hochdruckbereich

Konventionellere Krafthäuser (siehe Abbildung 6.2) mit Druckleitung und Unterwasserkanal kommen bei Mittel- und Hochdruckanlagen zur Anwendung. Diese Art von Krafthaus kann auch unterirdisch errichtet werden, obwohl dies nicht üblich ist.



Bild 6.1: Darstellung eines typischen Krafthauses

Das Krafthaus kann auch im Fuß eines existierenden Dammes angeordnet werden, wobei das Wasser über einen vorhandenen Grundablass oder einen Entnahmeturm in die Anlage gelangt. Abbildung 1.4 in Kapitel 1 veranschaulicht diese Konfiguration.

Wie in Kapitel 6.1.1.2 gezeigt, lassen es einige Turbinenkonfigurationen zu, den Hochbau völlig weg zu lassen oder bloß in reduzierter Form auszuführen, da nur Schaltanlage und Kontrollausrüstung untergebracht wird. Werden die Turbine und der Generator in einer einzigen wasserdichten Einheit zusammengefasst, die direkt im Wasserweg installiert werden kann, ist ein konventionelles Krafthaus überhaupt nicht erforderlich (Rohr- oder Siphonkonfiguration).

6.2 Hydraulische Turbinen

Der Zweck einer hydraulischen Turbine ist es, die Lageenergie des Wassers in mechanische Rotationsenergie umzuwandeln. Obwohl dieses Handbuch keine Richtlinien für den Turbinenentwurf aufstellt (eine Aufgabe, die den Turbinen-Herstellern vorbehalten ist), ist es angebracht, einige Kriterien zur Verfügung zu stellen, um die richtige Turbinenwahl für eine bestimmte Anwendung zu treffen, und die erforderlichen Formeln bereit zu stellen, um die grundlegenden Turbinendimensionen zu bestimmen. Diese Kriterien und Formeln basieren auf Arbeiten von Siervo und Lugaesi¹¹, Siervo und Leva^{12 13}, Lugaesi und Massa^{14 15}, Austerre und Verdehan¹⁶, Giraud und Beslin¹⁷, Belhaj¹⁸, Gordon^{19 20}, Schweiger und Gregori^{21 22} und anderen, die eine Formelsammlung zusammengestellt haben, indem sie Charakteristika installierter Turbinen analysierten. Es ist wichtig zu betonen, dass kein Ratschlag mit einem der Herstellerfirma zu vergleichen ist. Jeder Planer sollte sich vom Projektbeginn an auf die Angabe der Herstellerfirma beziehen.

Alle Formeln dieses Kapitels verwenden SI-Einheiten und entsprechen IEC Standards (IED 60193 und 60041).

6.2.1 Arten und Konfigurationen

In der Turbine wird die potentielle Energie des Wassers in mechanische Energie durch zwei grundlegende, jedoch prinzipiell unterschiedliche Mechanismen umgewandelt:

- Der Wasserdruck kann eine Kraft auf die Laufradfläche ausüben, welche während dem Durchgang durch die Turbine abnimmt. Auf diese Weise funktionierende Turbinen werden Überdruckturbinen genannt. Das Turbinengehäuse muss stark genug sein, dem Betriebsdruck standzuhalten. Francis und Kaplan gehören zu dieser Kategorie.
- Der Wasserdruck wird in kinetische Energie umgewandelt bevor das Wasser zum Laufrad gelangt. Die kinetische Energie liegt in Form eines Hochgeschwindigkeits-Wasserstrahles vor, der die Becher trifft, die am Außenring des Laufrades sitzen. Auf diese Weise arbeitende Turbinen werden Freistrahler oder Impulsturbinen genannt. Die gebräuchlichste ist die Peltonturbine.

Dieses Kapitel beschreibt jeden Turbinentyp, gereiht nach steigender Fallhöhe und sinkendem Durchfluss. Je größer die Fallhöhe desto kleiner der Durchfluss.

Die verfügbare hydraulische Leistung an der Turbine ist gegeben durch:

$$\mathbf{P}_h = \rho Q \cdot gH \quad [\text{W}] \quad (6.1)$$

wobei:	ρQ = Massefluß	[kg/s]
	ρ = Dichte des Wassers	[kg/m ³]
	Q = Durchfluß	[m ³ /s]
	gH = spezifische hydraulische Energie	[J/kg]
	g = Gravitationskonstante	[m/s ²]
	H = Fallhöhe	[m]

Die mechanische Leistung der Turbine ist gegeben durch:

$$\mathbf{P}_{\text{mech}} = \mathbf{P}_h \eta \quad [\text{W}] \quad (6.2)$$

η = Turbinenwirkungsgrad

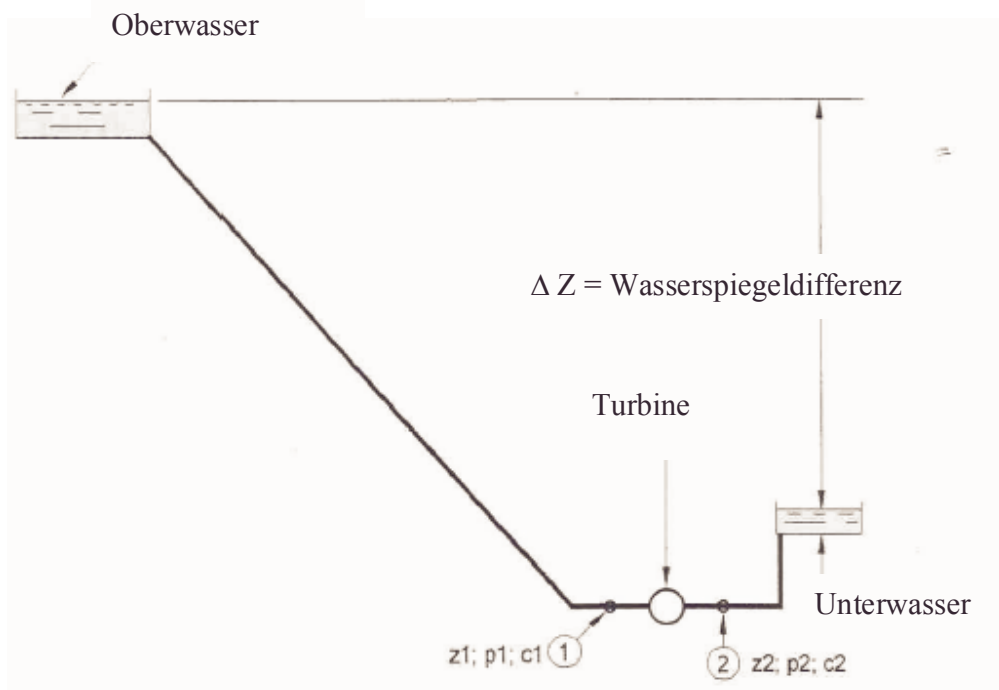


Abbildung 6.3: Schematische Darstellung einer Wasserkraftanlage und ihrer Messprofile

Die spezifische hydraulische Energie einer Maschine ist folgendermaßen definiert:

$$E = gH = \frac{1}{\rho} \cdot (p_1 - p_2) + \frac{1}{2} \cdot (c_1^2 - c_2^2) + g \cdot (z_1 - z_2) \quad (6.3)$$

gH = spezifische hydraulische Energie der Maschine [J/kg]

p_x = Druck in Querschnitt x [PA]

c_x = Fließgeschwindigkeit in Querschnitt x [m/s]

z_x = geodätische Höhe in Querschnitt x [m]

Die Indices 1+2 bezeichnen die obere- und unterwasserseitigen Querschnitte der Turbine. Sie sind gemäß IEC Standards definiert.

Die Nettofallhöhe ist gegeben durch:

$$H_n = \frac{E}{g} \quad [\text{m}] \quad (6.4)$$

*Freistrahlturbinen / Impulsturbinen*Die Pelton turbine

Pelton turbines sind Impulsturbinen, bei denen ein oder mehrere Wasserstrahlen auf ein Rad treffen, das eine große Anzahl von Bechern an seinem äußeren Rand trägt. Mit jedem Strahl schießt Wasser durch eine Düse mit Nadelventil, das den Durchfluss reguliert (Abbildung 6.4). Pelton turbines werden bei großen Fallhöhen zwischen 60 m und mehr als 1000 m eingesetzt. Die Düsenachsen liegen in der Laufradebene. Im Falle eines Notstops der Turbine (z.B. bei einem Lastabwurf) kann der Strahl durch einen Strahlablenker umgeleitet werden, sodass er nicht die Becher trifft und das Laufrad nicht die Durchgangsgeschwindigkeit erreicht. Auf diese Weise kann das Nadelventil sehr langsam geschlossen werden, damit der Druckstoß in der Rohrleitung unter einem akzeptierten Niveau bleibt (maximal das 1,15-fache des statischen Druckes).

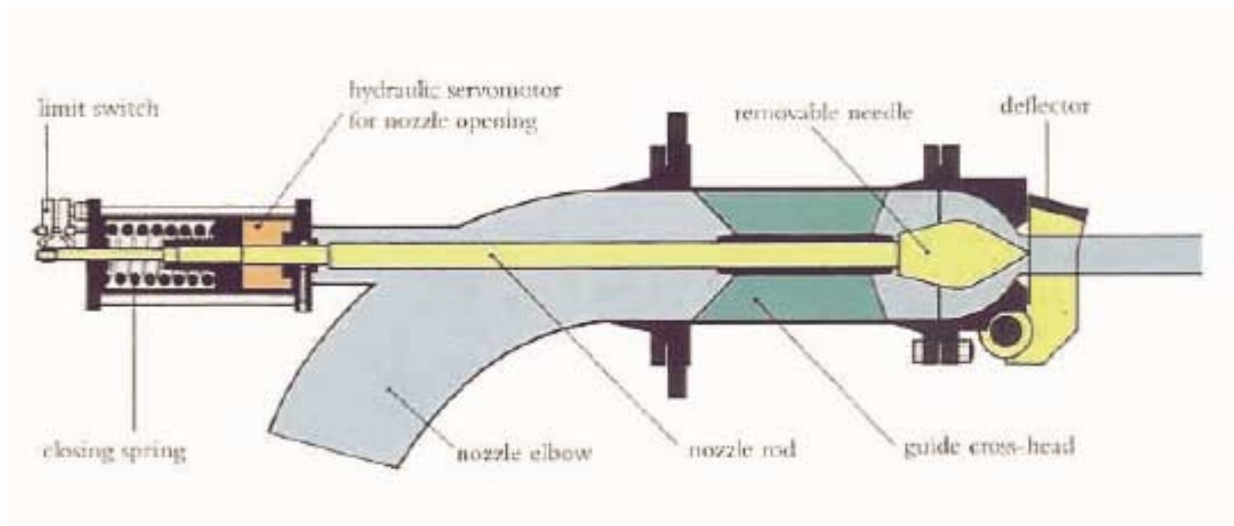


Abbildung 6.4: Querschnitt einer Düse mit Strahlablenker

Da jegliche kinetische Energie, die mit dem Wasser das Laufrad verlässt, verloren ist, sind die Becher derart konzipiert, dass die Austrittsgeschwindigkeit minimal ist.

Ein- und Zweistrahlpelton turbines können horizontale oder vertikale Achsen haben, wie aus Abbildung 6.5 hervorgeht. Drei- oder mehrdüsiges Turbinen haben vertikale Achsen (siehe Abbildung 6.6). Die Höchstzahl an Düsen ist 6 (was für Kleinwasserkraftwerke unüblich ist).

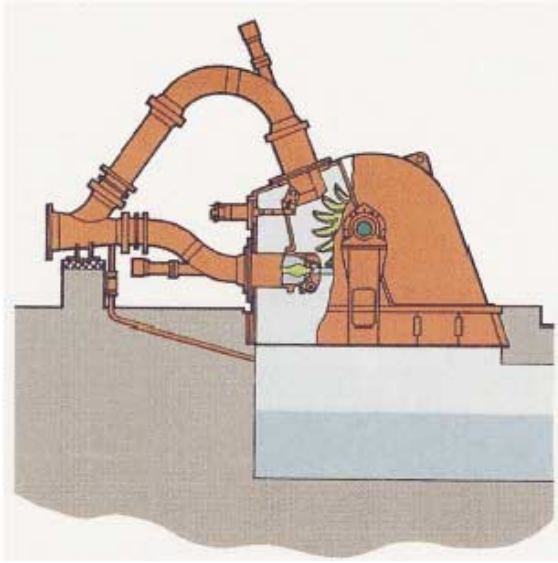


Abbildung 6.5: Darstellung einer zweidüsigen horizontachsigen Pelton

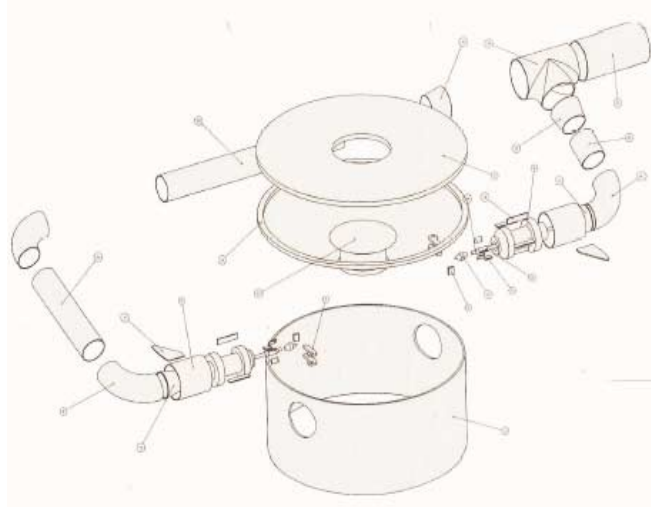


Abbildung 6.6: Darstellung einer zweidüsigen vertikalachsigen Pelton

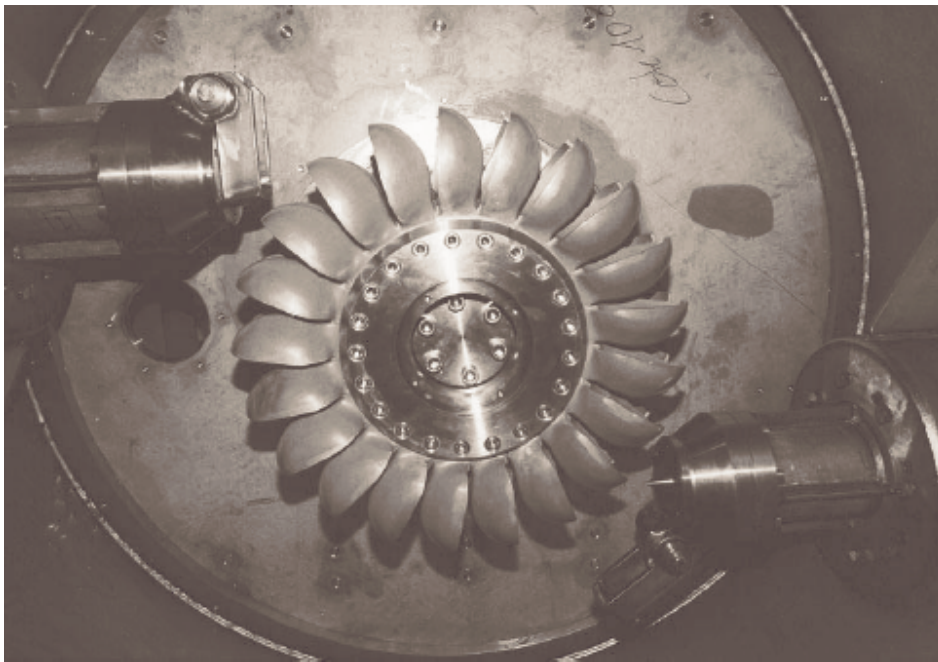


Bild 6.2: Peltonrad

Das Turbinenlaufrad ist meistens direkt mit der Generatorachse verbunden und muß oberhalb des Unterwasserspiegels liegen. Der Turbinenhersteller gibt den „Freihang“ (Abstand vom Unterwasserspiegel) vor.

Der Wirkungsgrad einer Pelton turbine ist gut zwischen 30 und 100 % des Maximaldurchflusses bei einstrahligen und zwischen 10 % und 100 % bei mehrstrahligen Turbinen.

Turgo Turbinen

Turgo Turbinen können bei Fallhöhen von 50 bis 250 m betrieben werden. Wie die Pelton turbine sind sie Impulsturbinen, ihre Schalen sind jedoch anders geformt, sodass der Wasserstrahl unter 20° Neigung zur Läufer ebene die Schalen trifft. Das Wasser gelangt in den Läufer von einer Laufradseite und tritt an der anderen wieder aus (Abbildung 6.7). Sie kann bei 20 % bis zu 100 % des Maximaldurchflusses arbeiten.

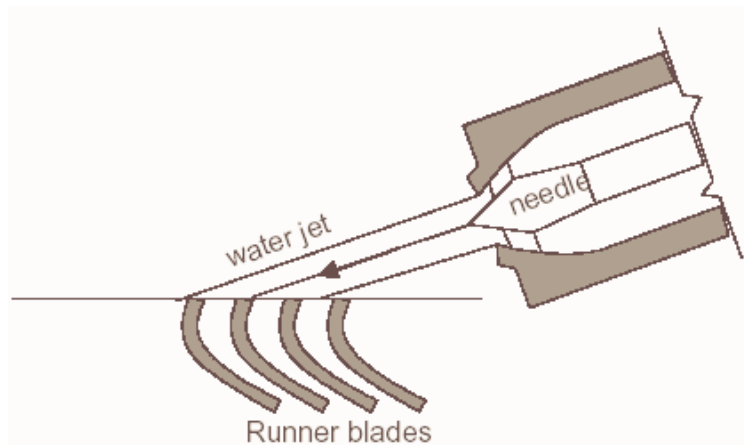


Abbildung 6.7: Prinzip einer Turgo Turbine

Der Wirkungsgrad ist geringer als bei einer Pelton oder Francis Turbine.

Im Vergleich zur Pelton hat die Turgo bei gleicher Fallhöhe und gleichem Durchfluss eine höhere Drehzahl.

Eine Turgo kann zur Francis eine Alternative sein, sollte das Wasserdargebot stark schwanken oder im Falle langer Druckleitungen. Der Strahlableiter erlaubt nämlich, die Durchgangsdrehzahl bei Lastabwurf und die daraus resultierenden Druckstöße zu vermeiden, die bei Francis turbinen auftreten können.

Die Durchströmturbine

Diese Impulsturbinen, die auch als Banki-Michell Turbinen bekannt sind, kommen bei einer großen Spannweite von Fallhöhen zum Einsatz, die jene von Francis, Kaplan und Pelton überlagert. Sie können bei Fallhöhen zwischen 5 und 200 m eingesetzt werden.

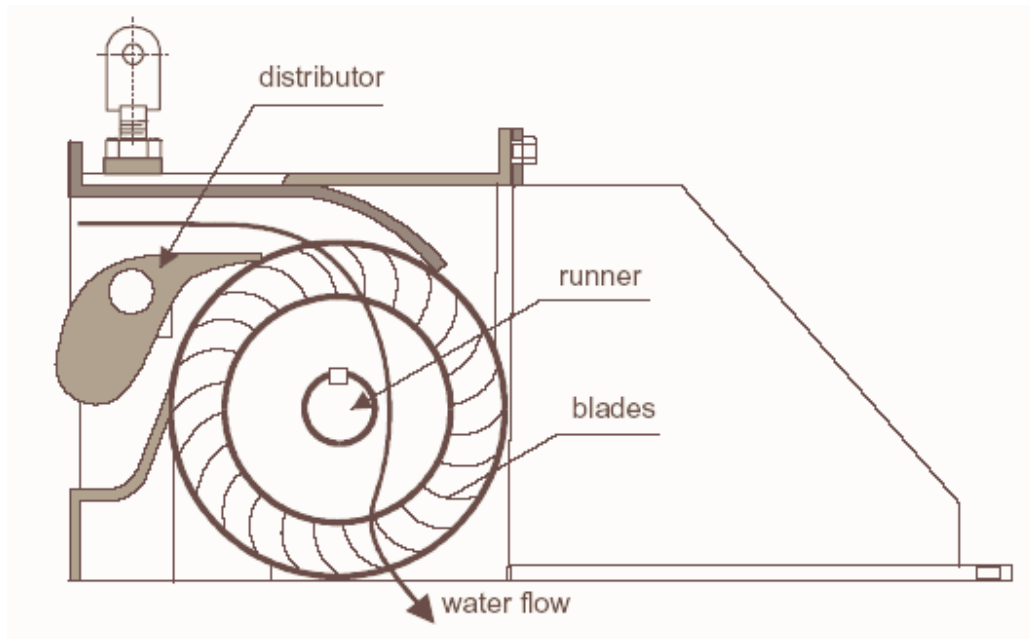


Abbildung 6.8: Prinzip einer Durchströmturbine

Wasser gelangt in die Turbine und wird dabei von einer oder mehreren Leitschaufeln geführt, die stromaufwärts des Läufers angeordnet sind, und kreuzt so zweimal die Turbine, bevor es diese verlässt (Abbildung 6.8).

Diese einfache Konstruktionsweise macht sie billig und leicht zu reparieren, falls der Läufer wegen mechanischer Belastung bricht.

Durchströmturbinen haben im Vergleich zu anderen Turbinen geringere Wirkungsgrade. Der bedeutsame Fallhöhenverlust aufgrund des Höhenunterschiedes zwischen Laufrad und Unterwasserspiegel sollte insbesondere bei niedrigen und mittleren Fallhöhen berücksichtigt werden.

Darüber hinaus sind die Laufräder bei Durchströmturbinen nicht immer verlässlich in Bezug auf hohe mechanische Belastung. Bei ausreichendem Wasserdargebot, definiertem Leistungsbedarf und eher geringerem Investitionspotential sind sie jedoch eine interessante Alternative, beispielsweise in ländlichen Elektrifizierungsprogrammen

Überdruckturbinen

Die Francis Turbine

Francisturbinen sind Überdruckturbinen mit fixen Laufradschaufeln und justierbarem Leitapparat und wird bei mittleren Fallhöhen eingesetzt. Die Anströmung ist immer radial, der Austritt der Strömung erfolgt axial. Foto 6.3 zeigt eine horizontalachsige Francisturbine. Ihr gebräuchlichstes Anwendungsfeld liegt zwischen 25 und 350 m Fallhöhe.

So wie die Peltonturbinen können Francisturbinen vertikale oder horizontale Achsen haben, was in Kleinwasserkraftanlagen sehr häufig der Fall ist.

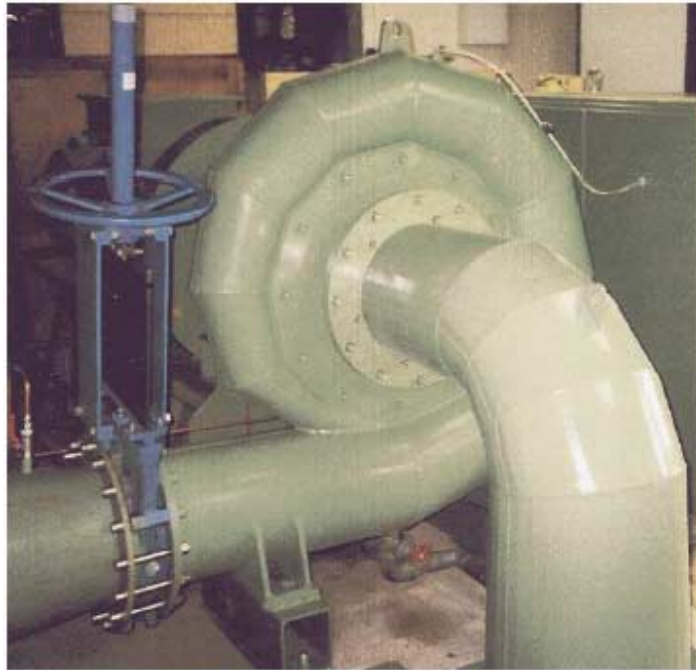


Bild 6.3: Horizontalachsige Francis Spiralturbine

Francisturbinen können an ein offenes Gerinne oder an eine Druckleitung angeschlossen werden. Bei kleinen Fallhöhen und Leistungen werden für gewöhnlich offene Gerinne verwendet. Die Kaplan-turbine stellt jedoch heutzutage eine technisch günstigere und ökonomischere Lösung für derartige Anlagen dar.

Das Wasser tritt in die Turbine über ein Spiralgehäuse, das dessen Tangentialgeschwindigkeit entlang der nachfolgenden Querschnitte konstant halten soll und es von außen dem Leitapparat zuführt. Wie in Abbildung 6.9 gezeigt wird, hat die Francisturbine bewegliche Leitrad-schaufeln, deren Funktion es ist, den Durchfluss beim Eintritt in das Laufrad zu kontrollieren und den Eintrittswinkel dem Winkel der Laufradschaufeln anzupassen. Sie werden durch Verbindungsbolzen, die, um die Bewegung aller Schaufeln zu synchronisieren, am Leitradring befestigt sind, um ihre eigene Achse gedreht. Sie können im Notfall die Wasserzufuhr vollständig unterbrechen, obwohl diese Möglichkeit nicht den Einbau von Drosselklappen im Turbinenzulauf ersetzt. Das Laufrad wandelt die hydraulische Energie in mechanische Energie um und gibt das Wasser axial an den Saugschlauch ab.

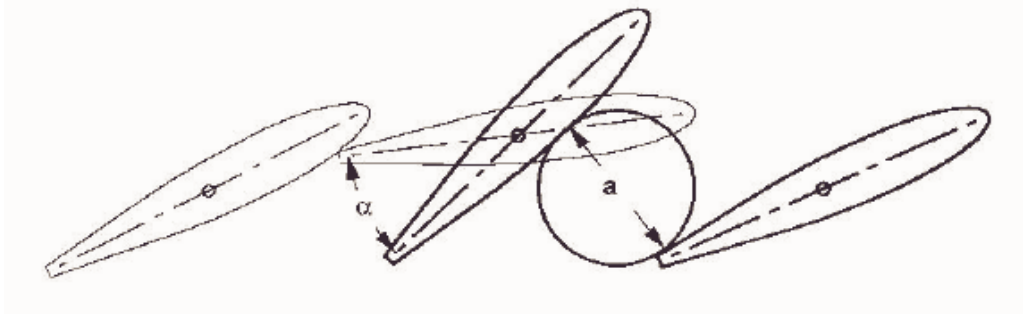


Abbildung 6.9: Funktionsprinzip der Leitschaufeln



Bild 6.4: Leitradring bei einer horizontalachsigen Francisturbine



Bild 6.5: Francislauftrad

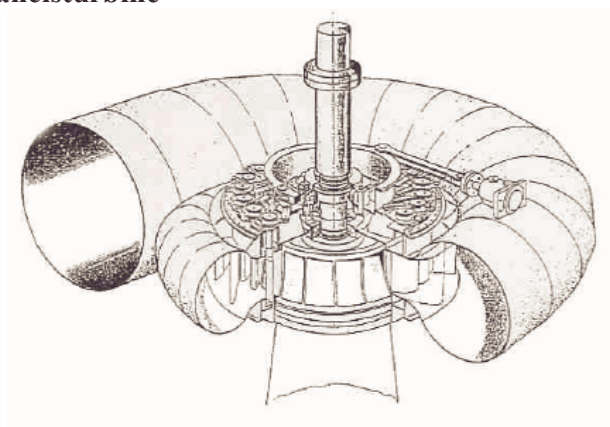


Abbildung 6.10: Darstellung einer Francis-Spiralturbine

Kleine Laufräder werden zumeist aus rostfreien Stahlgüssen gemacht. Manche Hersteller verwenden auch Aluminium-Bronze Güsse oder geschweißte Blätter, die prinzipiell direkt an die Generatorwelle gekoppelt sind.

Der Saugschlauch einer Überdruckturbine versucht, die im Wasser verbliebene kinetische Energie zurück zu gewinnen. Da diese Energie proportional zum Quadrat der Geschwindigkeit ist, besteht die Aufgabe des Saugschlauches darin, die Austrittsgeschwindigkeit zu reduzieren. Ein wirkungsvoller Saugschlauch hat einen konischen Längenschnitt, dessen Winkel nicht zu groß sein darf, da Strömungsablösungen auftreten könnten. Der optimale Winkel liegt bei 7° , wird jedoch auf 15° erhöht, um die Saugschlauchlänge und damit dessen Kosten zu reduzieren.

Je niedriger die Fallhöhe ist, desto wichtiger wird der Saugschlauch. Da geringe Fallhöhen meistens hohe Durchflusswerte bedeuten, ist die verbleibende Austrittsgeschwindigkeit am Laufrad relativ wichtig. Bei gegebenem Lauferdurchmesser nimmt die Fließgeschwindigkeit mit dem Durchfluss zu. Abbildung 6.11 zeigt die kinetische Restenergie am Laufradaustritt als Funktion der spezifischen Geschwindigkeit (siehe Kapitel 6.1.2 in Bezug auf Definition der spezifischen Geschwindigkeit).

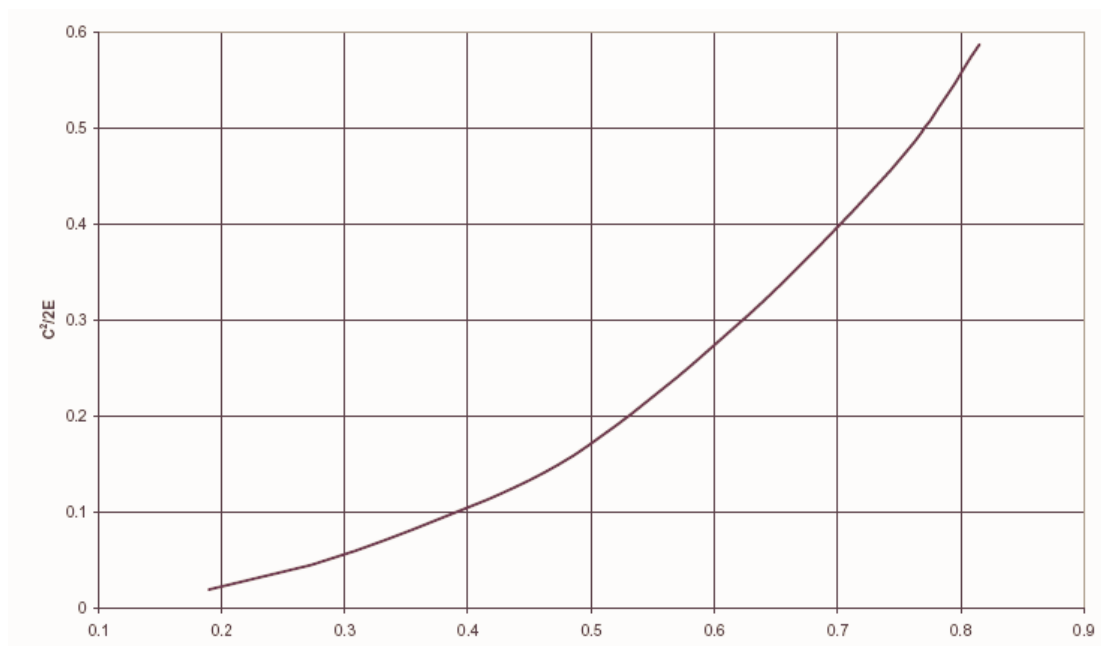


Abbildung 6.11: Verbleibende kinetische Energie am Laufradaustritt

Kaplan und Propellerturbinen

Kaplan und Propellerturbinen sind axial durchströmte Überdruckturbinen; grundsätzlich werden sie für niedrige Fallhöhen zwischen 2 und 40 m verwendet. Die Kaplanturbine besitzt verstellbare Laufradschaufeln und kann verstellbare Leitschaufeln haben oder auch nicht.

Sind sowohl Laufrad- als auch Leitschaufeln beweglich, spricht man von „doppelt regulierten“ Turbinen. Ist das Leitrad fixiert, ist die Turbine einfach reguliert. Kaplan mit unverstellbaren

Lauftradschaufeln werden Propellerturbinen genannt. Sie kommen zum Einsatz, wenn sowohl Durchfluss als auch Fallhöhe relativ konstant bleiben. Wegen dieser Eigenschaft sind sie unüblich in Kleinwasserkraftanlagen. (Ausnahme: Pflichtwasserturbinen)

Die doppelte Regulierung erlaubt es, Lauftrad- und Leittradschaufeln zu jeder Zeit an jede Kombination aus Fallhöhe und Durchfluss optimal anzupassen. Dies ist die flexibelste Form der Kaplan, die zwischen 15 und 100 % des Maximaldurchflusses verarbeiten kann. Einfach regulierte Kaplan turbinen sind in der Lage, sich gut an variable Durchflüsse, jedoch weniger flexibel an die wichtigen Fallhöhen schwankungen anzupassen. Sie können zwischen 30 und 100 % des Maximaldurchflusses abarbeiten.



Bild 6.6: Kaplanlauftrad

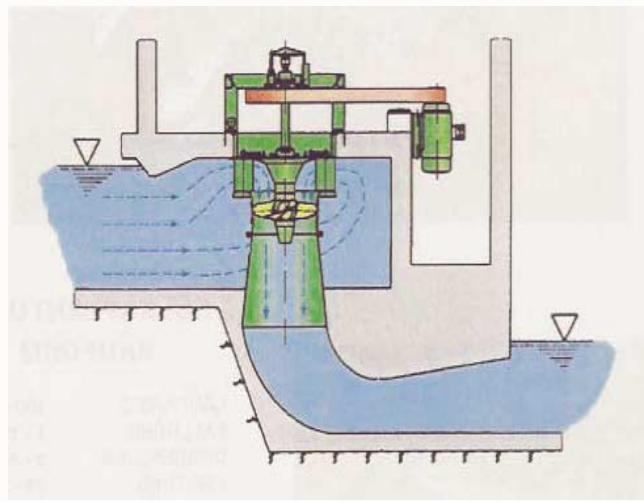


Abbildung 6.12: Querschnitt einer doppelt regulierten Kaplan turbine

Die in Abbildung 6.12 dargestellte doppelt regulierte Kaplan turbine ist eine vertikalachsige Maschine mit Spiralgehäuse und radialer Leittradschaufelausrichtung. Der Strömungseintritt erfolgt radial nach innen und wendet danach nach rechts unten, um das Lauftrad axial zu durchströmen. Das Steuerungssystem ist derart programmiert, dass die Stellungen von Lauftrad- und Leittradschaufelwinkel gekoppelt sind, um den besten Wirkungsgrad über einen weiten Bereich von Fallhöhen -und Durchflusswertepaaren zu erzielen. Die Schaufeln können bei laufender Turbine gedreht werden, da sie mit einem Gestänge verbunden sind, das in der Hohlwelle der Turbine bewegt wird.

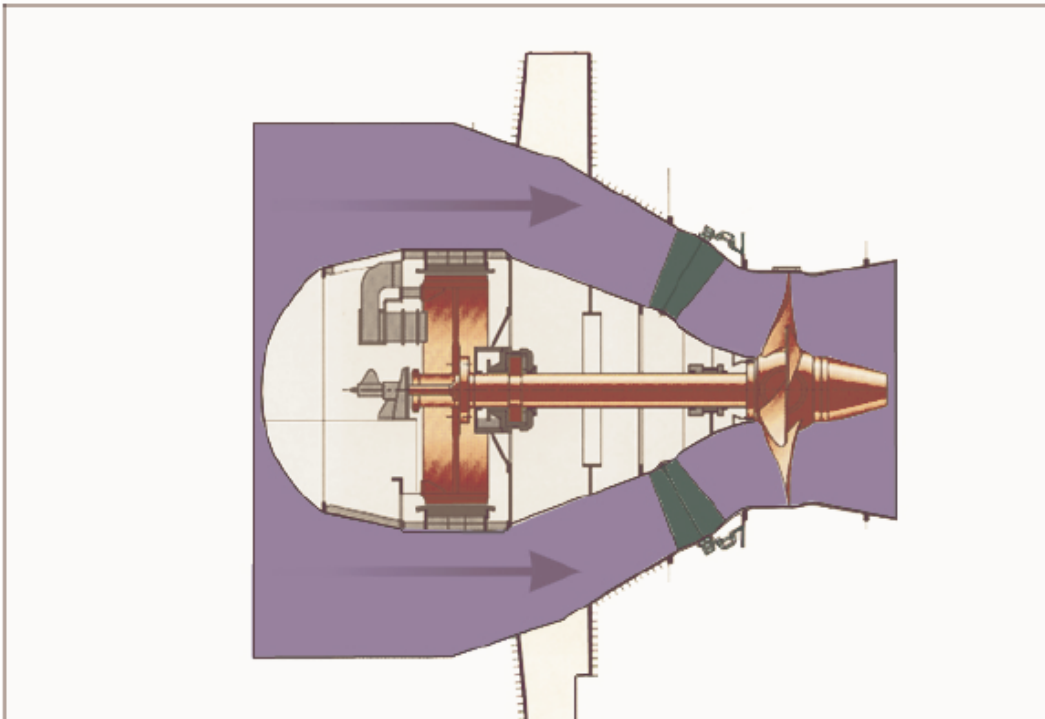


Abbildung 6.13: Querschnitt einer doppelt regulierten Strafloturbine

Strafloturbinen wurden von Kaplan-turbinen abgeleitet, indem die Generatoreinheit innerhalb einer wasserdichten Generatorbirne in die Strömung getaucht wird. Abb. 6.13 zeigt eine Turbine, deren Generator (und bei Bedarf das Getriebe) durch Druckluft gekühlt in einer Birne angeordnet wurde. Die gut geschützten Stromkabel werden aus der Birne herausgeführt.

Von allen Turbinen erlaubt die Kaplan-turbine sicher die höchste Anzahl an möglichen Konfigurationen. Die Turbinenwahl ist speziell bei niedrigen Fallhöhen schwierig, da große Durchflüsse genutzt werden müssen, um profitabel zu sein. Werden Anlagen auf Fallhöhen zwischen 2 und 5 m und Durchflüsse zwischen 10 und 100 m³/s ausgelegt, sind Laufräder mit einem Durchmesser von 1,6 bis 3,2 m erforderlich, welche über ein Getriebe mit dem Generator verbunden sind. Die Triebwasserwege im Allgemeinen und Entnahmebauwerke im Besonderen sind relativ groß und erfordern umfangreiche Bauarbeiten, deren Kosten meistens jene der elektromaschinellen Ausrüstung übersteigen.

Um die Gesamtkosten (Baukosten und Ausrüstung), im speziellen die Baukosten zu reduzieren, wurden einige Konfigurationen entwickelt, die heutzutage als „klassisch“ angesehen werden:

Die Auswahlkriterien für Turbinen sind gut bekannt:

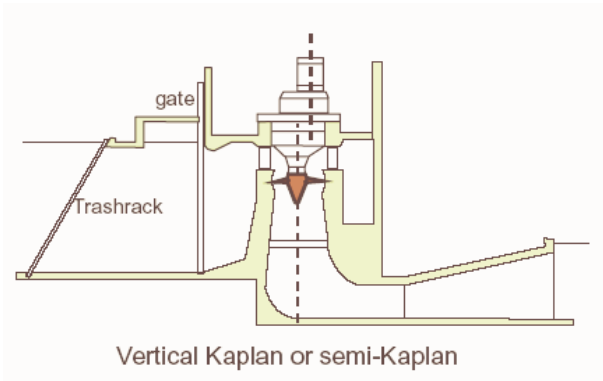
- Durchflussschwankungsbreite
- Nettofallhöhe
- Geomorphologie des Geländes
- Umweltschutzaufgaben (sowohl visuelle als auch akustische)
- Arbeitskosten

Die Konfiguration unterscheiden sich durch die Durchströmungsrichtung der Turbine (axial, radial oder gemischt), das Turbinenverschlussystem (Verschluss oder Heber) und die Drehzahlübersetzung (paralleles Getriebe, Kegelradgetriebe, Riemenantrieb).

Wer an Niederdruckanlagen interessiert ist, möge den Beitrag von J. Fonkenell, gehalten anlässlich HIDROENERGIA 91 lesen, die von der Konfigurationswahl handelt. Die folgende Tabelle und die Abbildungen zeigen eine Vielzahl möglichen Konfigurationen.

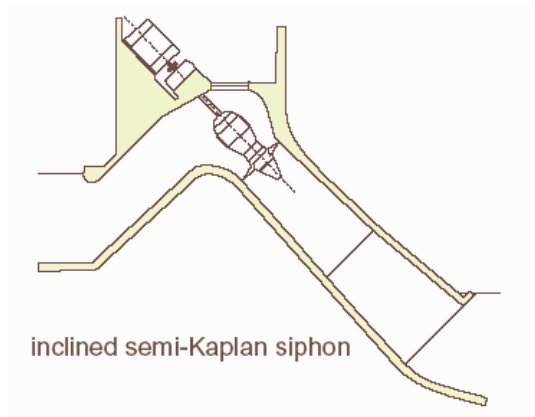
Tabelle 6.1: Konfigurationen von Kaplan turbinen

Configuration	Flow	Closing system	Speed increaser	Figure
Vertical Kaplan	Radial	Guide-vanes	Parallel	6.14
Vertical semi-Kaplan siphon	Radial	Siphon	Parallel	6.15
Inverse semi-Kaplan siphon	Radial	Siphon	Parallel	6.16
Inclined semi-Kaplan siphon	Axial	Siphon	Parallel	6.17
Kaplan S	Axial	Gate valve	Parallel	6.18
Kaplan inclined right angle	Axial	Gate valve	Conical	6.19
Semi-Kaplan in pit	Axial	Gate valve	Parallel	6.20



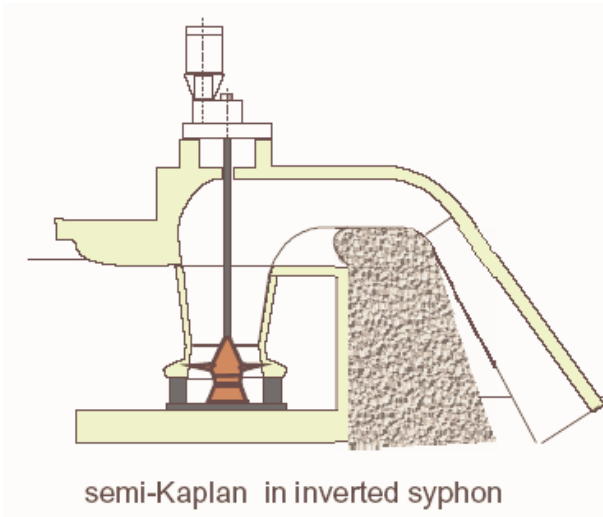
Vertical Kaplan or semi-Kaplan

Abbildung 6.14: Querschnitt einer vertikalen Kaplanmaschine



inclined semi-Kaplan siphon

Abbildung 6.15: Querschnitt einer Kaplanheberturbine



semi-Kaplan in inverted syphon

Abbildung 6.16: Querschnitt einer Kaplanmaschine mit umgekehrtem Heber

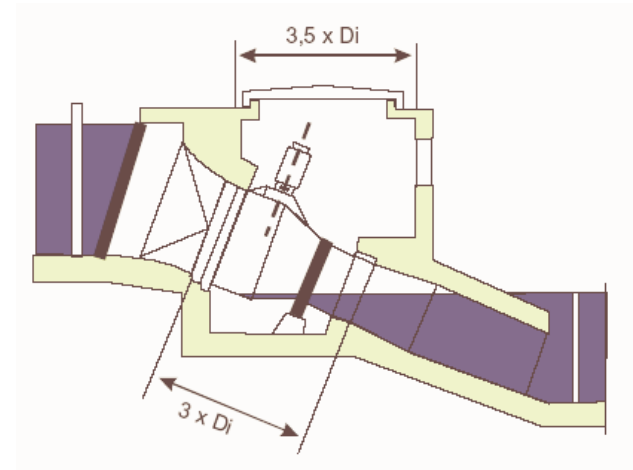


Abbildung 6.17: Querschnitt einer geneigten Kaplanrohrmaschine

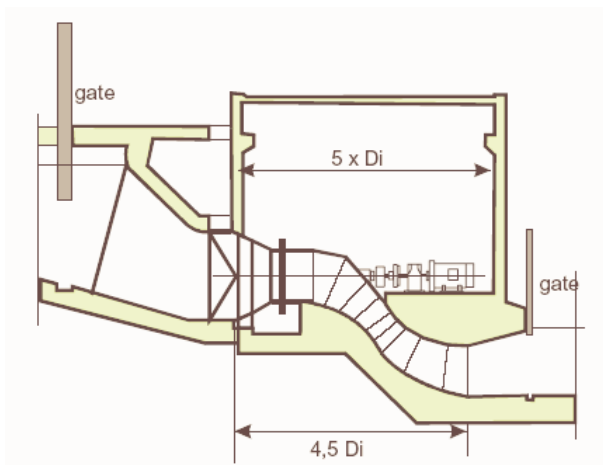


Abbildung 6.18: Querschnitt einer Kaplan S Rohrmaschine

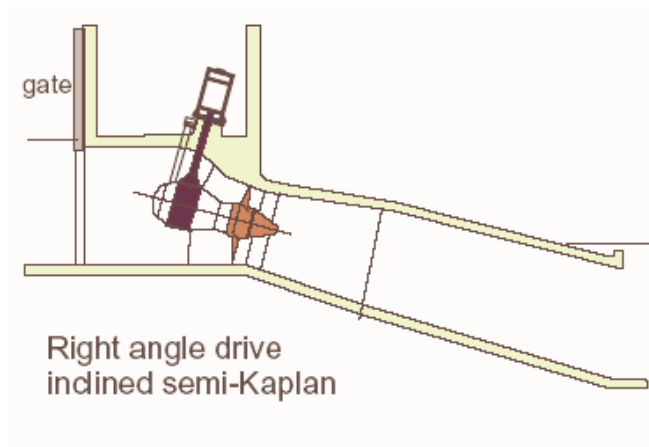


Abbildung 6.19: Querschnitt einer geneigten Kaplan-Kegelradmaschine

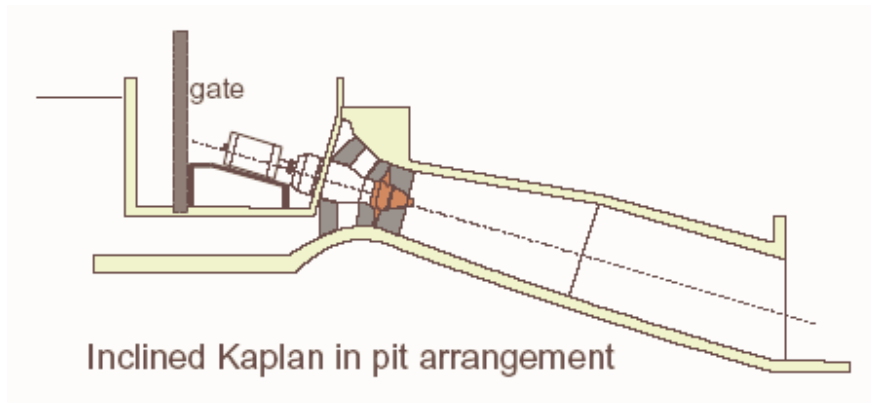


Abbildung 6.20: Querschnitt einer Kaplan Pit Turbine



Bild 6.7: Kaplan Heberturbine

Heber sind verlässlich, ökonomisch und vermeiden die Durchgangsdrehzahl der Turbine, sind aber laut, falls keine Schutzmaßnahmen zur Isolation der Saugpumpen und Ventile für Start- und Stopvorgänge getroffen werden. Auch wenn ein Verschlussorgan für den normalen Betrieb nicht erforderlich ist, wird seine Verwendung trotzdem empfohlen, da es ungeplante Turbinenstarts infolge starker Ober- bzw. Unterwasserspiegelschwankungen verhindert. In derartigen Problemfällen erreicht die Turbine hohe Drehzahlen, ohne dass der Betreiber die Möglichkeit hat, sie zu stoppen. Eine Lösung für diese Fragestellung wäre der Einsatz einer Klappe.

Unterirdische Krafthäuser sind optimal, um visuelle und akustische Auswirkungen zu verhindern, doch sind sie bloß bei S-, Kegelrad- oder Pit-Turbinen ausführbar.

Die Getriebe-Konfiguration erlaubt den Einsatz eines Standardgenerators, der sich mit 750 bis 1000 U/min dreht, verlässlich, kompakt und billig ist. Die S-Konfiguration wird immer beliebter, obwohl sie den Nachteil hat, dass die Turbinenachse entweder das Zulauf- oder das Ablaufrohr mit den entsprechenden Fallhöhenverlusten durchstoßen muss. Sie wird vor allem bei mittleren Fallhöhen und/oder bei Anlagen mit Druckrohrleitung eingesetzt.

Die Pit-Konfiguration hat den Vorteil, leichten Zugang zu allen Anlagenteilen zu bieten; im speziellen ist dies die Verbindung zwischen Turbine und Getriebe, das Getriebe selbst und der Generator. Hierdurch werden Inspektionen, Instandhaltung und Reparatur erleichtert. Diese Konfiguration ist bei sehr niedrigen Fallhöhen und hohem Durchfluss beliebt, da die Laufraddurchmesser größer als 2 m sein können.

Aus demselben Grund wie die Francisturbine müssen auch Kaplan turbinen ein Saugrohr haben. Wegen der niedrigen Fallhöhe ist die kinetische Energie sehr wichtig und die Qualität dieses Turbinenteils sollte nicht gering geschätzt werden.

6.2.2 Spezifische Drehzahl und Ähnlichkeiten

Die überwiegende Mehrheit von Wasserbauten wie Hochwasserentlastungen, Entnahmen etc. werden auf Basis von vorangehenden hydraulischen Modellversuchen entworfen und gebaut. Das Verhalten dieser Modelle basiert auf den Prinzipien hydraulischer Ähnlichkeiten, inklusive Analyse, also die Untersuchung, welche physikalische Größen, die das hydrostatische und hydrodynamische Verhalten bestimmen, wirksam werden. Der Turbinenentwurf stellt keine Ausnahme hierzu dar, denn auch Turbinenhersteller verwenden maßstäbliche Modelle. Das Ähnlichkeitsproblem kann in diesem Fall folgendermaßen beschrieben werden: "Kann von vorhandenen Daten über die Betriebscharakteristik einer Turbine, die unter bestimmten Bedingungen ermittelt wurden, auf die Betriebscharakteristik einer geometrisch ähnlichen Turbine, die unter anderen Bedingungen arbeitet, geschlossen werden?" Gibt es auf diese Frage eine positive Antwort, so kann die Ähnlichkeitstheorie wissenschaftliche Kriterien für Turbinenstandardisierung aufstellen, die sich als hilfreich im Auswahlprozess für jene Turbine erweisen, die für spezielle Anlagenbedingungen am besten geeignet ist.

- Die Antwort ist positiv, vorausgesetzt Modell und Wirklichkeit sind geometrisch ähnlich.

Um geometrisch ähnlich zu sein, muss das Modell ein verkleinertes Abbild der Wirklichkeit sein, und ein festes Längenverhältnis beibehalten. Die physikalischen Größen, die durch geometrische Ähnlichkeit erfasst werden, sind Länge, Fläche und Volumen. Ist das Längenverhältnis k , so ist das Flächenverhältnis k^2 und das Volumenverhältnis k^3 .

Besonders erwähnenswert ist, dass Modellversuche und Laborentwicklungen die einzige Möglichkeit sind, Wirkungsgrad und hydraulisches Verhalten von industriell gefertigten Turbinen zu garantieren. Alle Ähnlichkeitsgesetze unterliegen einer strengen Regelung der internationalen IEC Standards 60193 und 60041.

Bei fehlender Übereinstimmung mit diesen Standards und Regeln kann keine Garantie akzeptiert werden. Diesen Standards entsprechend wird die spezifische Drehzahl einer Turbine wie folgt definiert:

$$n_{QE} = \frac{n \cdot \sqrt{Q}}{E^{\frac{3}{4}}} \quad (6.5)$$

Wobei	Q = Durchfluss	[m ³ /s]
	E = spezifische hydraulische Energie der Maschine	[J/kg]
	N = Rotationsgeschwindigkeit der Turbine	[1/s]

n_{QE} ist als spezifische Drehzahl bekannt.

Durch diese Parameter ist jede Turbine zu charakterisieren. Da einige alte, nicht-standardisierte Definitionen immer noch in Gebrauch sind, werden folgende Umrechnungsfaktoren angeführt:

$$v = 2,11 n_{QE} \quad (6.6)$$

$$n_Q = 333 n_{QE} = \quad (6.7)$$

$$n_s = 995 n_{QE} \quad (6.8)$$

Gleichung 6.8 bezieht sich auf die n_s -Definition, berechnet in SI-Einheiten.

Abbildung 6.21 zeigt verschiedene Entwürfe eines Laufrades mit den korrespondierenden spezifischen Drehzahlen, optimiert im Hinblick auf ihren Wirkungsgrad. Je niedriger die spezifische Drehzahl desto höher ist die zugehörige Fallhöhe.

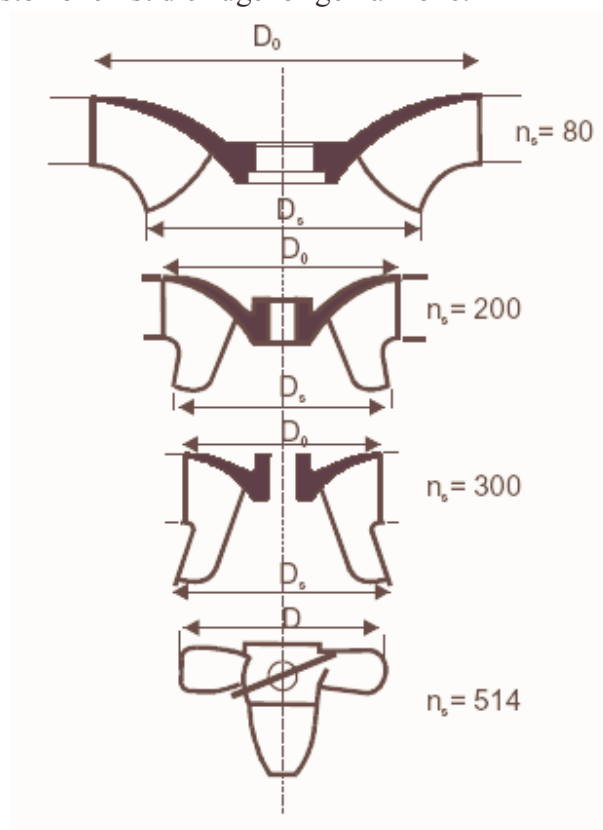


Abbildung 6.21: Entwurf eines Turbinenlaufrades als Funktion der spezifischen Drehzahl n_s .

Im Allgemeinen geben Turbinenhersteller die spezifische Drehzahl ihrer Turbine an. Über eine große Zahl statistischer Untersuchungen von einer großen Zahl an Anlagen konnte eine Korrelation zwischen spezifischer Drehzahl und Nettofallhöhe für jeden Turbinentyp erstellt werden. Einige dieser Korrelationsformeln sind in Abbildung 6.22 graphisch dargestellt.

Pelton (1 nozzle)	$n_{QE} = \frac{0.0859}{H_n^{0.243}}$	(Siervo and Lugaresi)	[-]	(6.9)
Francis	$n_{QE} = \frac{1.924}{H_n^{0.512}}$	(Lugaresi and Massa)	[-]	(6.10)
Kaplan	$n_{QE} = \frac{2.294}{H_n^{0.486}}$	(Schweiger and Gregory)	[-]	(6.11)
Propeller	$n_{QE} = \frac{2.716}{H_n^{0.5}}$	(USBR)	[-]	(6.12)
Bulb	$n_{QE} = \frac{1.528}{H_n^{0.2837}}$	(Kpordze and Warnick)	[-]	(6.13)

Ist die spezifische Drehzahl bekannt, können die grundlegenden Turbinendimensionen leicht abgeschätzt werden. Jedoch sollten die statistischen Formeln nur für den Vorentwurf verwendet werden, da nur professionelle Herstellerfirmen die richtigen Turbinendimensionen angeben können.

Bei Peltonturbinen steigt die spezifische Drehzahl mit der Quadratwurzel der Düsenanzahl. Aus diesem Grund ist die spezifische Drehzahl einer vierdüsig Pelton doppelt so hoch wie die einer eindüsig. (bei Düsenzahlen >4 sind Peltonturbinen vertikalachsig). Tabelle 6.2 zeigt die typischen spezifischen Drehzahlen der Hauptturbinentypen

Tabelle 6.2: Bereich verschiedener spezifischer Drehzahlen unterschiedlicher Turbinen

Pelton one nozzle	$0.005 \leq n_{QE} \leq 0.025$
Pelton n nozzles	$0.005 \cdot n^{0.5} \leq n_{QE} \leq 0.025 \cdot n^{0.5}$
Francis	$0.05 \leq n_{QE} \leq 0.33$
Kaplan, propellers, bulbs	$0.19 \leq n_{QE} \leq 1.55$

Abbildung 6.22 zeigt für verschiedene Turbinentypen die Kurve der spezifischen Drehzahl als Funktion der Nettofallhöhe.

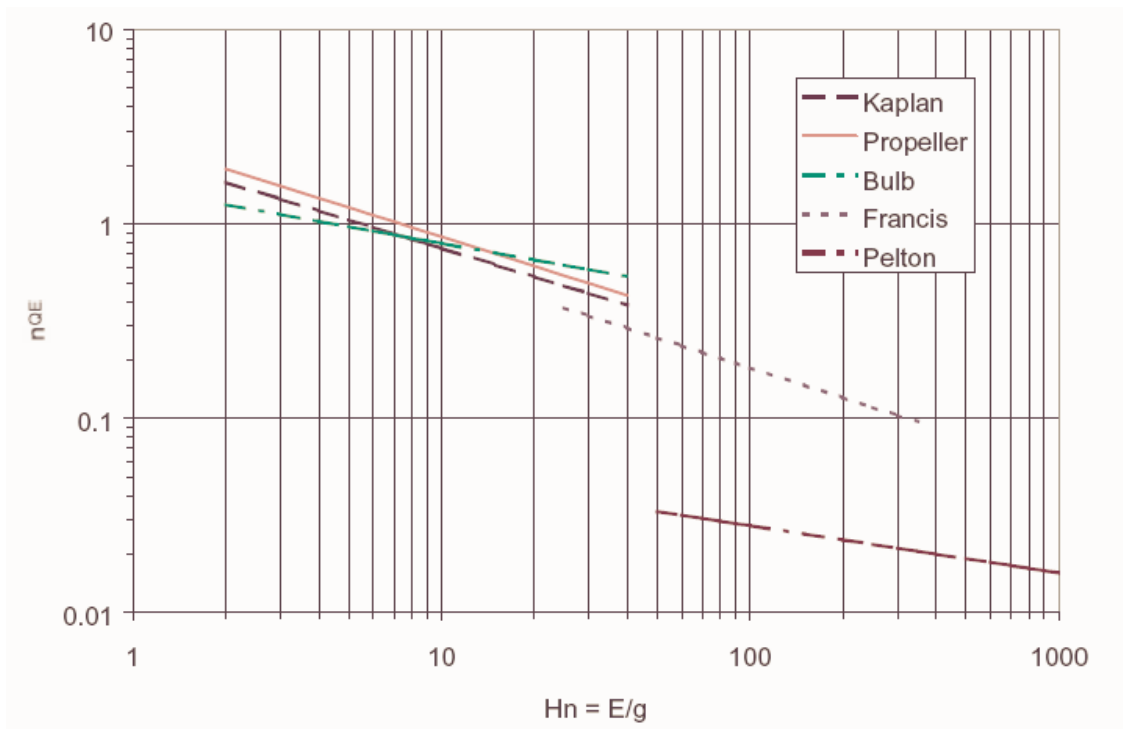


Abbildung 6.22: Spezifische Drehzahl als Funktion der Nettofallhöhe $H_n = E/g$.

Zusätzlich werden im Folgenden einige Grundlegende Ähnlichkeitsgesetze angeführt.

$$\frac{Q_t}{Q_m} = \frac{\sqrt{H_t} \cdot D_t^2}{\sqrt{H_m} \cdot D_m^2} \quad (6.14)$$

$$\frac{n_t}{n_m} = \frac{\sqrt{H_t} \cdot D_m}{\sqrt{H_m} \cdot D_t} \quad (6.15)$$

Wobei t der realen Turbine und m dem Labormodell entspricht.

Das folgende Beispiel veranschaulicht die Anwendung von Ähnlichkeitsgesetzen:

Bei dem Versuch, im Maßstab 1:5 das Modell einer Turbine zu bauen, welche unter 80 m Nettofallhöhe und 10 m³/s Durchfluss arbeitet und sich mit 750 U/min dreht, und dieses Modell mit einer Nettofallhöhe von 10 m testen, würde der Modelldurchfluss 0,143 m³/s und die Rotationsgeschwindigkeit 1,326 U/min betragen.

Als weiteres Beispiel dient der Fall einer Turbine, die für 120 m Nettofallhöhe und 1 m³/s Durchfluss bei einer Rotationsgeschwindigkeit von 750 U/min ausgelegt wurde, jedoch zur Zeit unter 100 m Nettofallhöhe genutzt wird. In diesem Beispiel entspricht $D_t = D_m$. Um einwandfrei zu funktionieren, sollte die Turbine eine Rotationsgeschwindigkeit von 685 U/min und einen Maximaldurchfluss von 0,913 m³/s aufweisen.

6.2.3 Vorentwurf

Dieses Kapitel gibt einige Formeln wieder, die eine grundlegende Dimensionierung von Pelton, Francis und Kaplan Turbinenrädern erlauben.

Es darf nicht vergessen werden, dass der Turbinenentwurf iterativ abläuft, da er von vielen Kriterien wie Kavitationsgrenzen, Rotationsgeschwindigkeit, spezifische Drehzahl, etc. abhängt (siehe Kapitel 6.14). Selbstverständlich bedeutet dies, dass nach Anwendung der folgenden Gleichung kontrolliert werden muss, ob der Turbinenvorentwurf den oben genannten Kriterien entspricht.

Der erste Schritt für jeden Turbinentyp ist die Wahl der Drehzahl.

Pelton Turbinen

Kennen wir die Laufraddrehzahl, so kann dessen Durchmesser durch folgende Gleichung abgeschätzt werden.

$$D_1 = 0.68 \cdot \frac{\sqrt{H_n}}{n} \quad [\text{m}] \quad (6.16)$$

$$B_2 = 1.68 \cdot \sqrt{\frac{Q}{n_{\text{jet}}} \cdot \frac{1}{\sqrt{H_n}}} \quad [\text{m}] \quad (6.17)$$

$$D_e = 1.178 \cdot \sqrt{\frac{Q}{n_{\text{jet}}} \cdot \frac{1}{\sqrt{gH}}} \quad [\text{m}] \quad (6.18)$$

Wobei n die Drehzahl in 1/s und n_{jet} die Düsenanzahl ist.

D_1 ist als Durchmesser jenes Kreises definiert, der die Zentrumslinien der Schalen beschreibt. B_2 ist die Becherbreite, die vor allem von Durchfluss und Düsenanzahl abhängt. D_e ist der Düsendurchmesser.

Als generelle Regel gilt, dass D_1/B_2 immer größer als 2,7 sein muss. Ist dies nicht der Fall, muss die Berechnung mit einer niedrigeren Rotationsgeschwindigkeit und mehr Düsen erneut durchgeführt werden.

Die Abflussfunktion der Düsenöffnung C_p , die dem Gesamtdurchfluss einer einstrahligen Turbine entspricht, kann gemäß folgender Formel abgeschätzt werden:

$$Q_{\text{jet}} = K_v \cdot \pi \cdot \frac{D_e^2}{4} \cdot \sqrt{2 \cdot gH} \quad [\text{m}^3/\text{s}] \quad (6.19)$$

Wobei K_v in Abbildung 6.23 als Funktion der relativen Öffnung $a=C_p/D_e$ gegeben ist.

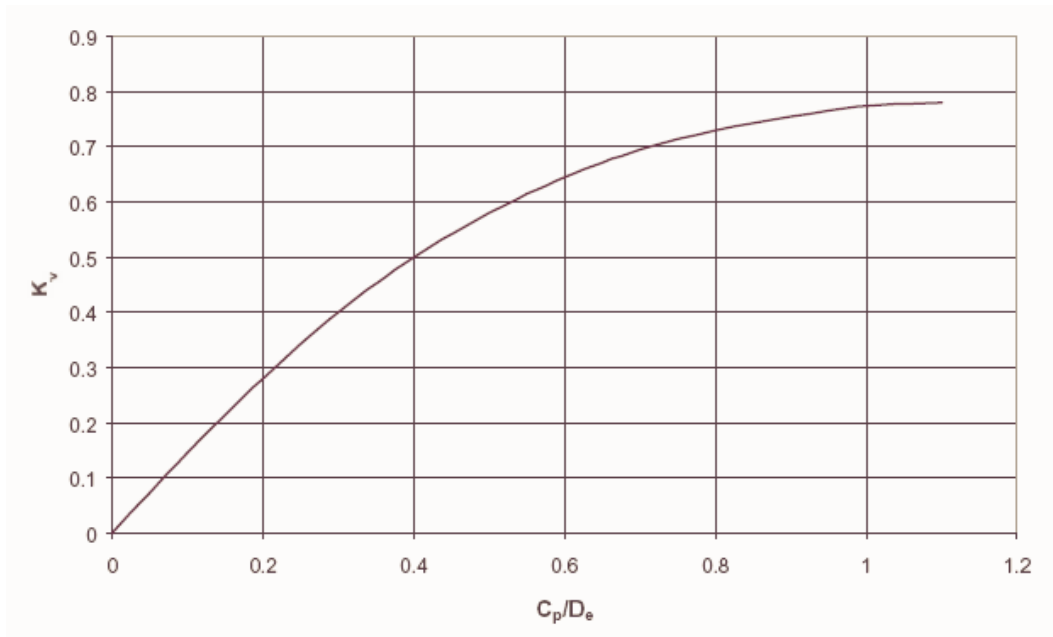


Abbildung 6.23 Düsencharakteristik

Für weitere Dimensionierungsberechnungen bietet die Arbeit von De Siervo und Lugaesi¹⁰ eine gute Grundlage.

Francis Turbinen

Francis Turbinen decken einen großen Bereich von spezifischen Drehzahlen ab, der von 0,05 bis 0,33, entsprechend Hochdruck- und Niederdruck-Francisturbinen reichen kann.

Abbildung 6.24 zeigt einen schematischen Querschnitt eines Francisläufers mit den Durchmessern D_1 , D_2 und D_3 .

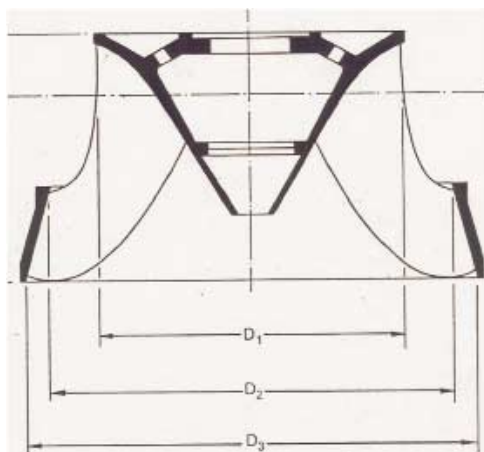


Abbildung 6.24: Querschnitt eines Francislaufrades

Die Arbeiten von De Siervo und De Leva¹¹ und von Lugaresi und Massa¹³, die auf der statistischen Auswertung von mehr als 200 existierenden Turbinen basieren, ermöglichen einen Vorentwurf von Francisturbinen. Wie alle statistischen Analysen werden auch diese Ergebnisse allein für einen kompletten Turbinenentwurf nicht ausreichen.

Sie entsprechen nur durchschnittlichen Standardlösungen, insbesondere wenn Kavitation zu berücksichtigen ist. (siehe Kapitel 6.1.4.4).

Der Auslaufdurchmesser D_3 wird nach Formel 6.20 berechnet:

$$D_3 = 84.5 \cdot (0.31 + 2.488 \cdot n_{QE}) \cdot \frac{\sqrt{H_n}}{60 \cdot n} \quad [\text{m}] \quad (6.20)$$

Der Einlaufdurchmesser D_1 ist durch Gleichung 6.21 gegeben.

$$D_1 = \left(0.4 + \frac{0.095}{n_{QE}}\right) \cdot D_3 \quad [\text{m}] \quad (6.21)$$

Der Einlaufdurchmesser D_2 ist für $n_{QE} > 0,164$ durch Gleichung 6.22 gegeben.

$$D_2 = \frac{D_3}{0.96 + 0.3781 \cdot n_{QE}} \quad [\text{m}] \quad (6.22)$$

Für $n_{QE} < 0,164$ gilt die Annahme $D_1 > D_2$.

Für weitere Dimensionierungsberechnungen werden die oben genannten Arbeiten empfohlen.

Kaplan Turbinen

Die Kaplan Turbine weist viel höhere spezifische Drehzahlen als Francis- und Peltonturbinen auf.

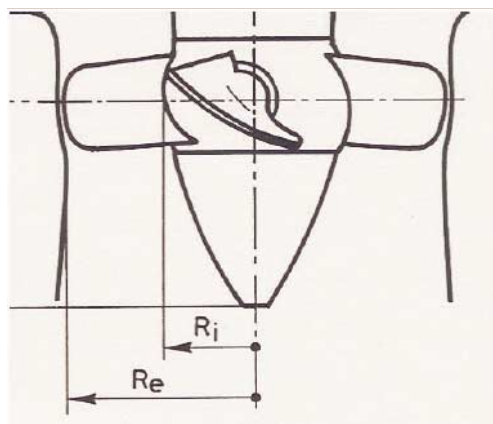


Abbildung 6.25: Querschnitt einer Kaplanturbine

In der Vorentwurfsphase kann der Laufradaußendurchmesser D_e durch Gleichung 6.23 berechnet werden.

$$D_e = 84.5 \cdot (0.79 + 1.602 \cdot n_{QE}) \cdot \frac{\sqrt{H_n}}{60 \cdot n} \quad [\text{m}] \quad (6.23)$$

Der Laufraddurchmesser D_i kann durch Gleichung 6.24 bestimmt werden.

$$D_i = \left(0.25 + \frac{0.0951}{n_{QE}}\right) \cdot D_e \quad [\text{m}] \quad (6.24)$$

Für weitere Dimensionierungsberechnungen werden die Arbeiten von De Siervo und De Leva¹² oder von Lugaresi und Massa¹⁴ empfohlen.

6.2.4 Turbinenauswahlkriterien

Typ, Geometrie und Dimensionen einer Turbine werden grundsätzlich von folgenden Kriterien bestimmt:

- Nettofallhöhe
- Bereich der Durchflussschwankungen
- Drehzahl
- Kavitationsproblematik
- Kosten

Wie vorhin erwähnt, sind Vorentwurf und Turbinenauswahl iterative Prozesse.

Nettofallhöhe

Die Bruttofallhöhe ist als Vertikaldistanz zwischen Oberwasserspiegel an der Entnahme und Unterwasserspiegel bei Überdruckturbinen bzw. Düsenachsenhöhe bei Impulsturbinen gut definiert.

Wie in Kapitel 6.11, Gleichung 6.4 erklärt wurde, entspricht die Nettofallhöhe dem Verhältnis der spezifischen hydraulischen Energie einer Maschine zur Erdbeschleunigung. Diese Definition ist speziell deshalb wichtig, da in Niederdruckanlagen die verbleibende Energie nicht ignoriert werden kann.

Als erstes Kriterium bei der Turbinenwahl ist die Nettofallhöhe zu betrachten. Tabelle 6.3 spezifiziert die Spannweite der Fallhöhen eines jeden Turbinentyps. Die Tabelle weist Überlagerungsbereiche auf, da für bestimmte Fallhöhen mehrere Turbinentypen verwendet werden können.

Tabelle 6.3: Einsatzbereiche für unterschiedliche Turbinentypen

Turbine type	Head range in metres
Kaplan and Propeller	$2 < H_n < 40$
Francis	$25 < H_n < 350$
Pelton	$50 < H_n < 1'300$
Crossflow	$5 < H_n < 200$
Turgo	$50 < H_n < 250$

Durchfluss:

Ein einzelner Abflusswert hat keine Aussagekraft. Es ist notwendig, das Abflussregime zu kennen, das meistens als Abflussdauerlinie (FDC) 12 dargestellt wird, wie in Kapitel 3 Abschnitt 3.3 und 3.6 erläutert wurde.

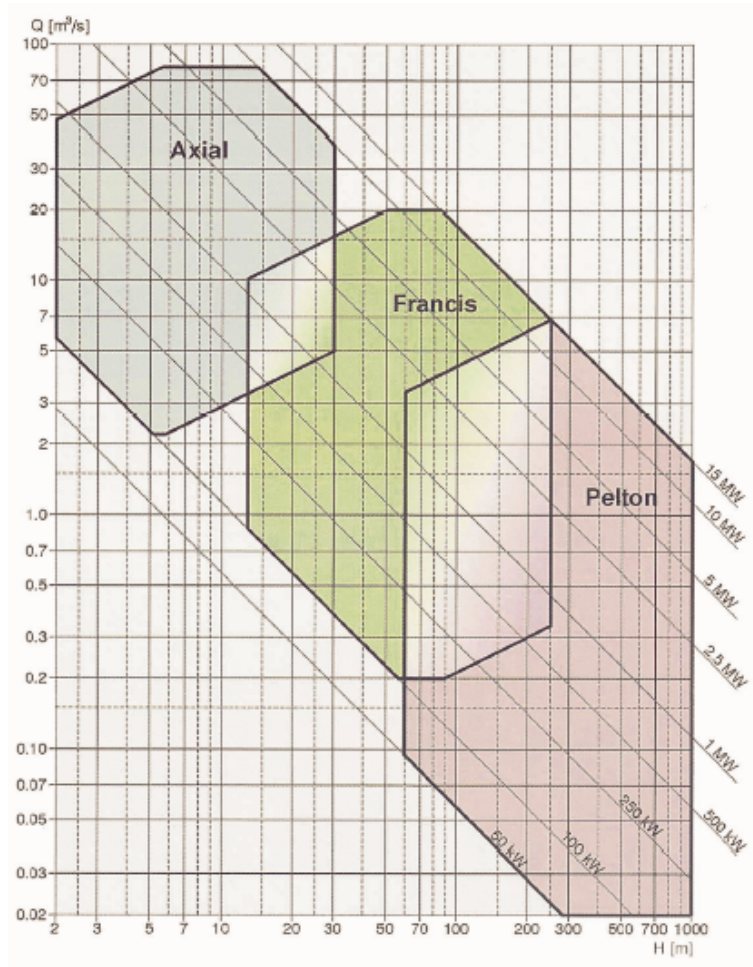


Abbildung 6.26: Einsatzbereiche von Turbinentypen

Der Ausbaudurchfluss und die Nettofallhöhe bestimmen, welche Turbinentypen an dieser Stelle und unter den gegebenen Abflussbedingungen verwendet werden können. Passende Turbinen sind jene, für die der Ausbaudurchfluss und die Nettofallhöhe innerhalb des jeweiligen Einsatzbereiches liegen (Abbildung 6.26). Ein Punkt, der durch Abfluss und Fallhöhe definiert ist, wird meistens innerhalb mehrerer dieser Einsatzbereiche liegen. Alle diese Turbinen sind für diese Rahmenbedingungen geeignet, also wird es notwendig sein, installierte Leistung und Stromproduktion gegen die Kosten aufzuwiegen, bevor ein Entschluss gefasst wird. Man darf nicht vergessen, dass die angegebenen Einsatzbereiche von Hersteller zu Hersteller variieren und deshalb bloß als Richtlinie dienen sollen.

Da eine Turbine Abflüsse zwischen dem Maximum und dem praktischen Minimum verarbeiten kann, könnte es vorteilhaft sein, mehrere kleine statt einer großen Turbine zu installieren. Die Turbinen würden der Reihe nach gestartet werden, sodass alle bis auf eine mit ihrem Ausbaudurchfluss und folglich mit hohem Wirkungsgrad arbeiten.

Der Einsatz von 2 oder 3 kleineren Turbinen bedeutet niedrigeres Einzelgewicht und –volumen und erleichtert so Transport und Manipulation auf der Baustelle. Den Durchfluss auf 2 oder mehr Einheiten aufzuteilen, erhöht die mögliche Drehzahl, wodurch die Notwendigkeit eines Getriebes geringer wird.

Im Falle starker Durchflussschwankungen im Bereich mittlerer Fallhöhen wird eine mehrstrahlige Pelton-turbine mit niedriger Drehzahl einer Francisturbine vorgezogen werden. Eine ähnliche Aussage kann bezüglich Kaplan und Francisturbinen bei niedrigen Fallhöhen getroffen werden.

Die endgültige Entscheidung für eine oder mehrere Einheiten und für einen Turbinentyp oder einen anderen wird das Ergebnis einer iterativen Berechnung sein, die auch die Investitionskosten und die Jahreserzeugung berücksichtigt.

Tabelle 6.4: Toleranz gegenüber Durchfluss- und Fallhöhenschwankungen

Turbinentyp	Empfindlichkeit auf Durchflußänderung	Empfindlichkeit auf Fallhöhenänderung
Pelton	hoch	niedrig
Francis	mittel	niedrig
Kaplan, doppelt reguliert	hoch	hoch
Kaplan, Einfach reguliert	hoch	mittel
Propeller	niedrig	niedrig

Spezifische Drehzahl

Die spezifische Drehzahl stellt ein verlässliches Kriterium für die Turbinenauswahl dar und ist zweifellos präziser als die oben genannten Einsatzbereichskurven.

Soll in einer Anlage mit 100 m Nettofallhöhe und 0,9 m³/s Durchfluss Strom erzeugt werden und dabei eine Turbine Verwendung finden, die mit einem Standard 1500 U/min Generator direkt verbunden ist, so sollte zunächst die Berechnung der spezifischen Drehzahl gemäß Gleichung (6.5) vorgenommen werden:

$$n_{QE} = \frac{n \cdot \sqrt{Q}}{E^{\frac{3}{4}}}$$

Das ergibt einen Wert von 0,135

Bei dieser spezifischen Drehzahl ist eine Francisturbine die einzig mögliche Wahl. Ansonsten müssten wir eine niedrigere Drehzahl akzeptieren, um zusätzlich zur Francis eine 4-düsige Pelton mit 600 U/min Generator auszuwählen.

Soll eine Turbine in eine Anlage mit 400 m Nettofallhöhe und 0,43 m³/s Durchfluss eingebaut und diese direkt mit einem 1000 U/min Generator gekoppelt werden, beginnen man ebenfalls mit der Berechnung der spezifische Drehzahl.

$$n_{QE} = 0,022$$

Dieses Ergebnis legt die Wahl einer eindüsigen Pelton mit einem Durchmesser von $D_1 = 0,815$ m gem. Gleichung (6.15) nahe. Die Wahl einer zwei- oder mehrdüsigen Pelton ist ebenso möglich, wenn aufgrund starker Durchflussschwankungen hohe Wirkungsgrade auch bei Teillast gefordert werden.

Wie vorhin erklärt, werden Pelton Turbinen grundsätzlich über das Verhältnis D_1/B_2 definiert und nicht durch die spezifische Drehzahl. Als allgemeine Regel muss dieses Verhältnis größer als 2,7 sein. Dieses Verhältnis kann nicht ohne Laboruntersuchungen aufgestellt werden.

Kavitation

Fällt der hydrodynamische Druck in einer Flüssigkeit unter deren Dampfdruck, beginnt diese in den gasförmigen Zustand überzugehen. Dieses Phänomen bewirkt die Bildung feiner einzelner Gasblasen, die von der Strömung aus dem Niederdruckbereich hinausgetragen werden und in Bereichen höheren Druckes in sich zusammenstürzen. Die Bildung dieser Gasblasen und ihr unmittelbares Zusammenfallen verursacht die sogenannte Kavitation. Die Erfahrung zeigt, dass die kollabierenden Gasblasen sehr starke Druckimpulse mit lautem Knall erzeugen (Eine Turbine unter Kavitationseinfluss hört sich an, als ob Kies durch sie durchgehen würde). Die wiederholte Abfolge dieser Stöße nahe der Radschaufeln oder der Nabe von Reaktionsturbinen schlägt kleine Löcher in das Material. Mit der Zeit entwickeln sich diese Löcher in Spalten zwischen den Einzellöchern und die Metalloberfläche bricht aus. In relativ kurzer Zeit ist die Turbine schwer beschädigt und muss stillgelegt und repariert werden, wenn dies noch möglich ist.

Dennoch ist Kavitation kein Verhängnis. Laboruntersuchungsergebnisse ermöglichen die Ausarbeitung eines angepassten hydraulischen Entwurfes und die Festsetzung des Betriebsbereiches der Turbine. Beides kann helfen, das Problem zu vermeiden.

Kavitation ist durch den Kavitationskoeffizienten σ charakterisiert (Thomas Koeffizient), der gemäß IEC Standard 60193 definiert ist:

$$\sigma = \frac{NPSE}{gH_n} \quad [-] \quad (6.25)$$

Wobei NPSE die positive Netto Saugenergie ist, die wie folgt gegeben ist:

$$NPSE = \frac{P_{atm} - P_v}{\rho} + \frac{V^2}{2} - gH_s \quad [-] \quad (6.26)$$

Wobei:	P_{atm}	= atmosphärischer Druck	[Pa]
	P_v	= Wasserdampfdruck	[Pa]
	ρ	= spezifische Dichte des Wassers	[km/m ³]
	g	= Erdbeschleunigung	[m/s ²]
	v	= durchschnittliche Austrittsgeschwindigkeit	[m/]
	H_n	= Nettofallhöhe	[m]
	H_s	= Saughöhe	[m]

Um Kavitation zu vermeiden sollte die Turbine zumindest auf die in Gleichung 6.27 definierte zulässige Saughöhe H_s ausgelegt werden.

$$H_s = \frac{P_{atm} - P_v}{\rho \cdot g} + \frac{V^2}{2 \cdot g} - \sigma \cdot H_n \quad [m] \quad (6.27)$$

Ein positiver H_s Wert bedeutet, dass der Turbinenläufer oberhalb des Unterwasserspiegels liegt; bei negativem H_s liegt er unterhalb des Unterwasserspiegels.

Als erste Annäherung kann für $v=2$ m/s angenommen werden.

Thoma's σ wird meistens durch Modellversuche ermittelt und wird von den Turbinenherstellern angegeben. Die oben genannten Untersuchungen bringen Thoma's σ auch in Beziehung zur spezifischen Drehzahl. Dadurch wird die folgende Gleichung aufgestellt, die σ als Funktion von n_{QE} für Francis und Kaplan Turbinen wiedergibt:

$$\text{Francis} \quad \sigma = 1.2715 \cdot n_{QE}^{1.41} + \frac{V^2}{2 \cdot g \cdot H_n} \quad [-] \quad (6.28)$$

$$\text{Kaplan} \quad \sigma = 1.5241 \cdot n_{QE}^{1.46} + \frac{V^2}{2 \cdot g \cdot H_n} \quad [-] \quad (6.29)$$

An dieser Stelle muss angemerkt werden, dass P_{atm} mit der Höhenlage abnimmt, und zwar von rund 1,01 bar auf Meeresspiegelhöhe bis hinunter zu 0,65 bar auf 3000 m über Meeresspiegelhöhe. Folglich benötigt eine Francisturbine mit einer spezifischen Drehzahl von 0,150 bei 100 m Nettofallhöhe (und einem korrespondierendem $\sigma = 0,090$), die in einer Anlage auf Meeresniveau arbeitet, folgende Kenndaten:

$$H_S = \frac{101'000 - 880}{1000 \cdot 9.81} + \frac{2^2}{2 \cdot 9.81} - 0.09 \cdot 100 = 1.41 \quad [\text{m}]$$

Wenn sie in einer Anlage auf 2000 m über Meeresniveau installiert wird, braucht sie folgende Kenndaten:

$$H_S = \frac{79'440 - 880}{1000 \cdot 9.81} + \frac{2^2}{2 \cdot 9.81} - 0.09 \cdot 100 = -0.79 \quad [\text{m}]$$

...Kenndaten, die Bodenaushub fordern.

Abbildung 6.27 gibt einen Überblick über Kavitationsgrenzen

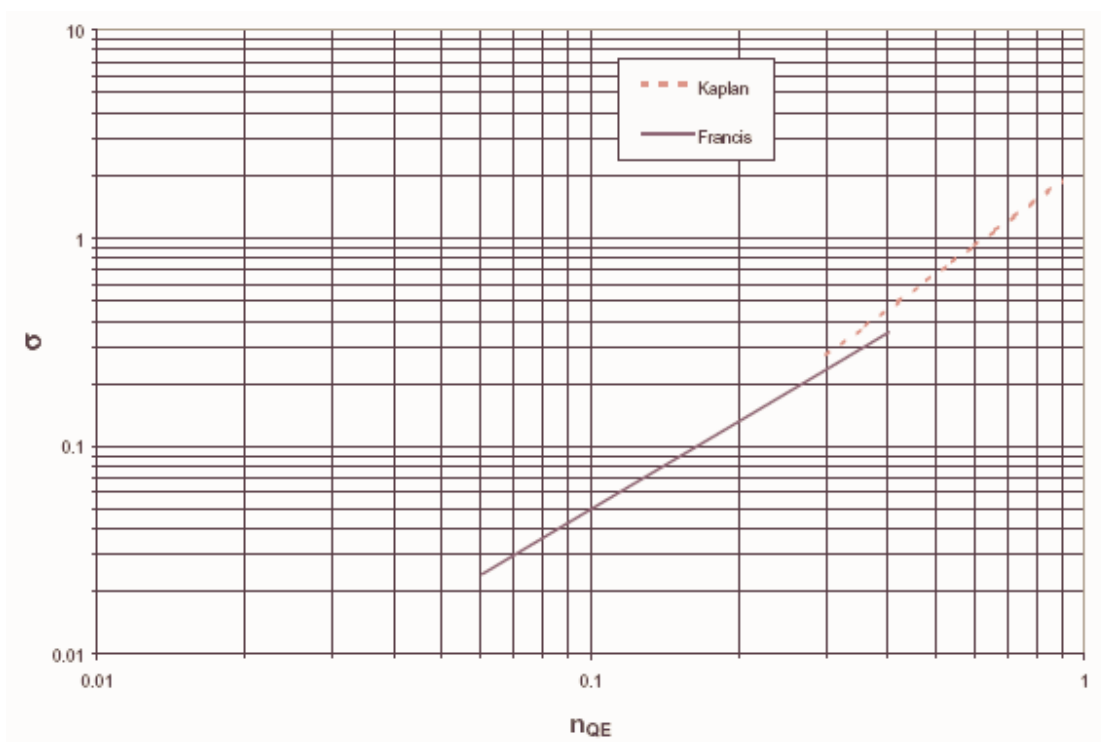


Abbildung 6.27 : Kavitationsgrenzen

Gleichung 6.30 soll helfen, den Zusammenhang zwischen spezifischer Drehzahl n_{QE} und Kavitation zu kontrollieren.

$$n_{QE} \leq 0.686 \cdot \sigma^{0.5882} \quad [-] \quad (6.30)$$

Es muss festgestellt werden, dass Kavitation in Peltonbechern lokal auftreten kann, wenn die Eintrittskante nicht sorgfältig konzipiert wurde oder die im Labor getestete Form nicht vollständig bei der Herstellung berücksichtigt wurde.

Drehzahl

Gemäß Gleichung 6.5 hängt die Drehzahl einer Turbine direkt mit der spezifischen Drehzahl, dem Durchfluss und der Nettofallhöhe zusammen. In Kleinwasserkraftanlagen sollten nach Möglichkeit Standardgeneratoren installiert werden. Bei der Turbinenwahl ist zu berücksichtigen, dass der Generator, der entweder direkt oder über ein Getriebe mit der Turbine verbunden ist, die Synchrondrehzahl, wie in Tabelle 6.5 angeführt, erreichen sollte.

Polzahl	Frequenz		Polzahl	Frequenz	
	50 Hz	60Hz		50 Hz	60 Hz
2	3000	3600	16	375	450
4	1500	1800	18	333	400
6	1000	1200	20	300	360
8	750	900	22	272	327
10	600	720	24	250	300
12	500	600	26	231	377
14	428	540	28	214	257

Tabelle 6.5: Synchrondrehzahlen des Generators

Durchgangsdrehzahl

Jede Laufradgeometrie ist durch eine maximale Durchgangsdrehzahl charakterisiert. Das ist die Drehzahl, die eine Einheit bei Lastabwurf, unter voller Beaufschlagung, theoretisch erreichen kann. In Abhängigkeit von Turbinentyp kann die 2 bis 3-fache Nenndrehzahl erreicht werden. Tabelle 6.3 zeigt dieses Verhältnis für verschiedene Turbinen.

Es darf nicht vergessen werden, dass die Kosten für den Generator und gegebenenfalls für das Getriebe bei höherer Durchgangsdrehzahl zunehmen können, da ihr Entwurf die Belastungen berücksichtigen muss.

Turbine type	Runaway speed n_{\max}/n
Kaplan single regulated	2.0 - 2.6
Kaplan double regulated	2.8 - 3.2
Francis	1.6 - 2.2
Pelton	1.8 - 1.9
Turgo	1.8 - 1.9

Tabelle 6.6: Durchgangsdrehzahlen von Turbinen

6.2.5 Turbinenwirkungsgrad

Es darf nicht vergessen werden, dass der Wirkungsgrad nicht bloß die Fähigkeit einer Turbine, einen Standort optimal zu nützen, sondern auch ihr hydrodynamisches Verhalten beschreibt.

Ein eher durchschnittlicher Wirkungsgrad bedeutet, dass der hydraulische Entwurf nicht optimal ist und einige ernsthafte Probleme auftreten können (z.B. Kavitation, Vibration, etc.), die die Jahresproduktion stark reduzieren und der Turbine Schaden zufügen können.

Jeder Kraftwerksbetreiber sollte vom Hersteller eine Wirkungsgradgarantie, basierend auf Laboruntersuchungen, verlangen (keine Erzeugungsgarantien). Dies ist der einzige Weg, um sicher zu gehen, dass die Turbine einwandfrei funktioniert. Auch für sehr kleine Turbinen sollte die Grundlage für diese Garantie bekannt sein. Abbildung 6.28 zeigt das Beispiel einer Anlage, die ohne Wirkungsgradgarantien und ohne Labortests entwickelt wurde.

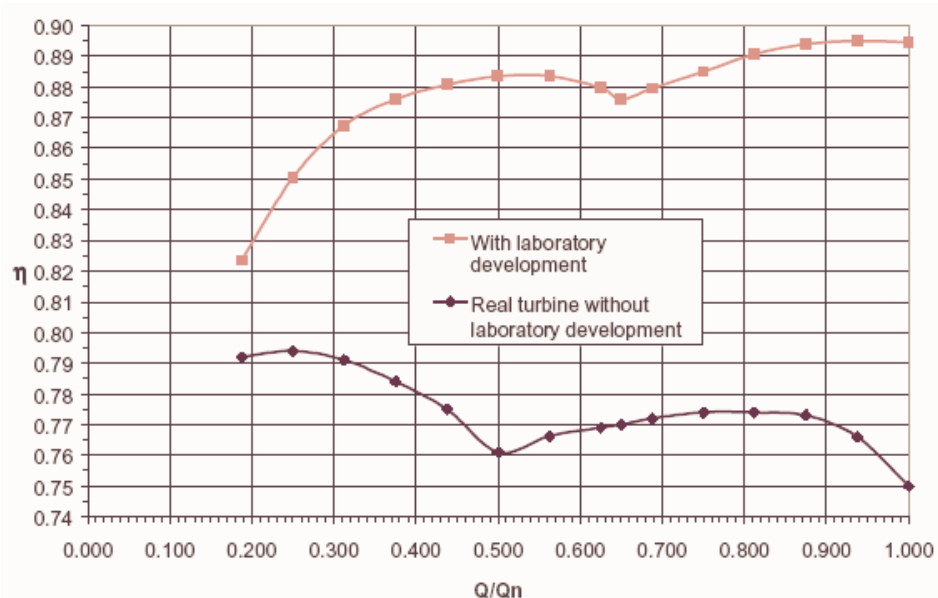


Abbildung 6.28: Wirkungsgradverläufe einer realen Turbine ohne Laboruntersuchung

Einem Betreiber, der die Produktion seiner Turbine kontrollieren will, bieten sich zwei Möglichkeiten an.

Die erste ist, nach Inbetriebnahme der Turbine Messungen/Untersuchungen vor Ort durchzuführen. Um adäquate Messgenauigkeit zu erzielen, müssen ausgeklügelte Techniken verwendet werden, die schwierig anzuwenden sind und für kleine Anlagen meist nicht passend sind. Aus diesem Grund ist es meistens notwendig, auf einfachere Methoden zurückzugreifen, deren Ergebnisse jedoch immer fragwürdig sind. Zeigt der Versuch, dass die garantierte Produktion nicht erreicht wird, ist es meistens zu spät, die Maschine zu verbessern. Vertragliche Pönalezahlungen durch den Hersteller kompensieren meistens den Produktionsverlust des Betreibers bezogen auf die Turbinenlebensdauer nicht.

Die zweite Methode besteht darin, Laboruntersuchungen an Turbinen, die dem industriell gefertigten Prototyp geometrisch ähnlich sind, durchzuführen. Im Falle von Kleinwasserkraftanlagen ist die Größe der getesteten Modelle ähnlich der eigentlichen Maschine. Das hydraulische Verhalten der Turbine kann für die gesamte Betriebsdauer der Turbine beobachtet werden. Daraus können mögliche Unzulänglichkeiten korrigiert werden, noch bevor die Maschine gebaut wird.

Der vom Turbinenhersteller garantierte Wirkungsgrad sollte auf Konformität mit dem „International Code for the field acceptance tests of hydraulic turbines“ (Publikation IEC 60041) oder, wenn verwendet, auf Konformität mit dem „International Code for model acceptance tests“ (Publikation IEC 60193) geprüft werden. Dieser ist als Verhältnis der mechanischen Leistung an der Turbinenwelle und der hydraulischen Leistung laut Gleichung 6.1 definiert.

$$\eta = \frac{P_{mec}}{P_h} \quad [W] \quad (6.31)$$

Wie in Abbildung 6.29 definiert, bestehen Turbinen nicht bloß aus dem Laufrad. Internationale Standards definieren eindeutig die Grenzen einer Turbine und der Hersteller muß entsprechend dieser Grenzen Garantien vergeben. Der Hersteller stellt auch Qualitätskriterien auf, die der Betreiber berücksichtigen muss, wie z.B. Geschwindigkeitsteilung und Strömungsverhältnisse bei der Entnahme im Falle von Niederdruckanlagen.

Hier sein angemerkt, dass die Fallhöhe bei Impulsturbinen (Pelton und Turgo) am Auftreffpunkt des Strahles gemessen wird und dieser Punkt immer oberhalb des Unterwasserspiegels liegt. Dies führt zu einer Reduktion der Fallhöhe. Bei Mitteldruckanlagen ist diese Differenz nicht zu übergehen, da im Vergleich zwischen Impulsturbinen und Reaktionsturbinen letztere die gesamte verfügbare Fallhöhe ausnützen.

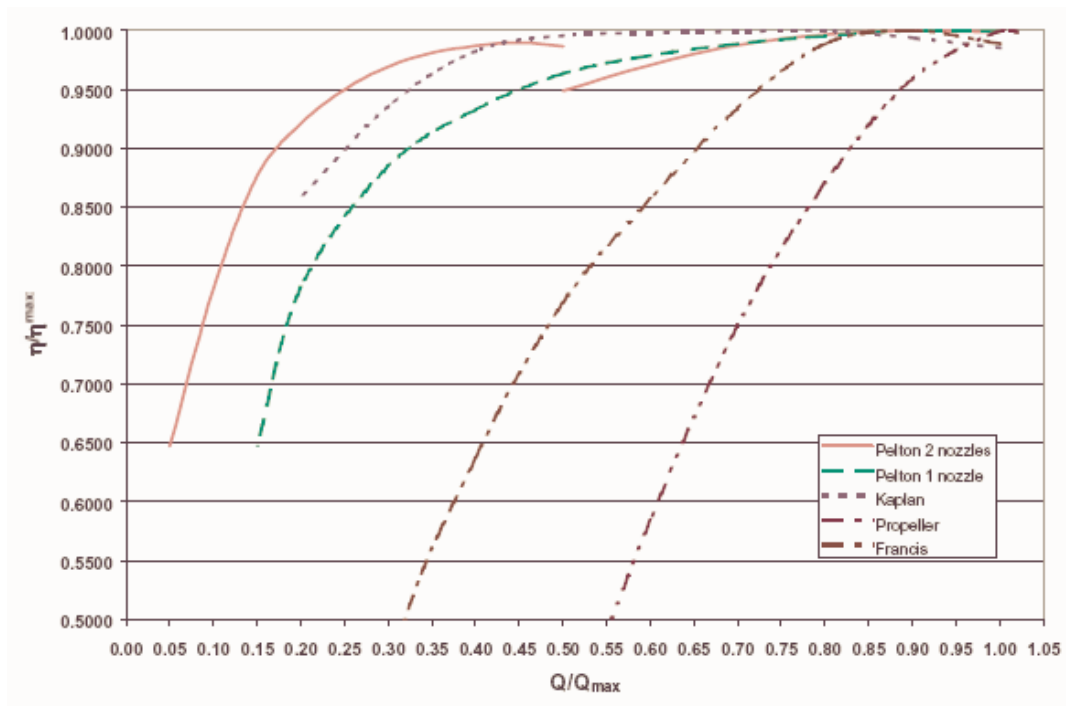


Abbildung 6.30: Typische relative Wirkungsgrade von Kleinwasserkraftturbinen

Weicht der Durchfluss vom Nenndurchfluss ab, gilt dies auch für den Wirkungsgrad. Da der Nenndurchfluss von Reaktionsturbinen meistens verschieden vom Durchfluss bei bestem Wirkungsgrad ist, entsprechen die in Tabelle 6.7 angeführten Wirkungsgrade zwar den optimalen, jedoch nicht den Wirkungsgraden für Nenn- oder Maximaldurchfluss.

Doppelt regulierte Kaplan und Pelton turbinen arbeiten zufriedenstellend in einem breiten Durchflussbereich, der bereits bei einem Fünftel des Nenndurchflusses beginnt. Einfach regulierte Kaplan weisen annehmbare Wirkungsgrade ab einem Drittel auf, und Francis ab 50 % des Bemessungsdurchflusses. Unter 40 % des Bemessungsdurchflusses können Francisturbinen Unregelmäßigkeiten aufzeigen, die zu Vibrationen oder mechanischen Stößen führen.

Propellerturbinen mit starren Leit- und Laufradschaufeln sind bloß über einen begrenzten Bereich nahe dem Nenndurchfluss zufrieden stellend zu betreiben. Es wird angemerkt, dass einfach regulierte Kaplan turbinen nur im Falle der Laufradregulierung zufrieden stellend arbeiten.

Tabelle 6.7: Typische Wirkungsgrade kleiner Turbinen

Turbinentyp	Maximaler Wirkungsgrad
Kaplan einfach reguliert	0,91
Kaplan doppelt reguliert	0,93
Francis	0,94
Pelton, mehrdüsig	0,90
Pelton, eindüsig	0,89
Turgo	0,85

6.3 Getriebe / Übersetzung

Arbeiten Turbine und Generator mit gleicher Drehzahl und liegen ihre Achsen auf einer Linie, ist die direkte Kopplung die beste Lösungsvariante; es treten praktisch keine Energieverluste auf und die Instandhaltungsarbeiten sind minimal. Turbinenhersteller empfehlen die Wahl von starren oder flexiblen Kupplungen, obwohl eine flexible Kupplung, die eine gewisse Achsabweichung tolerieren kann, für gewöhnlich empfohlen wird.

In vielen Fällen und speziell in Niederdruckanlagen laufen Turbinen mit weniger als 400 U/min und brauchen eine Übersetzung, um die 750-1000 U/min des Standardgenerators zu erreichen. Für das Leistungsspektrum, das in Kleinwasserkraftwerken erzielt wird, ist diese Lösung oft ökonomischer als der Einsatz eines „maßgefertigten“ Generators.

Heutzutage schlagen Generator-Hersteller auch Langsamläufer vor, die dennoch eine direkte Kopplung ermöglichen.

6.3.1 Übersetzungsarten

Getriebe können entsprechend ihrer Konstruktionsform folgendermaßen eingeteilt werden:

- Parallel-achsige Getriebe, wo die Schraubenräder auf parallelen Achsen angeordnet sind. Speziell für mittlere Größen stellen sie eine attraktive Anwendung dar.
- Kegelradgetriebe sind meistens auf Kleinanlagen limitiert und verwenden Kegelräder mit 90° Welle. Abbildung 6.32 zeigt einen zweistufigen Antrieb. Die erste ist ein Parallelgetriebe und die zweite ein Kegelradgetriebe
- Riemenantriebe werden meistens in Kleinwasserkraftwerken eingesetzt und bieten Instandhaltungserleichterungen (siehe Abbildung 6.33).

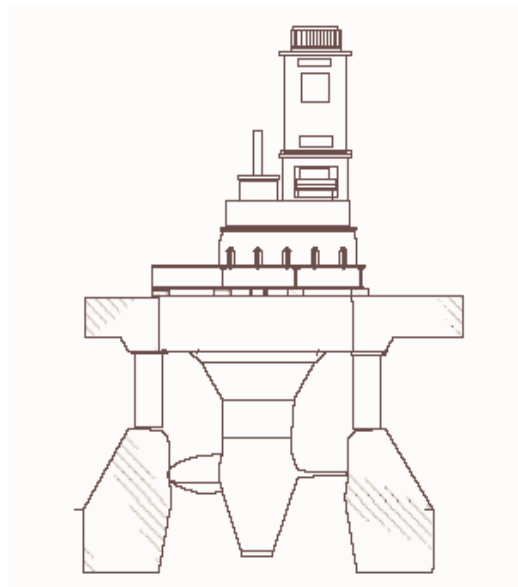


Abbildung 6.31: Parallelachsiger Antrieb

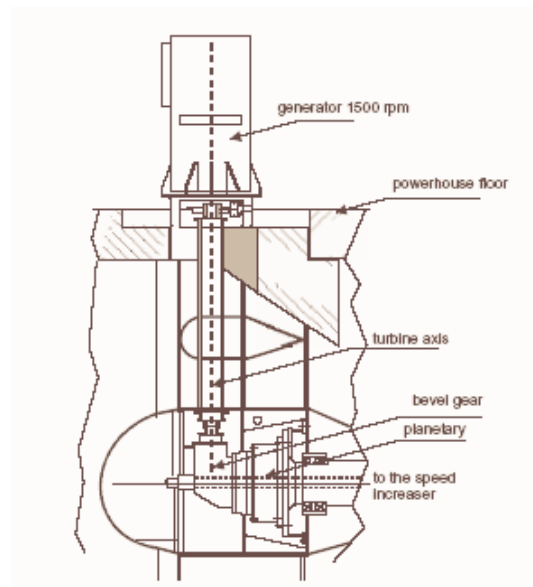


Abbildung 6.32: Kegelradgetriebe

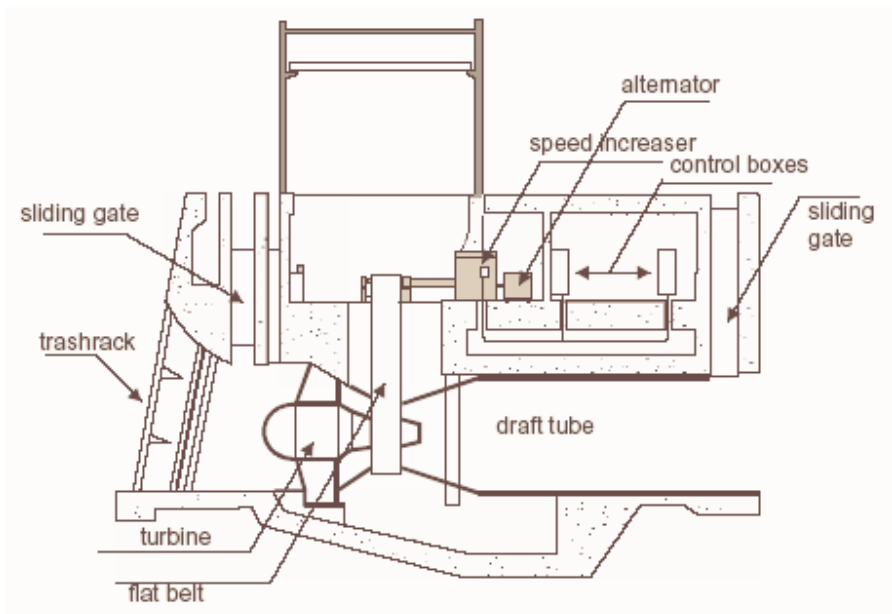


Abbildung 6.33: Riemenantrieb

6.3.2 Entwurf des Getriebes

Das Getriebegehäuse sollte darauf ausgelegt sein, unter ungünstigsten Bedingungen die korrekte Ausrichtung der Einzelkomponenten zu gewährleisten. Es wird meistens aus geschweißtem Stahl mit schweren Versteifungen gefertigt, um Turbinentorsion und hydraulische Achsschübe ohne Verformung stand zu halten.

Bei unzulänglicher Synchronisierung, Totlastabwurf oder jeglichem anderen Unfall im System können sehr hohe kritische Spannungen im Getriebe auftreten. Um das Getriebe vor diesen außerordentlichen Spannungen zu schützen, sollte der Antrieb mit einem Drehmomentbegrenzer ausgestattet sein, damit im Falle abnormer Kräfte bloß das Verbindungsstück bricht.

Um das erforderliche Verlässlichkeitsniveau sicher zu stellen, ist gute Schmierung essentiell. Es ist sehr wichtig, dass Qualität, Volumen, Viskosität und Temperatur des Öls innerhalb der Spezifikationswerte bleiben. Ein doppeltes Schmiersystem mit 2 Pumpen und 2 Ölfiltern würde zur Systemsicherheit beitragen.

Übersetzungssysteme werden gemäß internationaler Standards (AGMA 2001, B88 oder DIN 3990) basierend auf relativ alten Entwurfskriterien, entworfen. Diese Kriterien berücksichtigen nicht das Erfordernis nach Kostenreduktion. Auf der anderen Seite sind Kosteneinsparungen ohne gewissenhafte Untersuchung der Ermüdungserscheinungen, sorgfältiges Abschleifen des hitzebearbeiteten Getriebes und zufriedenstellendem Spannungsabbau im geschweißten Gehäuse nicht möglich oder nicht empfehlenswert. All dies ist wesentlich, um die Haltbarkeit dieses Bauteils sicher zu stellen.

Metallurgische Faktoren einschließlich des Wissens über Vorteile und Nachteile von Hartgüssen und Nitrieren des Getriebes, sind ebenfalls wichtig, um das System zu optimieren.

Die Wahl der Wellenzapfenlager ist ebenfalls entscheidend. Unter 1 MW werden meistens Rollenlager eingesetzt. Heutzutage beginnen Hersteller, diese Technologie bei Turbinen bis zu 5 MW anzuwenden. Eine andere Variante ist, hydrodynamisch geschmierte Lager zu verwenden, die folgende Vorteile haben:

- Die Lebensdauer von Rollenlagern ist durch Ermüdungserscheinungen limitiert. Hydrodynamische Lager hingegen haben eine praktisch unendliche Lebensdauer.
- Hydrodynamische Lager vertragen eine gewisse Ölverschmutzung, Rollenlager nicht.

6.3.3 Instandhaltung des Getriebes

Mindestens 70 % der Getriebefehlfunktionen lassen sich auf die schlechte Qualität oder das Fehlen von Schmieröl zurückführen. Häufig verstopfen die Ölfiler oder Wasser tritt in den Ölkreislauf ein. Instandhaltungsarbeiten sollten für bestimmte Zeitperioden geplant oder besser noch auf Grund periodischer Prüfung der Schmierung festgelegt sein. Diese Prüfung soll feststellen, ob das Schmiermittel noch den Spezifikationen entspricht.

Ein Getriebe verstärkt die Lärmentwicklung in einem Krafthaus merkbar und bedarf sorgfältiger Instandhaltung, da seine Reibungsverluste 2% der Leistung übersteigen können. Deshalb wurden andere Alternativen erforscht, wie z.B. der Einsatz von langsam laufenden Generatoren.

6.4 Generatoren

Generatoren wandeln mechanische Energie in elektrische um. Obwohl die ältesten Wasserkraftanlagen Gleichstromanlagen waren, die den damaligen Erfordernissen des industriellen Strombedarfes nachkamen, werden heutzutage in der Praxis bloß 3-phasige Wechselstromgeneratoren verwendet. Abhängig von der Charakteristik des Versorgungsnetzes, kann der Betreiber zwischen folgenden Varianten wählen:

- **Synchrongeneratoren:** Diese sind mit Gleichstrom-Magneten oder permanent-magnetischen Erregern (rotierend oder statisch) ausgestattet und mit dem Spannungsregler verbunden, der die Produktionsspannung kontrolliert bevor der Generator ans Netz geht. Sie speisen die im Netz gebrauchte reaktive Energie ein, sobald der Generator ans Netz geht. Synchrongeneratoren können auch im Inselbetrieb arbeiten und Strom produzieren, da die Erregung netzunabhängig erfolgt.
- **Asynchrone Generatoren:** Diese sind einfache Kurzschlusskäfig-Induktionsmotoren ohne Möglichkeit der Spannungsregulierung. Sie laufen in einer Drehzahl, die der Systemfrequenz entspricht. Den Erregerstrom entnehmen sie dem Netz, indem sie die reaktive Energie durch ihren eigenen Magnetismus aufnehmen. Fügt man eine Reihe von Anlaufkondensatoren hinzu, kann man die aufgenommene reaktive Energie kompensieren. Diese Generatoren funktionieren nicht, wenn sie von Netz getrennt sind, da sie keinen eigenen Erregerstrom

produzieren können. Trotzdem werden sie meist als billige Lösung in kleinen, als Insel betriebenen Anlagen verwendet, wenn die geforderte Qualität der Elektrizitätsversorgung nicht sehr hoch ist.

Unter 1 MW sind Synchrongeneratoren teurer als Asynchrongeneratoren und werden daher in Kraftwerken verwendet, wo die Erzeugung einen wesentlichen Teil zur Systemlast beiträgt. Asynchrone Generatoren sind billiger und werden in stabilen Stromnetzen betrieben, wo deren Produktion nur einen unwesentlichen Teil der Systemlast beiträgt. Die Effizienz sollte bei 95 % für eine 100 kW Maschine liegen und kann sich bis auf 97 % bei einer Leistung von 1 MW steigern. Wirkungsgrade von Synchrongeneratoren sind ein wenig höher. Normalerweise wird aber ein Synchrongenerator installiert, sobald die Leistung einige MVA übersteigt.

In letzter Zeit sind auch drehzahlvariable Systeme verfügbar, in welchen die Turbinendrehzahl stark variieren kann, während die Spannung und die Frequenz konstant und ungestört bleiben. Der Frequenzwandler, der benötigt wird, um den Generator mit einer Gleichstromkupplung mit dem Netz zu verbinden kann sogar zum Netz „synchronisieren“ bevor der Generator zu rotieren beginnt. Dieser Ansatz wird oft als Maßnahme zur Leistungssteigerung und Kostenreduktion vorgeschlagen.

Trotzdem kann mit Propellerturbinen keine Kostenreduktion erreicht werden, wenn nur die Läuferregulierung ausgetauscht wird. Weiters ist es im Vergleich zur doppelt-regulierten Kaplan turbine nicht möglich, die Energieproduktion zu steigern. Es gibt jedoch eine Vielzahl an Fällen, wo variabler Drehzahlbetrieb sinnvoll erscheint, z.B. wenn die Fallhöhe große Schwankungen aufweist.

Die Betriebsspannung des Generators steigt mit der Leistung. Die standardisierten Produktionsspannung von 400 V oder 690 V berücksichtigen die Verwendung von standardisierten Verteilungstransformatoren als Ausgangstransformator und die Nutzung von produziertem Strom zur Einspeisung in das Energiesystem der Anlage. Generatoren mit einigen MVA sind normalerweise für höhere Betriebsspannung (bis zu einigen kV) entworfen und mit dem Netz durch einen angepassten Transformator verbunden. In diesem Fall ist ein unabhängiger Transformator HT/LT für die zusätzliche Energieversorgung des Kraftwerks notwendig.

Rated power [kW]	Best efficiency
10	0.910
50	0.940
100	0.950
250	0.955
500	0.960
1000	0.970

Tabelle 6.8: Typische Wirkungsgrade von kleinen Generatoren

6.4.1 Generatoranordnung

Generatoren werden mit horizontaler oder vertikaler Achse gefertigt – unabhängig von der Turbinenkonfiguration. Abbildung 6.34 zeigt eine vertikalachsige Kaplanmaschine mit 214 rpm und direkt verbunden mit einem speziell angefertigten 28-poligen Generator.

Oft wird ein Schwungrad verwendet, um Drehzahlschwankungen zu dämpfen; dies hilft auch der Turbinenregelung.

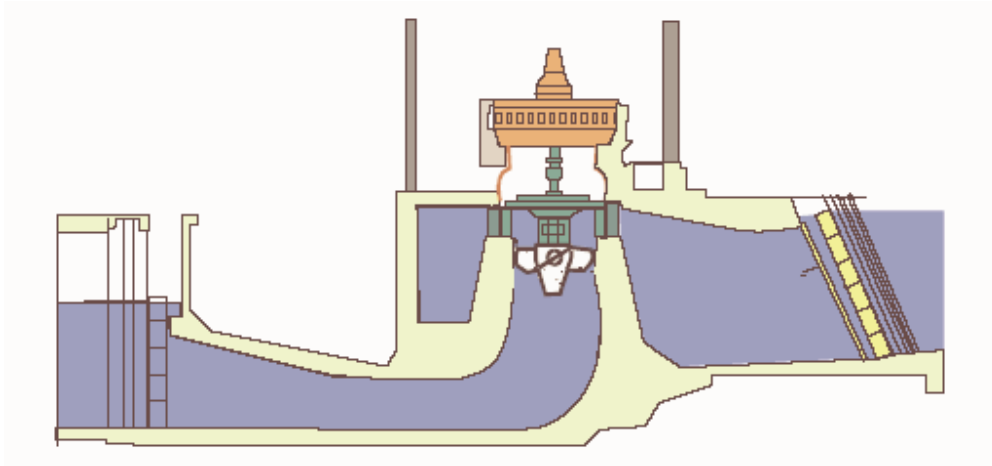


Abbildung 6.34: Generator mit vertikaler Achse, direkt verbunden mit der Kaplanmaschine

Ein anderes Kriterium zur Charakterisierung von Generatoren ist die Position ihrer Lager. Zum Beispiel ist es üblich, einen Generator mit extra-verstärkten Lagern einzubauen, die das ausladende Laufrad einer Francis Turbine unterstützen. Auf diese Art muss die Turbinenachse nicht den Saugschlauch durchstoßen und die gesamte Effizienz kann gesteigert werden. Die gleiche Lösung wird oft für Pelton Turbinen angewendet.

Sind Generatoren klein, so haben sie ein offenes Kühlungssystem. Für größere Einheiten wird geraten, dass geschlossene Kühlkreisläufe mit Luft-Wasser Wärmetauschern installiert werden.

6.4.2 Erreger

Der Erregerstrom für den Synchrongenerator kann von einem kleinen Gleichstrom - Generator bereitgestellt werden; dieser ist als Erreger bekannt, welcher von der Hauptachse betrieben wird. Die von diesem Generator absorbierte Energie beläuft sich auf 0,5 % bis 1,0 % der gesamten Erzeugung. Heutzutage ersetzt ein statischer Erreger normalerweise den Gleichstrom - Generator, es gibt jedoch nach wie vor viele rotierende Erreger.

Rotierende Erreger

Die Erregerspule sowohl vom Hauptgenerator als auch vom Erregergenerator ist normalerweise an der Generatorwelle befestigt. In größeren Generatoren wird ein Piloterreger mit permanenter magnetischer Erregung verwendet. Dieser versorgt den Haupterreger mit dem Erregerstrom, welcher wiederum den Rotor des Generators mit Erregerstrom versorgt.

Bürstenlose Erreger

Die Erregerspulen eines kleinen Generators sitzen am Stator; Wechselstrom wird in den Rotorspulen produziert. Ein fester statischer Gleichrichter rotiert mit der Achse und wandelt den produzierten Wechselstrom des Generators in Gleichstrom um, mit dem die rotierenden Erregerspulen des Hauptgenerators versorgt werden und damit den Bürsteneinsatz unnötig machen.

Statische Erreger

Ein statischer Erreger ist ein netzverbundener Gleichrichter, der statt dem Rotationserreger die Erregerwicklung des Generators mit Gleichstrom versorgt. Die Spannungs- und Leistungsfaktorkontrolle funktioniert auf dieselbe Weise wie mit rotierenden Geräten. Statische Erreger sind robust, leicht instand zu halten und besitzen einen hohen Wirkungsgrad. Die Reaktion auf Spannungsschwankungen des Generators ist sehr gut.

6.4.3 Spannungsregulierung und Synchronisierung

Asynchrongeneratoren

Ein Asynchrongenerator muss reaktive Leistung von den drei Phasen der Hauptversorgung absorbieren, um seine gleichmäßige Magnetisierung zu sichern. Die Hauptversorgung gibt die Frequenz des rotierenden Magnetfeldes und daher die synchrone Drehzahl, mit welcher die Rotorwelle betrieben wird vor. Beim Start wird die Turbine bis zu einer leicht über der Synchrodrehzahl des Generators liegenden Geschwindigkeit beschleunigt bis ein Drehzahlrelais den Hauptschalter umlegt. Aus diesem hypersynchronisiertem Stadium wird die Generatordrehzahl auf synchrone Drehzahl durch Stromeinspeisung ins Netz reduziert. Abweichungen von der Synchrodrehzahl verursachen ein Beschleunigungs- oder Verzögerungsmoment, welche sich jedoch im stabilen Betriebsbereich ausgleicht.

Synchrongeneratoren

Der Synchrongenerator wird durch die Turbinenrotation gestartet bevor er mit der Sammelschiene verbunden wird. Durch die kontinuierliche Erhöhung der Turbinendrehzahl muss der Generator mit der Sammelschiene synchronisiert sein, um Spannung, Frequenz, Phasenwinkel und Drehrichtung zu regulieren. Wenn all diese Werte korrekt kontrolliert sind, so kann der Generator ans Stromnetz angeschlossen werden. Im Falle eines isolierten Netzes erhält der Spannungsregler eine vorher festgelegte konstante Spannung, die von der Last unabhängig ist. Im Falle einer Netzversorgung hält die Steuereinrichtung den vordefinierten Leistungsfaktor oder die reaktive Kraft aufrecht.

6.5 Turbinensteuerung

Turbinen sind für eine bestimmte Fallhöhe oder für einen bestimmten Durchfluss entworfen. Jede Abweichung von diesen Parametern muss durch Öffnen oder Schließen der Kontrollorgane, wie z.B. Verschlüsse oder Ventile, kompensiert werden, um entweder die Energieerzeugung, den Wasserspiegel an der Entnahme oder den Turbinenzufluss konstant zu halten.

In Anlagen, die an ein isoliertes Netz angebunden sind, ist der zu kontrollierende Parameter die Turbinendrehzahl, die die Frequenz kontrolliert. Der Generator wird überlastet und die Geschwindigkeit verlangsamt sich. In diesem Fall gibt es zwei Ansätze zur Kontrolle der Drehzahl: entweder die Kontrolle des Zuflusses zur Turbine oder indem der Zufluss konstant gehalten wird und die elektrische Last durch zusätzlichen elektrischen Ballast in der Generatorsteuerung angeglichen wird.

Im ersten Ansatz wird normalerweise die Drehzahlregulierung durch Abflusskontrolle erreicht. Sobald eine Schleusenöffnung kalkuliert ist, gibt der Impulsgeber dem Servomotor die notwendigen Befehle, was zum Ausfahren oder Einzug des Gestänges führt. Zur Sicherstellung, dass das Gestänge tatsächlich die berechnete Position erreicht, bekommt man vom elektronischen Sensor eine Rückmeldung. Diese Geräte nennt man „Drehzahlregler“.

Im zweiten Ansatz wird angenommen, dass die Turbine bei voller Last, konstanter Fallhöhe und konstantem Abfluss mit Nenndrehzahl läuft und so die volle Last des Generators aufrecht hält; dieser wird mit konstanter Drehzahl laufen. Nimmt die Last zu, wird die Turbine dazu tendieren, ihre Drehzahl zu verringern. Ein elektronischer Sensor, der die Frequenz misst, nimmt die Abweichungen wahr, und ein verlässlicher und billiger elektronischer Lastregler schaltet auf voreingestellten Widerstand und hält so die Systemfrequenz aufrecht.

Die Regler, die dem ersten Ansatz folgen, haben kein Leistungslimit. Die elektronischen Lastregler, die dem zweiten Ansatz folgen, erreichen nur selten mehr als 100 kW Leistung.

Drehzahlregler

Ein Regler ist eine Kombination aus Geräten und Mechanismen, der Abweichungen wahrnimmt und diese in Veränderungen der Servomotorposition umwandelt. Ein Drehzahl messendes Element nimmt Abweichungen von einem festgelegten Wert wahr; dieses Abweichungssignal wird umgewandelt und verstärkt, um einen hydraulischen oder elektrischen Impulsgeber anzuregen, der den Wasserabfluss durch die Turbine kontrolliert. Bei Francis Turbinen ist es notwendig, im Falle eines Durchflussrückganges den Leitapparat zu drehen. Zur Überwindung der hydraulischen und Reibungskräfte und zum Halten des Leitapparates in einer teilweise oder gänzlich geschlossenen Position benötigt man einen starken Regler.

Es gibt verschiedene Arten von Reglern – angefangen von altmodischen, rein mechanischen über mechanisch-hydraulische bis hin zu elektrohydraulischen und mechanisch-elektrischen. Die rein mechanischen Regler werden bei relativ kleinen Turbinen verwendet, da das Kontrollventil leicht zu bedienen ist und keiner großen Anstrengungen bedarf. Diese Regler verwenden einen Fliehkraft-Mechanismus, der von der Turbinenachse betrieben wird. Der Output dieses Gerätes –

die Schwungmassen-Achse hebt oder senkt sich mit der Turbinendrehzahl – betreibt direkt das Ventil am Eingang der Turbine.

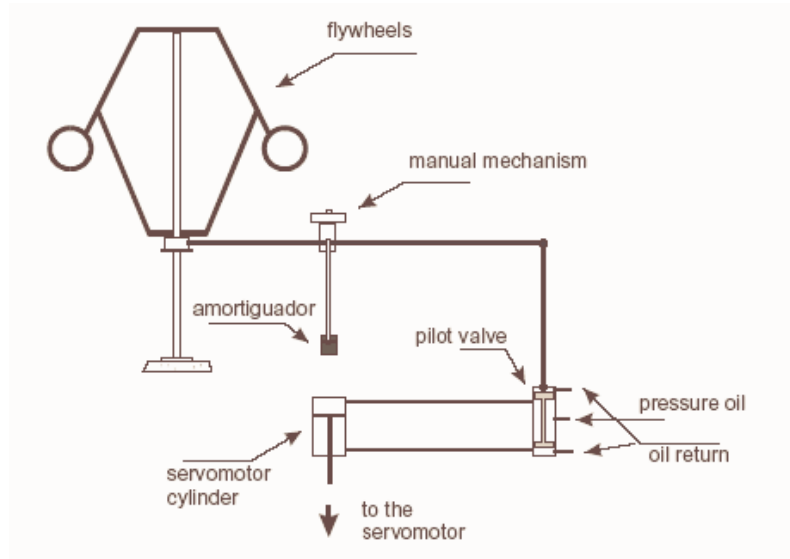


Abbildung 6.35: Mechanischer Drehzahlregler

In der Vergangenheit war der Öldruck-Regler der am häufigsten eingesetzte (Abbildung 6.35), der ebenfalls den Fliehkraftmechanismus verwendet, jedoch leichter und präziser als in einem rein mechanischen Regler funktioniert. Wenn die Turbine überlastet ist, verlangsamen sich die Schwungmassen, die Bälle sinken hinunter und das Ventil öffnet um den Zugang zur oberen Kammer des Servomotors zu ermöglichen. Das unter Druck stehende Öl fließt in die obere Kammer des Servomotors, um den Leitrad Mechanismus zu betreiben, den Abfluss zu steigern und schließlich auch die Drehzahl und die Frequenz wieder zu erhöhen.

In einem modernen elektrohydraulischen Regler ist ein Sensor an der Generatorachse angebracht, der ständig die Turbinendrehzahl überwacht. Der Input wird in eine Schnittstelle eingespeist, in der dieser mit einem Referenzwert verglichen wird. Falls sich das Drehzahlsignal des Sensors vom Referenzsignal unterscheidet, so stößt es ein Fehlersignal (positiv oder negativ) aus, welches verstärkt an den Servomotor geschickt wird, um dort die erforderliche Reaktion auszulösen. Normalerweise wird der Antrieb durch eine hydraulische Krafteinheit betrieben, welche einen Behälter für die Öllagerung, eine elektromotorische Ölpumpe, um das System mit Öl zu versorgen, einen Druckbehälter, wo das unter Druck stehende Öl gelagert wird, Ölkontrollventile und einen hydraulischen Zylinder besitzt.

All die oben beschriebenen Regulierungssysteme werden durch ständige Anpassung der Schütz Position (nach vorne und hinten) betrieben. Um eine schnelle und stabile Anpassung der Schütze und der Laufradschaufeln mit möglichst geringer Geschwindigkeitsabweichung zu gewährleisten, wird ein weiteres Gerät benötigt. In Öldruck-Reglern wird, wie in Abbildung 6.37 gezeigt, dies durch Zwischenschaltung eines Dämpfers, der das Öffnen des Pilotventils verzögert, erreicht. Bei elektrohydraulischen Reglern ist der Entwicklungsgrad weit fortgeschrittener, sodass die Anpassung proportional, integral oder abgeleitet sein kann und eine nur geringfügige Abweichung im Kontrollprozess auftritt.

Ein Asynchrongenerator, der an ein stabiles elektrisches Netz gekoppelt ist, braucht keinen Regler, da seine Frequenz durch das Netz bestimmt wird. Sobald dieser jedoch vom Netz getrennt ist, beschleunigt die Turbine bis zur Drehzahl. Generator und Antrieb müssen so entworfen werden, dass sie diese Drehzahl solange aushalten, bis der Durchfluss durch das Kontrollsystem (Leitradschaufeln oder Ventile) unterbrochen wird.

Um die Kontrolle der Turbinendrehzahl durch eine Regulierung des Abflusses sicherzustellen, ist eine bestimmte Trägheit der rotierenden Teile notwendig. Zusätzliche Trägheit kann durch ein Schwungrad an der Turbinen- oder Generatorwelle erreicht werden. Wenn der Hauptschalter den Generator trennt, beschleunigt die überschüssige Energie das Schwungrad. Später, wenn der Schalter die Last wieder zuschaltet, stellt der Bremsvorgang dieses trägen Schwungrades zusätzliche Energie zur Verfügung. Dies hilft, die Drehzahlschwankungen zu minimieren. Die grundlegende Berechnung des drehenden Systems lautet wie folgt:

$$J \frac{d\Omega}{dt} = T_t - T_L \quad [\text{Nm}] \quad (6.32)$$

wobei:

J = Trägheitsmoment der rotierenden Komponenten	[kg m ²]
Ω = Winkelgeschwindigkeit	[rad/s]
T_t = Drehmoment der Turbine	[Nm]
T_L = Drehmoment aufgrund der Last	[Nm]

Wenn T_t gleich T_L ist, $d\Omega/dt = 0$ und $\Omega = \text{konstant}$, so ist der Betrieb gleichförmig. Ist T_t größer oder kleiner als T_L , so ist Ω nicht konstant und der Regler muss einschreiten, so dass der Turbinenoutput der Generatorlast entspricht. Es sollte jedoch nicht vergessen werden, dass die Kontrolle des Durchflusses einen weiteren Faktor einführt: die Drehzahlschwankungen die durch Massenträgheit in den Wasserwegen hervorgerufen werden.

Der Schwungradeneffekt der rotierenden Komponenten wirkt stabilisierend während der Effekt der Massenträgheit destabilisierend wirkt. Die Anlaufzeit des rotierenden Systems, also die notwendige Zeit, um die Einheit von 0 auf die Betriebsdrehzahl zu erhöhen, ist gegeben durch:

$$t_m = J \frac{\Omega^2}{P} = \frac{\Omega^2 R^2 n^2}{5086 \cdot P} \quad [\text{s}] \quad (6.33)$$

Die Rotationsträgheit einer Einheit ist gegeben durch das Gewicht aller Rotationsteile multipliziert mit dem Quadrat des Trägheitsradius: ΩR^2 , P ist die Nennleistung in kW und n die Turbinendrehzahl (rpm). Die Anlaufzeit, um die Wassersäule von Null auf die Geschwindigkeit v bei konstanter spezifischer hydraulischer Energie gH zu beschleunigen, ist gegeben durch:

$$t_v = \frac{\sum LV}{gH} \quad [\text{s}] \quad (6.34)$$

wobei

gH = spezifische hydraulische Energie der Turbine	[J/kg]
L = Länge des Wasserkörpers (z.B. des Rohres od. des Kanals)	[m]
V = Geschwindigkeit	[m/s]

Um gut regulieren zu können, ist es notwendig, dass $T_m/T_w > 4$ ist. Tatsächlich beträgt die Beschleunigungszeit der Wassersäule meist nicht mehr als 2,5 s. Falls diese länger ist, so muss man auch eine Modifikation des Wasserweges in Betracht ziehen. Man könnte sich auch überlegen, ein Schwungrad am Generator anzubringen, um die Trägheit der Rotationsteile zu erhöhen. An dieser Stelle ist anzumerken, dass eine Erhöhung der Trägheit der Rotationsteile den Druckstoßeffect entschärfen und die Durchgangsdrehzahl reduzieren würde.

6.6 Ausrüstung der Schaltanlage

In vielen Ländern stellen die Stromversorgungsreglementierungen gesetzliche Verpflichtungen für die Stromnetzbetreiber auf, Sicherheit und Qualität der Stromversorgung innerhalb definierter Grenzen zu halten. Die unabhängigen Produzenten müssen ihre Anlage so betreiben, dass der Netzbetreiber diesen Auflagen entspricht. Daher sind im Krafthaus für die Sicherheit und den Schutz der Ausrüstung viele zusätzliche elektrische Geräte notwendig.

Eine Schaltanlage muss eingerichtet werden, um die Generatoren zu überwachen und um diese mit dem Stromnetz oder mit isolierter Last zu verbinden. Diese muss die Generatoren, Haupttransformatoren und den Eigenbedarfstransformator schützen. Der Generatorenunterbrecher – entweder durch Luft, magnetisch oder Vakuum betrieben – wird zur Verbindung oder Trennung des Generators mit bzw. vom Netz verwendet. Instrumententransformatoren – sowohl Spannungstransformatoren und Stromtransformatoren - werden benutzt, um hohe Spannungen und Stromstärken auf niedrigere, für die Messung tauglichere Niveaus zu transformieren. Die Generatorenkontrollausrüstung wird verwendet, um die Generatorenspannung, den Leistungsfaktor $\cos \phi$ und die Unterbrecher zu kontrollieren.

Der asynchrone Generatorenschutz muss unter anderem folgende Einrichtungen enthalten: Ein Rückleistungsrelais, das Schutz vor Rückleistung bietet; ein Differenzstromüberwachungsrelais gegen internes Versagen in der Statorwicklung des Generators; ein Erdschlußrelais, das Systemneustarts ermöglicht, Generator – Erdschlussschutz, etc. Der Netztrafoschutz inkludiert ein sofortiges Überspannungsrelais und ein zeitlich programmiertes Überspannungsrelais zum Schutz des Haupttransformators, falls ein Fehler im Übertragungs-System oder ein interner Fehler im Hauptnetztransformator auftritt.

Der Kraftwerksbetreiber ist für Erdungsmaßnahmen in seiner Anlage selbst verantwortlich. Diese müssen mit den öffentlichen Anlagen abgestimmt werden. Die Maßnahme sind abhängig von der Anzahl der in Betrieb stehende Einheiten, der eigenen Systemkonfiguration und der Betriebsführung.

Messeinrichtungen müssen am Einspeisepunkt installiert werden, um die Messdaten den Auflagen entsprechend aufzuzeichnen.

Abbildung 6.38 zeigt ein einfaches Diagramm für eine Kraftwerksanlage mit einer Maschineneinheit. Auf der Hochspannungsseite ist ein Stromunterbrecher und ein Unterbrechungsschalter kombiniert mit einem Erdungsschalter, zur Trennung der Stromproduktionseinheit und des Haupttransformators von der Übertragungsleitung. Die Messung erfolgt durch die korrespondierenden P.T und C.T . Ein Generator-Unterbrecher ist als

gesonderter Schutz für die Generatoreinheit inkludiert. Ein Transformator stellt Energie für den Betrieb der Einlaufschützen, der Absperrschützen, Servomotoren, Ölkompressoren, u.s.w. zur Verfügung.

Größere Komplexität findet man in Stationen mit mehreren Einheiten, wo Flexibilität und Kontinuität des Betriebs wichtig sind.

6.7 Automatische Überwachung

Kleine Wasserkraftanlagen sind normalerweise nicht überwacht und werden durch ein automatisches Kontrollsystem gesteuert. Da nicht alle Kraftwerksanlagen gleich sind, ist es beinahe unmöglich, den Automatisierungsgrad für ein System festzulegen, aber einige Erfordernisse sind allgemein gültig:

- a) Das System muss die notwendigen Relais und Geräte enthalten, um eine ernste Fehlfunktion aufzuspüren und dann entsprechend zu reagieren, um die betreffende Einheit oder die gesamte Anlage außer Betrieb zu nehmen.
- b) Relevante Betriebsdaten müssen gesammelt werden, aufbereitet für betriebliche Entscheidungen als Basis zur Verfügung stehen und in einer Datenbank gespeichert werden, um später den Betrieb der Anlage beurteilen zu können.
- c) ein intelligentes Kontrollsystem sollte eingebaut werden, um die Anlage auch ohne unbesetzt betreiben zu können.
- d) Man muss auch von außerhalb des Kraftwerkes auf das Kontrollsystem zugreifen können und sich über automatisch getroffene Entscheidungen hinwegsetzen können.
- e) Das System sollte mit ähnlichen Einheiten (ober- und unterwasserseitig) kommunizieren können, um den Betrieb zu optimieren.
- f) Fehlervorhersagen sind ein großer Fortschritt im Kontrollsystem. Ein Expertensystem, gefüttert mit grundlegenden Betriebsdaten, kann Fehler vorhersagen, bevor sie entstehen und kann somit auch korrigierende Maßnahmen setzen, sodass der Fehler gar nicht eintritt.

Das System muss in Modulen konfiguriert werden. Ein Konvertierungsmodul von analog zu digital zur Messung des Wasserstandes, der Verschluss - Position, der Laufradstellung, der Leistung, der Lagertemperaturen, etc. Ein Konvertierungsmodul von digital zu analog dient zum Antrieb der hydraulischen Verschlüsse, der Aufnahmegeräte, etc. Ein Zählermodul benötigt man zum Zählen der produzierten kWh, der Niederschlagswerte, der Abflusswerte, etc. und eine „intelligentes“ telemetrisches Modul ist die Schnittstelle für Kommunikation von außerhalb der Anlage durch Telefonverbindungen, Funkverbindungen oder durch andere Kommunikationstechnologien. Dieser modulare Systemansatz ist sehr nützlich für die sehr unterschiedlichen Voraussetzungen der Kontrolle bei Wasserkraftwerken und erlaubt sowohl die Standardisierung der Hard- als auch der Software. Kostenreduktion erreicht man durch die

Benutzung eines standardisierten Systems und modulare Software ermöglicht eine einfache Instandhaltung.

Ein automatisches Kontrollsystem kann die Kosten der Energieproduktion durch Verminderung des Instandhaltungsaufwandes und durch höhere Verlässlichkeit deutlich senken, die Turbinen effizienter arbeiten lassen und die Energieproduktion aus dem zur Verfügung stehenden Wasserdargebot deutlich steigern.

Durch die ausgezeichnete Erfindung von Desktop-Computern sind deren Preise nun sehr niedrig. Viele Erzeuger bieten standardisierte Datenbanksysteme an. Neue und günstige PC-Peripherie kann leicht an einen Laptop angeschlossen werden und stellen die „Wachhunde“ des Systems dar, die preiswert zu implementieren sind. Sie helfen bei der Überwachung der Anlage und ersetzen die Kontrollausrüstung bei Ausfällen. Verbesserte graphische Programmierungstechniken helfen bei der Entwicklung von leicht anwendbarer Software mit graphischen Benutzeroberflächen. Aufgrund des rapiden Fortschritts von digitaler Technologie ist der Unterschied zwischen Hardwareplattformen für den Benutzer verschwunden.

6.8 Zusätzliche Elektrische Ausrüstung

6.8.1 Anlagen - Transformatoren

Stromverbrauch, wie z.B. die Beleuchtung oder stationäre mechanische Hilfsgeräte benötigen meist zwischen 1 bis 3 % der Anlagenkapazität. Die höhere Prozentangabe bezieht sich auf Kleinwasserkraftwerke von weniger als 500 kW. Der Anlagentransformator muss so entworfen sein, dass diese wechselnden Lasten berücksichtigt werden. Wenn möglich sollten zwei verschiedene Versorger mit automatischer Umschaltung verwendet werden, um den sicheren Betrieb einer unbesetzten Anlage zu gewährleisten.

6.8.2 Gleichstrom zur Kontrollstromversorgung

Generell wird empfohlen, dass fernüberwachte Anlagen mit einer 24 V Gleichstrom - Notversorgung über eine Batterie ausgestattet werden, um der Anlagenüberwachung ein Stoppen bei einem Netzausfall und Kommunikation mit dem System zu jeder Zeit zu ermöglichen. Die Kapazität hinsichtlich elektrischer Arbeit muss so gewählt sein, dass nach Wegfall des Ladestromes völlige Kontrolle so lange wie nötig gewährleistet ist, um Gegenmaßnahmen zu setzen.

6.8.3 Aufzeichnung des Ober- und Unterwasserspiegels

In einem Wasserkraftwerk sollten Einrichtungen installiert sein, um den Ober- als auch Unterwasserspiegel aufzuzeichnen. Die einfachste Möglichkeit dafür ist, eine Meßplatte mit Meter- und Zentimetermarken im Stil einer Pegellatte an sicherer Stelle im Fluss anzubringen. Trotzdem muss eine Person die Ablesung durchführen und die Messergebnisse aufschreiben. In einem mit automatischer Überwachung ausgestatteten Krafthaus ist die beste Möglichkeit, Meßsonden zu verwenden, die mit einem Computer über ein Datenaufzeichnungssystem verbunden sind.

Heutzutage zeichnen Messeinheiten – Sensoren - die Messvariablen auf und konvertieren diese in Signale, die dann an die Prozessoreinheit weitergeleitet werden. Der Messsensor muss immer an jenem Standort angebracht sein, wo der Wasserstand gemessen werden soll. Normalerweise ist der Sensor rauhen Wetterbedingungen ausgesetzt und ist schwer zu erreichen. Die Prozessoreinheit ist für gewöhnlich vom Sensor getrennt und in einer gut geschützten und für Betrieb und Wartung leicht zugänglichen Umgebung platziert.

Es gibt viele verschiedene Sensoren, von denen jeder einzelne unterschiedliche Messprinzipien verwendet. Man muss den Messpunkt für die Wasserstandsmessungen gut aussuchen, um einen für den gesamten Einlaufbereich repräsentativen Wert zu erhalten. Gemäß den Bernoulli Prinzipien verursacht eine Veränderung der Strömungsgeschwindigkeit auch eine Veränderung des sichtbaren Wasserstandes, den man mit dem Drucksensor gemessen hat. Falls sich der Messpunkt im Einlauf oder Auslauf befindet, wo starke Strömungsgeschwindigkeiten auftreten können, werden die Messungen somit falsche Resultate liefern.

Der Wasserstandssensor kann durch hydrostatische Methoden (Abb. 6.36a) oder durch pneumatische (Blasen) Methoden (Abb. 6.36b) das Signal übertragen. Bei der ersteren Methode sollte man darauf achten, alle Rohre für die Druckübertragung derart zu dimensionieren und zu verlegen, dass sie nicht blockiert werden oder sich Luft in ihnen ansammeln kann. Bei der zweiten Methode ist bei Messbeginn die Sensorenöffnung unter dem entsprechenden Wasserspiegel angebracht und kein Wasser kann in die Röhre fließen und sich dort ansammeln. Bei der in Abbildung 6.36 a dargestellten Lösungsvariante kann Treibgut das Instrument beschädigen. Die beste Alternative hierfür wäre eine geschlossene Anordnung aller Teile innerhalb der Mauer – wie in Abb. 6.36 b und c gezeigt wird.

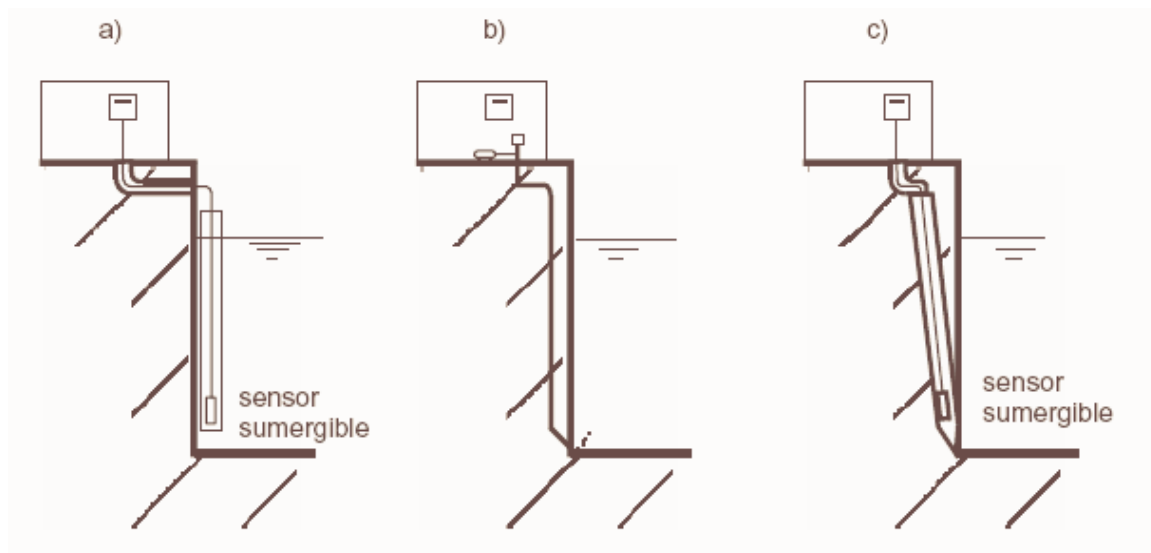


Abbildung 6.36 Wasserstandsmessung

6.8.4 Freiluft - Trafostation

Das sogenannte Wasser-zu-Kabelsystem enthält für gewöhnlich eine Trafostation. Ein Leitungsunterbrecher trennt im Schadensfall die Anlage und den Transformator vom Netz. Arbeits- und Leistungsmessinstrumente (kWh und kW) sind normalerweise an der Trafostation montiert – direkt an der Verbindung zwischen der ableitenden Stromschiene und der Übernahmeleitung des Netzes. In Regionen mit sehr sensibler Umwelt ist die Trafostation in das Kraftwerk integriert und die Übertragungsleitungen verlaufen z.B. entlang der Druckrohrleitung. Blitzableiter werden normalerweise zum Schutz vor elektrischen Schockwellen und Blitzeinschlägen in das naheliegende Netz ebenfalls in die Trafostation untergebracht.

6.9 Beispiele

Das folgende Beispiel hilft, die in diesem Kapitel erwähnten Konzepte und speziell die Anwendung spezifischer „tools“ zu verstehen.

Man sucht eine Turbine für eine Anlage mit 200 m Nettofallhöhe und einem Nenndurchfluss von 1,5 m³/sek. Das Krafthaus liegt auf einer Höhe von 1000 m über dem Meeresspiegel.

Gemäß Tabelle 6.3 oder Abbildung 6.26 fällt die diese Kombination von Fallhöhe und Abfluss genau in den Einsatzbereich einer Francis und Pelton Turbine. Die Drehzahl wird durch eine Funktion von n_{QE} in Gleichung 6.5 gegeben:

$$n = \frac{n_{QE} \cdot E^{\frac{3}{4}}}{\sqrt{Q}} = \frac{n_{QE} \cdot (9.81 \cdot 200)^{\frac{3}{4}}}{\sqrt{1.5}} = 240.7 \cdot n_{QE} \quad [\text{t/s}]$$

Wenn man eine eindüsige Pelton auswählt, so ist der maximale Wert für n_{QE} , gemäß Tabelle 6.2, 0,025. Die korrespondierende Drehzahl wäre 6 U/s = 360 U/min.

Da wir versuchen, eine direkte Kupplung zu verwenden, muss die Drehzahl laut Tabelle 6.5 synchron sein. In diesem Fall, wären wir gezwungen eine Drehzahl von 333 1/s auszuwählen (5,55 U/s = 34,87 rad/s).

Gemäß 6.5, wäre das entsprechende n_{QE} :

$$n_{QE} = \frac{n \cdot \sqrt{Q}}{E^{\frac{3}{4}}} = \frac{5.55 \cdot \sqrt{1.5}}{(9.81 \cdot 200)^{\frac{3}{4}}} = 0.023 \quad [-]$$

Die Hauptdimensionen der Pelton turbine ergeben sich gemäß 6.16, 6.17 und 6.18:

$$D_1 = 0.68 \cdot \frac{\sqrt{H_n}}{n} = 0.68 \cdot \frac{\sqrt{200}}{5.55} = 1.733 \quad [\text{m}]$$

$$B_2 = 1.68 \cdot \sqrt{\frac{Q}{n_{jet}} \cdot \frac{1}{\sqrt{H_n}}} = 1.68 \cdot \sqrt{\frac{1.5}{1} \cdot \frac{1}{\sqrt{200}}} = 0.547 \quad [\text{m}]$$

$$D_e = 1.178 \cdot \sqrt{\frac{Q}{n_{jet}} \cdot \frac{1}{\sqrt{gH}}} = 1.178 \cdot \sqrt{\frac{1.5}{1} \cdot \frac{1}{\sqrt{9.81 \cdot 200}}} = 0.217 \quad [\text{m}]$$

Ziemlich große Dimensionen sind aus wirtschaftlicher Sicht nicht sehr realistisch.

Bei einer 4-düsigen Pelton wäre die maximale spezifische Drehzahl (laut Tabelle 6.2):

$$n_{QE} \leq 0.025 \cdot n^{0.5} = 0.025 \cdot 4^{0.5} = 0.050$$

Wendet man die gleiche Berechnungsart in der eindüsigen Variante an, beträgt die Drehzahl 600 U/min und das entsprechende $n_{QE} = 0,042$.

Die Hauptdimensionen der Pelton wären $D_1 = 0.962$ m, $B_2 = 0.274$ m und $D_e = 0.108$ m; dies sind sehr vernünftige Werte.

Wenn man nun eine **Francis Turbine** auswählt, so wäre der Maximalwert für n_{QE} 0,33 (Tabelle 6.2). Wendet man Gleichung 6.5 an, wäre die entsprechende Geschwindigkeit $n = 76.43$ U/s oder 4765,8 U/min, was deutlich von einer realistischen Synchrodrehzahl abweicht. Aus diesem Grund werden wir den maximalen gebräuchlichen Wert aussuchen, welcher 1500 U/min beträgt.

Gemäß 6.5 wäre das entsprechende n_{QE} :

$$n_{QE} = \frac{n \cdot \sqrt{Q}}{E^{\frac{3}{4}}} = \frac{25 \cdot \sqrt{1.5}}{(9.81 \cdot 200)^{\frac{3}{4}}} = 0.104 \quad [-]$$

Die Hauptdimensionen des Francislaufrades wären gemäß 6.20, 6.21 und 6.22:

$$D_3 = 84.5 \cdot (0.31 + 2.488 \cdot n_{QE}) \cdot \frac{\sqrt{H_n}}{60 \cdot n} = 84.5 \cdot (0.31 + 2.488 \cdot 0.104) \cdot \frac{\sqrt{200}}{60 \cdot 25} = 0.453 \quad [\text{m}]$$

$$D_1 = (0.4 + \frac{0.0950}{n_{QE}}) \cdot D_3 = (0.4 + \frac{0.0950}{0.104}) \cdot 0.453 = 0.595 \quad [\text{m}]$$

Da $n_{QE} < 0.164$, kann man annehmen, dass $D_2 = D_1 = 0.595$ m.

Laut Gleichung 6.28 ist der Kavitationskoeffizient:

$$\sigma = 1.2715 \cdot n_{QE}^{1.41} + \frac{V^2}{2 \cdot g \cdot H_n} = 1.2715 \cdot 0.104^{1.41} + \frac{2^2}{2 \cdot 9.81 \cdot 200} = 0.0533 \quad [-]$$

Gemäß Gleichung 6.27 wäre die Anordnung:

$$H_s = \frac{P_{atm} - P_v}{\rho \cdot g} + \frac{V^2}{2 \cdot g} - \sigma \cdot H_n = \frac{90'250 - 880}{1'000 \cdot 9.81} + \frac{2^2}{2 \cdot 9.81} - 0.0533 \cdot 200 = -1.35 \quad [m]$$

Diese Anordnung erfordert umfangreichen Bodenaushub.

Hätten wir eine Francisturbine mit 1000 U/min ausgewählt, so erhielten wir:

$n_{QE} = 0.069$, $D_3 = 0.576$ m, $D_1 = 1.02$ m, $\hat{\Gamma} = 0.0305$ und $H_s = 3.21$ m - dies erfordert keine zusätzlichen Aushubarbeiten.

Die letzte Entscheidung wird ist eine wirtschaftliche sein. Falls der Abfluss stark variiert, wäre eine Pelton mit vier Düsen eine gute Wahl. Ist dies nicht der Fall, wäre eine 1000-U/min Francis, die geringe Aushubarbeiten benötigt, die beste Alternative.

Literaturverzeichnis

- 1 By Vincent Denis (MHyLab), Jean-Pierre Corbet (SCPTH), Jochen Bard (ISET), Jacques Fonkenell (SCPTH) and Celso Penche (ESHA)
- 2 L. Vivier, "Turbines hydrauliques et leur régulation", Albin Michel, Paris, 1966
- 3 J. Raabe, Hydro Power, The design, use and function of hydromechanical, hydraulic and electrical equipment, VDI Verlag, 1985, ISBN 3-18-400616-6
- 4 T. Jacob, "Machines hydrauliques et équipements électro-mécaniques", EPFL 2002
- 5 V. Denis, "Petites centrales hydrauliques", EPFL 2002
- 6 Off. fédéral des questions conjoncturelles, "Turbines hydrauliques", Bern, 1995, ISBN 3-905232-54-5
- 7 Off. fédéral des questions conjoncturelles, "Générateurs et installations électriques", Bern, 1995, ISBN 3-905232-55-3
- 8 Off. fédéral des questions conjoncturelles, "Régulation et sécurité d'exploitation", Bern, 1995, ISBN 3-905232-56-1
- 9 A. Harvey, "Micro Hydro design manual, A guide to small scale water power schemes, Intermediate technology Publications, London, 1993, ISBN 1-85339-103-4
- 10 Société Hydrotechnique de France, "Design, construction, commissioning and operation Guide", May 1985
- 11 F. de Siervo & A. Lugaresi, "Modern trends in selecting and designing Pelton turbines", Water Power & Dam Construction, December 1978
- 12 F. de Siervo & F. de Leva, "Modern trends in selecting and designing Francis turbines", Water Power & Dam Construction, August 1976
- 13 F. de Siervo & F. de Leva, "Modern trends in selecting and designing Kaplan turbines", Water Power & Dam Construction, December 1977, January 1978
- 14 A. Lugaresi & A. Massa, "Designing Francis turbines: trends in the last decade", Water Power & Dam Construction, November 1987
- 15 A. Lugaresi & A. Massa, "Kaplan turbines: design trends in the last decade", Water Power & Dam Construction, May 1988
- 16 L. Austerre & J. de Verdehan, "Evolution du poids et du prix des turbines en fonction des progrès techniques", Compte rendu des cinquièmes journées de l'hydraulique, 1958, La Houille Blanche
- 17 H. Giraud & M. Beslin, "Optimisation d'avant-projet d'une usine de basse chute", Symposium AIRH. 1968, Lausanne
- 18 T. Belhaj, "Optimisation d'avant-projet d'une centrale hydroélectrique au fil de l'eau" Symposium Maroc/CEE Marrakech 1989
- 19 J.L. Gordon "A new approach to turbine speed", Water Power & Dam Construction, August 1990
- 20 J.L. Gordon "Powerhouse concrete quantity estimates", Canadian Journal Of Civil Engineering, June 1983
- 21 F. Schweiger & J. Gregori, "Developments in the design of Kaplan turbines", Water Power & Dam Construction, November 1987
- 22 F. Schweiger & J. Gregory, "Developments in the design of water turbines", Water Power & Dam Construction, May, 1989
- 23 J. Fonkenell, "How to select your low head turbine", Hydroenergia 1991.

7.	Auswirkungen auf die Umwelt und mildernde Maßnahmen	222
7.1	Einleitung.....	222
7.2	Die Identifizierung von Belastungen und Auswirkungen	223
7.3	Auswirkungen während der Errichtung.....	225
7.3.1	Speicherbecken	225
7.3.2	Wassereinlaufbauwerke, offene Kanäle, Druckrohrleitungen, Unterwasser	225
7.4	Auswirkungen, die durch den Betrieb des Kraftwerkes entstehen	226
7.4.1	Akustische Auswirkungen.....	226
7.4.2	Landschaftliche Auswirkungen.....	228
7.4.3	Biologische Auswirkungen	236
7.5	Auswirkungen durch Stromleitungen	256
7.5.1	Visuelle Auswirkungen	256
7.5.2	Gesundheitliche Auswirkungen	256
7.6	Zusammenfassung.....	257

LISTE DER ABBILDUNGEN

Abbildung 7.1: Schema des Cordinanes Kraftwerkes	230
Abbildung 7.2: Neckar-Kraftwerk, Querschnitt	235
Abbildung 7.3: Beispiel einer Abflussdauerlinie	241
Abbildung 7.4: Querschnitt eines Flussbettes	244
Abbildung 7.5: Relation zwischen Pflichtwasser und der Flussbettmorphologie	244
Abbildung 7.6: System einer rechteckigen Überfällen	246
Abbildung 7.7: Trennwände mit vertikalem Schlitz und Sohlöffnung, Querschnitt	247
Abbildung 7.8: Vertikalschlitzpass	248
Abbildung 7.9: Rinne und Wände des Denil Fischpasses	249
Abbildung 7.10: System nach Borland	249
Abbildung 7.11: Einrichtung zur Verbesserung der Lockströmung	250
Abbildung 7.12: Coanda Rechen schematisch	252
Abbildung 7.13: Bio-akustisches Fischgitter	254

LISTE DER TABELLEN

Tabelle 7.1: Auswirkungen während der Errichtung	224
Tabelle 7.2: Auswirkungen während des Kraftwerksbetriebes	224
Tabelle 7.3: Methoden, die hydrologische und statistische Werte verwenden	242
Tabelle 7.4: Methoden, die physiographische Daten nutzen	242
Tabelle 7.5: Formeln, die sich auf Fließgeschwindigkeiten und Wassertiefen beziehen	242
Tabelle 7.6: Methoden basierend auf Mehrzielplanung unter Berücksichtigung ökologischer Parameter	242

LISTE DER BILDER

Bild 7.1: Cordinanes	229
Bild 7.2: Cordinanes Wehranlage	230
Bild 7.3: Vilhelmina Damm in Schweden	231
Bild 7.4: Einlaufbuwerk	231
Bild 7.5: Konstruktionsphase – Aushub	232
Bild 7.6: Konstruktions Phase – Betonkanal	232
Bild 7.7: Konstruktionsphase – Fertiger Kanal	232
Bild 7.8: Stolleneingang während der Konstruktionsphase	233
Bild 7.9: Verdeckter Stolleneingang	233
Bild 7.10: Turbinenhaus	234
Bild 7.11: Trafoanlage im Kraftwerk	234
Bild 7.12: Neckar Kraftwerk	235
Bild 7.13: rustikaler Beckenpass	246
Bild 7.14: Fischpass mit vertikalen Schlitzen	247
Bild 7.15: Denil Fischpass	248
Bild 7.16: Kraftwerk, Fischpass links	251
Bild 7.17: Coanda Rechen in Betrieb	253
Bild 7.18: Optische Auswirkung einer freistehenden elektrischen Anlage	256

7. AUSWIRKUNGEN AUF DIE UMWELT UND MILDERNDE MAßNAHMEN

7.1 Einleitung

Im Dezember 1997 fand die dritte Konferenz der Vertragsstaaten der Klimakonvention in Kyoto statt. Nach der historischen „Conference on Environment and Development“ im Juni 1992 war dies die zweite Initiative. Bereits vorher hat die Europäische Union das dringliche Problem der Klimaveränderung erkannt. Das „White Paper for a Community Strategy and Action Plan“ benannt: „Stromerzeugung der Zukunft: Erneuerbare Energiereserven“, wurde als Folge dieser Erkenntnis erarbeitet und stellt einen weiteren bedeutenden Schritt vorwärts dar.

Letztlich gab die „Richtlinie 2001/77/EG des Europäischen Parlamentes und des Rates zur Förderung der Stromerzeugung aus erneuerbaren Energiequellen im Elektrizitätsbinnenmarkt“ vom 27. September 2001 klare Ziele vor. Ein Anteil von 12 % Erneuerbare Energie am Gesamtenergieverbrauch bis 2010 wurde als verbindliches Gesamtziel definiert. Um dieses ambitionierte Ziel auch zu erreichen wurden alle Mitgliedsstaaten aufgefordert, verbindliche nationale Ziele hinsichtlich der erneuerbaren Energieproduktion zu nennen

2002 wurde „Blue Age for a green Europe“ eine strategische Studie betreffend die Entwicklung der Kleinwasserkraft innerhalb der Europäischen Union fertig gestellt und gibt einen sehr interessanten Überblick über die nationalen Potentiale unter verschiedenen Bedingungen. Unter Berücksichtigung wirtschaftlicher und ökologischer Einschränkungen kann in den EU-Staaten eine Steigerung der Leistung von 1111 MW (Jahresarbeitsvermögen 4518 GWh) nur durch eine Verbesserung bestehender Anlagen erreicht werden. Werden auch neue Anlagen errichtet, kann eine Leistungssteigerung von 4828 MW bei einem Jahresarbeitsvermögen von 19.645 GWh erreicht werden.

Das technische Potential, das nur ökonomische Einschränkungen berücksichtigt würde in etwa einer Verdoppelung der oben genannten Zahlen entsprechen: 2080 MW (8100 GWh/a) könnten durch Verbesserung bestehender Anlagen und 9.615 MW (38.058 GWh/a) durch Anlagenneubau theoretisch erreicht werden. Würde man das „theoretische“ Ziel von 46.158 GWh/a erreichen, entspräche das einer jährlichen CO₂-Emissionsreduktion von 20 Mio. t, berechnet über einen Äquivalenzfaktor für gasbefeuerte Anlagen von 0,43 kg CO₂/kWh

Wie auch immer, das oben erwähnte Ziel nicht kann erreicht werden, solange der Verwaltungsweg zur Erreichung der erforderlichen Bewilligungen nicht beschleunigt wird. Diese Verzögerung wird hauptsächlich durch Konflikte mit der Umwelt verursacht, wodurch hunderte, wenn nicht tausende Genehmigungsansuchen noch schwebende Verfahren sind. Bei manchen Umweltorganisationen hat es den Anschein, dass die Blockade mit der Begründung der geringeren Leistungsfähigkeit von Kleinkraftwerken gerechtfertigt oder letztendlich entschuldigt wird. Anscheinend wird vergessen, dass per Definition Erneuerbare Energien dezentral sind und derzeit nur Kleinwasserkraftwerke und Windturbinen einen bedeutsamen Beitrag zur Erzeugung von erneuerbarer Energie leisten.

Gleichzeitig sollte anerkannt werden, dass Kleinwasserkraftwerke bei der Stromerzeugung kein Kohlendioxid und auch keine flüssigen Schadstoffe produzieren. Tatsache ist jedoch, dass manche von ihnen ihre Standorte in sensiblen Gebieten haben und folglich sind die lokalen

Auswirkungen nicht immer unbedeutend. Der wesentliche, globale Vorteil von Kleinwasserkraftwerken darf allerdings nicht die Akzeptanz ökologischer Belastungen und Auswirkungen sowie die nötigen, mildern Maßnahmen auf lokaler Ebene verhindern. Große Wärmekraftanlagen werden wegen ihrer wirtschaftlichen Bedeutung und ihrer Dimension auf höchster Verwaltungsebene bearbeitet und in manchen Fällen können deren belastenden Auswirkungen derzeit nicht verringert werden. Ein Kleinwasserkraftwerk bewirkt Einflüsse auf die Umwelt, die normalerweise gemildert werden können – allerdings ist der Einfluss von Gruppierungen, die Druck ausüben könnten, - wie z.B. Fischereiverbände, Ökologen, etc. auf niedrigerer Verwaltungsebenen wesentlich größer.

Es ist grundsätzlich nicht schwierig, diese belastenden Auswirkungen vorerst zu identifizieren, aber zu entscheiden, welche kompensatorischen Maßnahmen getroffen werden können, ist nicht leicht, da diese üblicherweise von subjektiven Argumenten bestimmt werden. Deshalb wird eindringlich empfohlen, als allerersten Schritt in der Entwurfsphase einen permanenten Dialog mit den Umweltbehörden zu begründen. Auch wenn diese Verhandlungen nur individuell für jedes Einzelprojekt geführt werden können, ist es vorteilhaft, dem planenden Ingenieur allgemeine Richtlinien zur Verfügung zu stellen. Dies erleichtert dem Planer den Vorschlag mildernder Maßnahmen, die auch leichter mit den Genehmigungsbehörden abgestimmt werden können.

Aktuell wird die Umsetzung der Wasserrahmenrichtlinien massive, zusätzliche ökologische Anforderungen verursachen. Es ist nicht daran zu zweifeln, dass die Erfüllung der ökologischen Ziele, wie die Errichtung von Fischpässen oder die Erzeugungsverringerung zufolge höherer Restwasserabgaben auch Kostenfaktoren darstellen und die Rentabilität eines Kleinwasserkraftwerkes verringern. Der Erfüllung von ökologischen Zielen ist nicht abhängig vom ideologischen Widerstand der Kraftwerksbetreiber, sondern von den wirtschaftlichen Einschränkungen. In der Realität ist das Umweltproblem also ein wirtschaftliches.

7.2 Die Identifizierung von Belastungen und Auswirkungen

Die Auswirkungen von Wasserkraftwerken sind überwiegend standort- und technologie-spezifisch. Ein Hochdruckausleitungskraftwerk situiert in einem sehr sensiblen Gebiet erzeugt eher belastende Auswirkungen als eine Niederdruckanlage im Tal. Die Modernisierung und Erweiterung von existierenden Anlagen haben in Europa Priorität und verursachen Auswirkungen, die sich deutlich von jenen eines völlig neuen Kraftwerkes unterscheiden. Als Beispiel: bei einem Hochdruckausleitungskraftwerk, das die große Fallhöhe eines Flusses nützt wird das Wasser vom Hauptstrom ausgeleitet und erreicht diesen erst wieder im Unterwasser des Kraftwerkes. In diesem Fall wird wesentlichen Abschnitten des Hauptstromes eine große Wassermenge entzogen, wenn das Kraftwerk in Betrieb ist.

Die nachstehenden Tabellen 7.1 und 7.2 beinhalten eine gründliche Beschreibung von möglichen Auswirkungen basierend auf europäischen Studien über externe Effekte, erarbeitet von. Expertengruppen, erfahren mit Umweltverträglichkeitsanalysen. Es ist jedoch nicht gewiss, dass alle oder auch nur die meisten der Beschreibungen in dieser Liste für ein spezifisches Projekt Gültigkeit haben. Die Liste identifiziert die Ereignisse, betroffene Personen oder Dinge, die Auswirkung, sowie die Priorität auf lokaler und nationaler Ebene.

Tabelle 7.1: Auswirkungen während der Errichtung

Ereignisse während der Errichtung	Betroffene Personen oder Dinge	Auswirkung	Priorität
Geologische Erhebungen	Tierwelt	Lärm	Gering
Rodungen	Forstwesen	Habitatveränderung	Mittel
Straßenverbreiterung	Allgemeinheit	Habitatveränderung	Mittel
Erdbau	Geologie des Standortes	Böschungsstabilität	Gering
Tunnelaushub	Hydrogeologie des Standortes	Veränderung der Grundwasserströmung	Gering
Materialdeponie an Hangen	Geologie des Standortes	Böschungsstabilität	Gering
Errichtung neuer Ufer	Aquatischer Lebensraum, Hydromorphologie des Standortes	Veränderung der Flusshydraulik	Mittel
Errichtung befristeter Erdanhäufungen	Geologie des Standortes	Böschungsstabilität	Gering
Befristete Verlegung von Personen, Straßen oder elektrischen Leitungen	Allgemeinheit		Unbedeutend
Errichtung von Straßen und Schuppen für die Baustelle	Tierwelt, Allgemeinheit	Optischer Eingriff, Störung der Tierwelt	Gering
Ausbaggern von Wasserläufen	aquatisches Ökosystem	Habitatveränderung	Mittel
Befristete Flußverlegung	aquatisches Ökosystem	Habitatveränderung	Hoch
Gebrauch von Baggern, Lastern, Helikoptern, Fahrzeuge des Personals	Tierwelt, Allgemeinheit	Lärm	Hoch
Anwesenheit von Menschen auf der Baustelle	Tierwelt, Allgemeinheit	Lärm	Gering

Tabelle 7.2: Auswirkungen während des Kraftwerksbetriebes

Ereignisse im Kraftwerksbetrieb	Betroffene Personen oder Dinge	Auswirkung	Priorität
Erzeugung von erneuerbarer Energie	Allgemeinheit	Schadstoffreduktion	Hoch
eingedämmte Wasserläufe	aquatisches Ökosystem	Habitatveränderung	Hoch
Arbeiten im Flussbett	aquatisches Ökosystem	Habitatveränderung	Hoch
Ausleitung aus Flüssen	aquatisches Ökosystem	Habitatveränderung	Hoch
Rohrleitungen	Tierwelt	Optischer Eingriff	Mittel
Neue Stromleitungen	Allgemeinheit, Tierwelt	Optischer Eingriff	Gering
Steinwurf	aquatisches Ökosystem, Allgemeinheit	Habitatveränderung, optischer Eingriff	Gering
Dämme	aquatisches Ökosystem, Allgemeinheit	Habitatveränderung, optischer Eingriff	Gering
Veränderung des Durchflusses	Fische	Habitatveränderung	Hoch
	Pflanzen	Habitatveränderung	Mittel
	Allgemeinheit	Veränderung der Freizeitaktivitäten	
Lärm durch die elektro-mechanische Ausrüstung	Allgemeinheit	Veränderung der Lebensqualität	Gering
Entnahme des Flussbettmaterials	aquatisches Ökosystem, Allgemeinheit	Verbesserung der Wasserqualität	Hoch

7.3 Auswirkungen während der Errichtung

Ausleitungskraftwerke, Mehrzweckwasserspeicher, eingefügt in Bewässerungskanäle oder eingebaut in Wasserversorgungssysteme, verursachen sehr unterschiedliche Auswirkungen aus quantitativer und qualitativer Sicht. Ein Kraftwerk, das einen bestehenden Mehrzweckdamm nützt, hat praktisch keine nachteiligen Auswirkungen, unter der Annahme, dass die notwendigen, mildernden Maßnahmen schon bei Errichtung gesetzt wurden. Auch wenn der Standort des Kraftwerkes an der Basis des Dammes ist, sollte das ökologische System nicht beeinflusst werden.

Anlagen, die in einem Bewässerungskanal oder einem Wasserversorgungssystem integriert sind, würden keine zusätzlichen Auswirkungen hervorrufen, die nicht schon der Kanal und das Rohrsystem verursacht haben. Andererseits bringt ein Ausleitungssystem sehr spezielle Aspekte ein, die eine Analyse erfordern.

7.3.1 Speicherbecken

Die Auswirkungen, die durch die Errichtung eines Dammes und durch die Entstehung eines Speicherbeckens verursacht werden, beinhalten, zusätzlich zum Flächenverbrauch, die die Erschließung und Konstruktion der Baustraßen, der Manipulationsflächen, die Aushubarbeiten, Sprengungen und sogar – abhängig von der Größe des Dammes – die Errichtung von Betonmischanlagen. Andere Auswirkungen, die nicht vernachlässigt werden sollten sind die absperrende Wirkung des Dammes und folglich die Veränderung des Flussverlaufes ähnlich einer Flussregulierung. Hierbei muss allerdings betont werden, dass Speicherbecken für die Stromerzeugung in Kleinkraftwerken atypisch sind. Die Mehrheit der kleinen Wasserkraftwerke zählt man zu den Laufkraftwerken, die ohne großen, dammähnlichen Bauwerke auskommen.

Dennoch unterscheiden sich die Auswirkungen, entstehend durch eine Dammkonstruktion bei kleineren Kraftwerken nicht wesentlich von jenen, die durch große Betriebsanlagen, bei denen die Effekte und mildernden Maßnahmen bekannt sind, hervorgerufen werden.

7.3.2 Wassereinlaufbauwerke, offene Kanäle, Druckrohrleitungen, Unterwasser

Die Auswirkungen, verursacht durch die Konstruktion dieser Bauteile eines Kraftwerkes, sind wohl bekannt und in Tabelle 1 beschrieben. Beispiele dazu sind der Lärm, der das Leben der Tiere beeinflusst, die Gefahr der Erosion aufgrund des Vegetationsverlustes zufolge der Aushubarbeiten, die Trübung des Wassers und folglich die Sedimentation stromabwärts. Um solche Einflüsse zu mildern, wird eindringlich empfohlen, die Aushubarbeiten in einer Zeit geringer Wasserführung durchzuführen und die beeinträchtigten Grundflächen raschest möglich zu rekultivieren. In jedem Fall sind diese Belastungen vorübergehend und stellen kein erhebliches Hindernis im administrativen Genehmigungsverfahren dar.

In Hinblick auf die Schutzfunktion gegen Erosion im Gewässer ist es ratsam, die Ufervegetation nach möglichen aufgetretenen Schäden durch die Baumaßnahmen, wiederherzustellen bzw. zu verstärken. Anzumerken wäre, dass die betroffenen Flächen nur mit einheimischen Arten, die an die lokalen Standortbedingungen bestmöglich angepasst sind, wiederbesiedelt werden sollten.

Die Umweltverträglichkeitsuntersuchung sollte außerdem die Auswirkungen der Schwebstoffbelastung des Flusses zufolge Aushub im Flussbett und die ungünstigen Konsequenzen durch die Arbeiter berücksichtigen, die während der Bauphase in einem üblicherweise unbesiedelten Gebiet leben. Befindet sich der Standort der Anlage z.B. in einem Naturpark könnte diese Belastung negative Effekte haben, wird das Kraftwerk in einem weniger sensiblen Gebiet errichtet schafft dies Arbeitsplätze und damit einen positiven Aspekt. Autoabgase, Staub, der erhöhte Lärmpegel und andere geringere Belastungen tragen in sensiblen Gebieten dazu bei, dass die Umwelt beeinträchtigt wird. Um die oben erwähnten Auswirkungen zu mildern, sollte die baustellenbedingte Verkehrssituation gut geplant werden, um entbehrlichen Verkehr zu vermeiden und damit das Gesamtverkehrsaufkommen zu minimieren. Positiv ist in jedem Fall die Schaffung von neuen Arbeitsplätzen durch Nutzung lokaler Arbeitskräfte sowie kleinerer Subauftragnehmer während der Bauphase.

7.4 Auswirkungen, die durch den Betrieb des Kraftwerkes entstehen

7.4.1 Akustische Auswirkungen

Der erlaubte Lärmpegel hängt von der lokalen Population bzw. von den Wohnhäusern in der Nähe des Kraftwerkes ab. Der Lärm wird hauptsächlich von den Turbinen und, falls vorhanden, von Getrieben verursacht. Heutzutage kann der Lärm in einem Kraftwerk, wenn dies erforderlich ist, auf ein Niveau unter 70 dB reduziert werden, beinahe unmerklich für die Umgebung.

Hinsichtlich der akustischen Auswirkungen ist das Fiskeby Wasserkraftwerk in Norrköping, Schweden, ein Musterbeispiel. Im Kraftwerk wollte der Eigentümer einen Lärmpegel von maximal 80 dB bei höchster Leistung. Der maximal erlaubte Außenlärmpegel in der Nacht wurde auf 40 dB festgesetzt, gemessen an den umliegenden Häusern im Umkreis von 100 m.

Um diesen Lärmpegel zu erreichen wurde beschlossen, dass alle Bauelemente - Turbine, Getriebe und Asynchrongenerator - gemeinsam von einem bekannten Anbieter gekauft wurden. Im Kaufvertrag wurde der Lärmpegel, der bei Höchstleistung erreicht werden darf, festgelegt - die notwendigen Maßnahmen um dies zu erreichen waren vom Lieferanten durchzuführen. Dieser setzte folgende Maßnahmen: sehr niedrige Toleranzen bezogen auf die Getriebebauweise; geräuschisolierende Ummantelung des Turbinengehäuses; Generator mit Wasserkühlung anstelle der Luftkühlung und sorgfältiges Konstruktions der zusätzlichen Bauteile. Das Gebäude wurde neben der üblichen Wärmedämmung auch mit einer Schallisolierung ausgestattet. Folglich variiert der erlaubte Lärmpegel zwischen 66 dB und 74 dB, dieser Wert liegt damit ungefähr 20 dBA unter dem schwedischen Durchschnitt. Mit nur einem Generalunternehmer wird außerdem die Frage nach der Verantwortlichkeit beseitigt.

Die Reduktion des außerhalb liegenden Lärmpegels wurde durch die Schwingungsisolierung der Kraftwerkswände und des Daches erzielt. Das Prinzip der Schwingungsisolierung war es, die Schwingungen der Sohlplatte, der betonierten Wasserwege und der Pfeiler der Kranbahn zufolge der Vibration der Turbine zuzulassen. Die anderen Teile des Gebäudes, wie der tragende Dachbalken aus Beton und andere vorgefertigte Betonelemente in den Wänden, werden von speziellen Gummielementen gestützt, deren Federkonstanten für eine maximale Geräuschreduktion sorgen. Zur Lagerung des Dachbalkens wählte man eine bestimmte

Kombination der Gummiauflager (Trelleborg Novimbra SA W300). Eine ähnliche Lösung fand man für die vorgefertigten Bauteile der Wände. Sobald diese fertig gestellt waren, konnte man im nächst liegenden Wohngebäude die Geräuschemission des Kraftwerkes nicht von anderen – wie z.B. Verkehrslärm oder dem Geräusch des strömenden Wasser – unterscheiden.

Das unterirdisch liegende Kraftwerk Cavaticcio 4, liegt im historischen Zentrum von Bologna, 200 m vom Piazza Maggiore entfernt und ist ein weiteres, diesbezügliches Beispiel. Eine Studie über die akustischen Auswirkungen wurde an italienischen Kraftwerken durchgeführt und zeigte ein durchschnittliches, anlageninternes Niveau von ungefähr 85 dB. Der Lärmpegel bei dem geplanten Standort nahe liegenden Häusern lag bei 69 dB tagsüber und bei 50 dB in der Nacht. Die gesetzlichen Regelungen erforderten, dass diese Werte nur um bis zu 5 dB tagsüber und 3 dB nachts überschritten werden dürfen. Um die Ansprüche zu erfüllen wurden ähnliche Maßnahmen durchgeführt, wie im unterirdischen Kraftwerk in Fiskeby:

- Dämmung der Maschinenhalle - dem lautesten Raum – mit Hilfe von doppelten Wänden verschiedener Massen und einer Schichte Glaswolle in der Mitte
- Schalldichte Türen
- Fußböden schwimmend verlegt auf 15 mm dicken Glaswollteppichen
- Falsche Decke mit lärmdämmenden Eigenschaften
- Schwere Falltüren im Erdgeschoß, ausgestattet mit einem schalldichten Gegentüren und Neoprendichtungen
- Schwingungsdämpfende Gelenke zwischen den Ventilatoren und den Lüftungsrohren
- geringe Luftgeschwindigkeit (4 m/sec)
- Zwei Schalldämpfer an den Enden der Ventilationsanlage
- Einströmung und Auslauf, ausgestattet mit Schalldämpfung
- Lüftungskanal, bestehend aus mehreren Schichten Material (Beton, Glaswolle, perforierte Ziegel, Gips)
- rotierende Turbinenbauteile dynamischen gewuchtet
- wassergekühlter, bürstenloser Synchrongenerator
- präzise hergestellte Getriebe
- Turbinengehäuse und Getriebegehäuse fest versteift um Resonanz und Vibration zu vermeiden
- Turbinenverankerung in Spezialbeton, um monolithischen Beschaffenheit zwischen dem Turbinenaggregat und dem Fundamentblock zu gewährleisten
- Einbettung der Turbine in massiven Betonblock, um die Schwingungsamplitude auf ein Minimum zu reduzieren

Die unterirdische Luftzufuhr erfüllt folgende drei Hauptaufgaben: die Entfeuchtung der Räume, um einen störungsfreien Betrieb zu sichern und den guten Zustand der Ausrüstung zu garantieren, Frischluftversorgung für die Arbeiter und die Abfuhr der, durch die unterschiedlichen Bauteile eines Kraftwerkes, erzeugten Wärme. Sogar mit maximalem Volumen an Luftzirkulation, geschätzt etwa 7000 m³/h, ist die Luftgeschwindigkeit in den Leitungsröhren nie größer als 4 m/s.

Die zwei Kraftwerke, die oben erwähnt wurden, sind ganz besondere Projekte, um zu zeigen, dass fast alles möglich ist, wenn es für notwendig erachtet wird, obwohl dadurch die Investitionen erheblich steigt. Es stimmt auch, dass beiden Beispiele Niederdruckanlagen sind und den Einsatz eines Getriebes erfordern; bei Hochdruck-Kraftwerken ist eine direkte Koppelung zwischen Turbine und Generator üblich und damit fällt jenes Bauelement, das für einen wesentlichen Teil der Vibrationen verantwortlich ist, weg.

7.4.2 Landschaftliche Auswirkungen

Für die Bevölkerung ist die Qualität der visuellen Aspekte im Umfeld sehr wichtig und es fällt den Menschen zunehmend schwerer optische Veränderungen ihrer Umwelt zu akzeptieren. Als Beispiel: Eine neue Wohnanlage wird in unserer Nachbarschaft errichtet. Diese hat einen künstlichen Strand, bestehen aus Sand von einem Flussbett. Ein Teil der Gesellschaft wäre mit dieser Erneuerung nicht einverstanden, obwohl sie in vielen Hinsichten die Umwelt und das Landschaftsbild verschönern würde. Besonders bedeutend wird diese Problematik bei hochalpinen Kraftwerksanlagen oder jenen in dicht besiedelten Gebieten. Diese Betroffenheit äußert sich häufig durch öffentliche Stellungnahme oder manchmal sogar durch gesetzliche Anfechtungen jener Planer/Bauherrn, die mit dem Bau eines Wasserkraftwerkes versuchen, die gewohnte Landschaft zu verändern.

Jede Komponente einer Kraftwerksanlage – das Krafthaus, die Wehr, die Hochwasserentlastung, die Rohrleitungen, der Einlass, der Unterwasserkanal, die elektrische Trafostation und die Überlandleitungen – hat die Fähigkeit eine visuelle Veränderung durch Einbringung anderer kontrastierender Formen, Linien, Farben und Strukturen zu bewirken. Der Entwurf, die Lage und das Äußere jeder einzelnen Komponente des Systems können über den Grad der öffentlichen Zustimmung entscheiden.

Die meisten Bauteile, vor allem die Größten, könnten durch Landschaft und Vegetation optisch abgeschirmt sein. Mit Hilfe von kontrastarmen Farben und Strukturen, die an der Oberfläche nicht reflektieren, kann sich ein Bauteil in die charakteristische Landschaft integrieren oder diese ergänzen. Solche kreativen Bemühungen haben für gewöhnlich nur geringe Auswirkung auf das Gesamtbudget und könnten ausschlaggebend für die Zustimmung von allen beteiligten Parteien sein: lokale Gemeinden, nationale und regionale Vereinigungen, Ökologen, usw.

Die Rohrleitung ist normalerweise der stärkste „Störfaktor“. Ihre Ausführung muss sorgfältig durchdacht sein und um sie zu verschleiern sollte man von jeder natürlichen Struktur, wie Steine, Boden und Vegetation, Gebrauch machen. Als letzte Möglichkeit kann sie so eingefärbt werden, dass der Kontrast zum Hintergrund minimiert wird. Die beste Variante ist üblicherweise die eingegrabene Rohrleitung auch wenn der Betreiber damit einige Nachteile bei der Instandhaltung und bei der Kontrolle in Kauf nehmen muss. Dilatationsstücke und Widerlagerblöcke können

reduziert, teilweise eliminiert werden und wenn der Originalzustand des Bodens wiederhergestellt ist, vermeidet man ebenfalls die Bildung einer Bewegungsbarriere für Wildtiere.

Das Kraftwerk, die Einlauföffnung, die Druckrohrleitung und die elektrischen Überlandleitungen können geschickt in die Landschaft eingefügt werden. Jede mildernde Maßnahme sollte in das Projekt eingebunden werden (möglichst mit dem geringsten Kostenaufwand) um die Bewilligung zu erleichtern.

Die beiden Kraftwerksanlagen, die der sorgfältigen Verschleierung der Kraftwerksbauteile dienen, sollen den Konstrukteuren als Anregung dienen und ihnen helfen, die Umweltbehörden davon zu überzeugen, dass es keinen Platz derart hoher Umweltsensibilität gibt, um die Nutzung der harmlosen und anerkannten Wasserkraft zu verhindern. Das Cordinanes Kraftwerk in Picos de Europa (Spanien) und das Wasserkraftwerk am Neckar, erbaut im historischen Zentrum von Heidelberg (Deutschland), werden nachstehend noch näher beschrieben.

Ein kleiner Wasserspeicher, wie der in Cordinanes (Bild 1), hat mehrere positive Aspekte. Der annähernd konstante Wasserstand und die Touristenattraktionen (schwimmen, fischen, Kanu fahren, usw.) stellen einen Ausgleich zu den negativen Belastungen dar. Das erste Bild zeigt eine schematische Ansicht des Kraftwerkes in Cordinanes.



Bild 7.1: Cordinanes

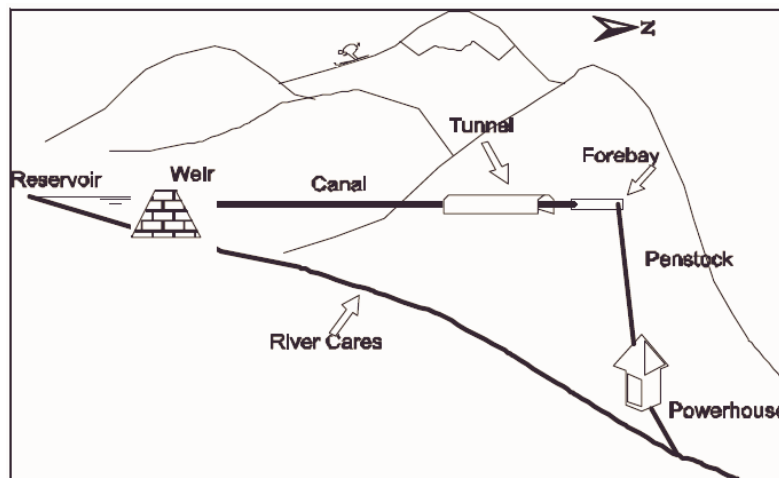


Abbildung 7.1: Schema des Cordinanes Kraftwerkes

Die Sperre ist ein schlankes Betonbauwerk, ist aber mit seiner Höhe von 14 m eindeutig das auffälligste Bauelement der Gesamtanlage (Bild 2). Diese Höhe war erforderlich, um den alten Stollen zu erreichen, der nunmehr zu einem Teil des neuen Ausleitungskanals wurde. Das ist auch der Grund, weshalb der Wasserspiegel im Speicherbecken nicht mehr als zwei Meter schwanken darf und damit wird dem Stausee der Charakter eines natürlichen Sees verliehen.



Bild 7.2: Cordinanes Wehranlage

Im Bezug auf Dämme muss der Vilhelmina Damm in Schweden, der aus natürlichen Bodenmaterialien mit einem dichten Kern konstruiert wurde, erwähnt werden. (Photo 3) Die Oberfläche der Dammkrone und die luftseitige Böschung sind durch Schichten aus großen Felsbrocken und Geröll vor Erosion geschützt, die zur Hälfte in bewehrten Beton eingebettet sind. Die luftseitige Böschung hat eine Neigung von 1:3, bis auf ein Teilstück, ungefähr 40 m lang, mit einer Neigung von 1:10. Diese Gestaltung macht es Fischen möglich, den Damm stromaufwärts zu überwinden. Ein weiterer umweltverträglicher Vorteil ist der Anschein einer natürlichen Rampe, sogar bei kleinem Durchfluss.



Bild 7.3: Vilhelmina Damm in Schweden

Der offener Kanal, aus bewehrten Betonplatten errichtet, beginnend vom Einlauf (Bild 4), mit einem Querschnitt von 2 x 2,5 m und einer Länge von 1335 m, ist gänzlich eingegraben und von einer Schicht aus Erdboden und Vegetation bedeckt.



Bild 7.4: Einlaufbauwerk

Bild 5, Bild 6 und Bild 7 zeigen die Entstehung des Kanals in seinen drei Konstruktionsphasen: Zuerst der Aushub, dann der bewehrte Betonkanal und zuletzt der Kanal, verdeckt von einer Vegetationsschicht. Die Aufnahmen zeigen den Hochspannungsmast – die Überlandleitung zwischen den Städten Posada de Valdeon und Cordinanes – und bestätigen, dass es sich hier um dieselbe Landschaft handelt, andernfalls ist es nicht möglich, den eingegrabenen Kanal als solchen zu identifizieren.



Bild 7.5: Konstruktionsphase - Aushub



Bild 7.6: Konstruktions Phase – Betonkanal



Bild 7.7: Konstruktionsphase – Fertiger Kanal

Bild 8 und Bild 9 zeigen, wie der Eingang eines Tunnels „versteckt“ werden kann. Das erste Bild zeigt die Wiederherstellung des Stollens, das Zweiten den Kanal, bereits verbunden mit dem Stollen, sowie dessen Eingang, alles bereits verdeckt. Es ist möglich - nachdem das Wasser abgelassen wurde - für eine Inspektion den Stollen durch den Kanal zu betreten. Tatsache ist, dass der Stollen - allerdings in einem unfertigen Zustand bereits existierte, allerdings aus Mangel an Möglichkeiten, das Colluvium-Gebiet zu durchqueren. Nun wurde er, mit einem benetzten Querschnitt von 2 x 1,80 m, mit einer Neigung von 1:1000 wieder hergestellt und führt das Triebwasser hinunter zum Einlaufbecken. Daraus ergibt sich eine perfekte Harmonisierung mit den umliegenden Felsen und der halbkreisförmigen Hochwasserentlastung. Ein Stahlrohrleitung, 1,40 m Durchmesser und 650 m lang, leitet das Wasser vom Einlaufbecken zu den Turbinen. Auf den ersten 110 m hat das Rohr ein Gefälle von fast 60° und wurde in einer, in den Fels gesprengten, 2,5 x 2 m Rinne verlegt. Diese Rinne ist mit gefärbtem Beton verfüllt und damit an das umliegende Felsgestein angepasst. Weiterführend wurde der Graben im Boden ausgehoben, diese 540 m wurden im Laufe der Zeit von der natürlichen Vegetation bedeckt.



Bild 7.8: Stolleneingang während der Konstruktionsphase



Bild 7.9: Verdeckter Stolleneingang

Wenige Meter vor dem Kraftwerk teilt sich das Rohr in zwei kleinere Rohrquerschnitte, die jeweils eine Turbine mit 5000 kW Leistung versorgen. Das Kraftwerk (Bild 10) erweckt den Anschein eines traditionellen Hauses in den Bergen. Die Wände aus Kalkstein, die alte Dachziegel und die schweren Holzfenster verbergen den technischen Zweck des Gebäudes. Zwei Drittel der Höhe des Kraftwerkes sind außerdem unter der Erde, wodurch das Erscheinungsbild weiter verbessert wird. Um die Steinarbeiten im Unterwasser zu kaschieren, wurde ein Wasserfall angelegt.



Bild 7.10: Turbinenhaus

Die Trafoanlage ist im Krafthaus (Bild 11) installiert; üblicherweise gibt es eine Freilufttrafoanlage (siehe Bild 17). Die Stromkabel verlassen das Kraftwerk über die Rohrleitungen, den Stollen und über den offenen Kanal. In der Nähe des Dorfes - dort befinden sich mehrere Überlandsleitungen - kommen die Stromkabel an die Oberfläche. Die Querung des Nordhanges verläuft wieder unterirdisch, da sich dort der Lebensraum einer sehr seltenen Vogelart, des „Urogayo“, befindet.

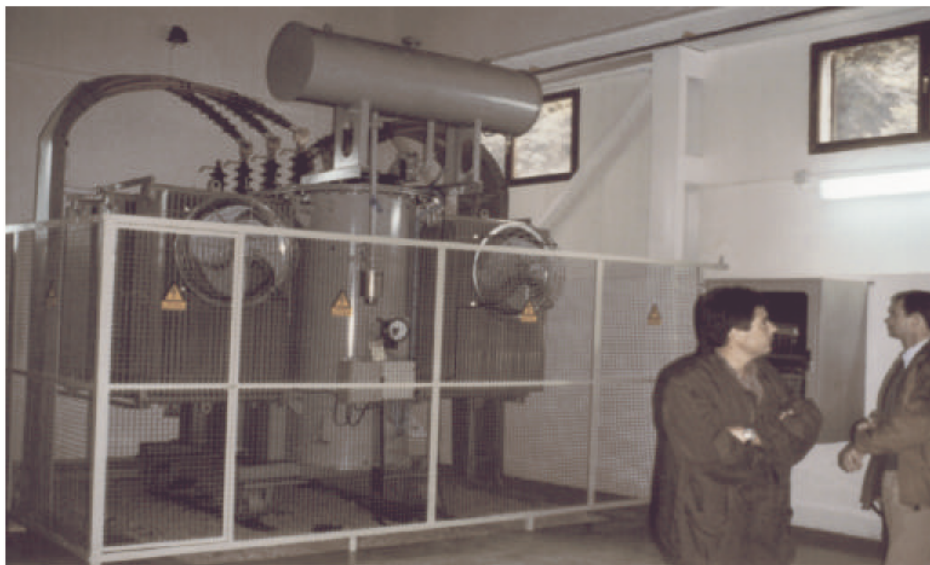


Bild 7.11: Trafoanlage im Kraftwerk

Der Standort des Neckar Wasserkraftwerkes (Bild 12), liegt im historischen Zentrum von Heidelberg und wurde nur unter der Bedingung genehmigt, dass es keinen störenden Einfluss des Aussehens der Wehranlage, die zur Schiffbarmachung des Neckars errichtet wurde, geben dürfe. Das, vom Wehr aus gesehen, stromaufwärts erbaute Kraftwerk, ist gänzlich unterirdisch angelegt und kann vom Flussufer aus nicht gesehen werden. Grafik 2 zeigt besser als komplizierte Beschreibungen die konzeptionelle Gestaltung mit zwei Kaplan Pit Turbinen, jeweils mit einer Leistung von 1.535 kW. Dementsprechend hoch war der Investitionsaufwand - etwa 3.760 ECU/installiertem kW.



Bild 7.12: Neckar Kraftwerk

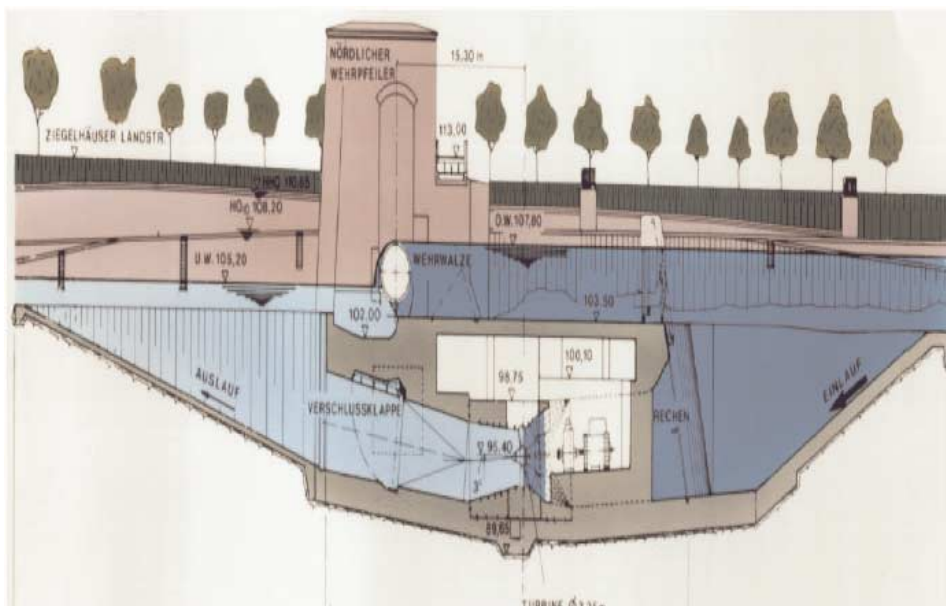


Abbildung 7.2: Neckar-Kraftwerk, Querschnitt

7.4.3 Biologische Auswirkungen

7.4.3.1 im Speicherbecken

In Kleinwasserkraftwerken sind Speicherbecken sehr unüblich, obwohl es einige Anlagen gibt, die ausreichend Wasser speichern, um die Turbine, ausschließlich in Zeiträumen maximaler, elektrischer Nachfrage, anzutreiben. Diese Vorgehensweise wird als „Schwellbetrieb“ bezeichnet. In Niederdruckanlagen kann der Schwellbetrieb zu unerfreulichen Bedingungen für Fische flußab der Anlage zufolge der Durchflussverminderung bei Drosselung der Erzeugung führen. Die geringe Wasserführung kann zur Vernichtung frisch abgelegter Fischeier an Laichplätzen führen. Die Fischeier können bekanntermaßen Trockenperioden überleben, die länger sind als bei üblichem Schwellbetrieb – allerdings können Jungfische stranden, insbesondere wenn der Wasserspiegel zu schnell absinkt.

7.4.3.2 Im Flussbett

Ein beachtlicher Anteil der Kleinkraftwerke ist nach dem Ausleitungs-Prinzip erbaut worden. Das Triebwasser wird aus dem Fluss oder See in ein Wasserkraftwerk abgeleitet und dessen Standort ist möglicherweise Kilometer von der Ausleitungsstelle entfernt, mit dem Vorteil große Fallhöhe nützen zu können. Die Reduktion des Abflusses zwischen der Ausleitungsstelle und der Unterwasserrückführung stromabwärts des Kraftwerkes, könnte Laichplätze, die Brutzeit, das Züchten und das Passieren von Fischen oder insgesamt den Lebensraum von adulten Fischen beeinträchtigen.

Für Kraftwerke mit Speicherbetrieb –für Kleinwasserkraftwerke unüblich – gilt, dass häufige Änderungen des Durchflusses die aquatischen Lebensgemeinschaften ruinieren können, da Flussabschnitte hierbei regelmäßig geflutet und wieder trocken gelegt werden.

Die Folge dieser Tatsachen ist ein eindeutiger Interessenskonflikt. Der Betreiber will die Elektrizitätserzeugung durch erneuerbare Ressourcen als nützlichen Beitrag für die gesamte Menschheit aufrechterhalten und andere Erzeugungsmethoden, die Treibhausgase absondern, ersetzen. Die Umweltschützer würden im Widerspruch dazu behaupten, dass auch die Wasserausleitung aus Flüssen einen Eingriff in den öffentlichen Besitz darstellt.

7.4.3.2.1 Pflichtwasserabfluss

Es gibt unzählige Formelansätze zur Berechnung des Pflichtwasserabflusses und die Anzahl steigt noch weiter. Das bringt zum Ausdruck, dass noch niemand eine schlicht allgemein gültige Berechnungsmethode (gefunden) hat. Auf den folgenden Seiten werden einige bekanntere Ansätze, gruppiert nach der grundsätzlichen methodischen Ansatz zusammengestellt. Jede einzelne Formel erbringt einen Wert, der als Referenz für weitere Überlegungen dienen kann. Eine vollständigere Übersicht über Berechnungsmethoden des Pflichtwasserabflusses wird in einer Publikation der ESHA gegeben, die im Rahmen des Thematischen Netzwerkes Kleinwasserkraft erarbeitet wurde und auch im Internet unter der Adresse www.eshabe.be verfügbar ist.

7.4.3.2.2 Methoden, die auf hydrologischen und statistischen Werten basieren

Eine Gruppe von Berechnungsmethoden bezieht sich auf den Mittelwasserabfluss eines Gewässers (MQ) in einem bestimmten Querschnitt. Die Ergebnisse für den Pflichtwasserabfluss variieren zwischen 2,5 % des MQ auf Basis der CEMAGREF-Methode angewendet in Frankreich und 60 % des MQ auf Basis der Montana-Methode aus den USA, im Falle dass der Fischerei große wirtschaftliche Bedeutung zukommt. Häufig wird ein Wert von 10 % des MQ als Pflichtwasserdurchfluss angenommen.

Ein zweiter methodischer Ansatz bezieht sich auf den mittleren Niederwasserabfluss (MNQ) des Gewässers. Die Ergebnisse unter Anwendung dieser Verfahren variieren zwischen 20 % (Rheinland-Pfalz, Hessen [D]) und 100% (Steinbach [A]) des MNQ.

Eine dritte Verfahrensgruppe bezieht sich auf die Abflussdauerlinie. In dieser Gruppe wird eine beträchtliche Vielfalt von Ansätzen als Referenz genannt:

Q₃₀₀ (Schweizer Alarmgrenzwert, Matthey and linearer Matthey),

Q₃₄₇ (Methode nach Büttinger,[D]),

NMQ₇ (der niedrigste Abflussmittelwert in den sieben abflussstärksten Monaten)

NMQ_{Aug} (das geringste MW im August), Q_{84%}, Q₃₆₁, Q₃₅₅ and viele andere mehr.

7.4.3.2.3 Methoden, die auf physiografischen Informationen basieren

Diese Methoden beziehen sich üblicherweise auf einen konstanten, spezifischen Pflichtwasserabfluss (l/s.km² des Einzugsgebietes). Darüber hinaus sind in diesem Fall die vorgeschlagen Werte des Pflichtwassers höchst veränderlich.

Ein Beispiel: In den USA ist ein Wert von 9.1 l/s/km² erforderlich, wenn Flüsse einen exzellenten Fischbestand haben; im kristallinen Gebiet der Alpen sind 2 l/s.km² notwendig.

Vorteile dieser Methoden

- Einfach anwendbar unter der Voraussetzung guter Basisdaten
- Natürliche Abflussschwankungen können eventuell berücksichtigt werden
- Eine näherungsweise Abschätzung der wirtschaftlichen Folgen kann vorgenommen werden.
- Methoden, die auf MNQ oder NNQ basieren, sollten vorgezogen werden
- Kein erkennbarer ökologischer Hintergrund

Nachteile

- Akademische Formeln, die starre Werte ergeben
- NNQ kann leicht unterschätzt werden
- Keine Berücksichtigung der hydraulischen Parameter des Abflusses
- Allfällige Effekte von Zubringern und Ableitungen in der Entnahmestrecke sowie deren Länge werden nicht berücksichtigt
- Wirtschaftlichkeit der betroffenen Kleinwasserkraftwerke könnte schwer betroffen sein
- Methoden sind ungeeignet für manche Flusstypologien und die Übertragbarkeit auf andre Gewässer ist fraglich

7.4.3.2.4 Formeln, die auf Fließgeschwindigkeit und Wassertiefe basieren

Auch in dieser Gruppe von Methoden findet sich eine große Bandbreite von Parametern, die als typisch erachtet werden. Die Fließgeschwindigkeit kann sich zwischen 0,3 m/s (Methode Steiermark) und 1,2-2,4 m/s (Methode Oregon) bewegen, die Wassertiefe muss größer als 10 cm (Methode Steiermark) und kann bis zu 12-24 cm (Methode Oregon) sein.

Andere Formeln, die in diese Gruppe fallen empfehlen, dass sich das Pflichtwasser auf die Flussbreite (30 – 40 l/s.m) oder den benetzten Umfang beziehen soll. Bei Pflichtwasserabfluss sollte der benetzte Umfang z.B. mindestens 75% des unbeeinflussten Zustandes sein.

Vorteile dieser Methode:

- Abflusscharakteristik wird aufrechterhalten
- Die Form des Profils kann in die Berechnung miteinbezogen werden
- Individuelle Vorgehensweise bei jedem Fluss
- Kein Bedarf an hydrologischen Daten
- Nur indirekte und generelle Verbindungen mit ökologischen Parametern
- Eignung zur Bewertung der Auswirkungen auf die Wirtschaftlichkeit der Energieerzeugung

Nachteile:

- Gefälle und natürliche Strömungsmuster werden in der Berechnung nicht miteinbezogen
- Ausleitungslänge und Effekte durch Zubringer oder Ableitungen bleiben unberücksichtigt
- Ohne Revitalisierungsmaßnahmen im Gewässer des Flusses, erbringen diese Methoden insbesondere bei breiten Flüssen sehr hohe Pflichtwasserwerte
- Vernünftiger Gebrauch nur bei spezieller Art der beeinträchtigten Strecke
- Bei Gebirgsbächen geben diese Methoden unrealistische Werte bezüglich des Grenzbereiches der Wassertiefe
- Nur für bestimmte Flusstypologien und die Übertragbarkeit ist zweifelhaft

7.4.3.2.5 Methoden, basierend auf Mehrzielplanung unter Berücksichtigung der ökologischen Parameter

Aufgrund der hohen Spezialisierung dieser Methoden, ist es schwer, sie in wenigen Worten zusammenzufassen. Deshalb folgende kurze Beschreibung:

Mehrziel Entscheidungsfindung

Die Festsetzung des Anteils an Pflichtwasser ergibt sich aus einem Modell, das sowohl die ökologische also auch die wirtschaftliche Zielsetzung berücksichtigt. Die zu wählende Lösung muss den besten Kompromiss zwischen den unterschiedlichen Zielen darstellen. Die folgenden, messbaren Variablen werden als Parameter verwendet.

- Möglichkeit des regulären Kraftwerksbetriebes (wirtschaftlich)
- Geringste Maximaltiefe (Artenvielfalt und individuelle Größenordnung)
- Höchstzulässige Wassertemperatur (Veränderung von thermalen Gegebenheiten)
- Geringst zulässiger Sauerstoffgehalt (Wasserqualität)

Verdünnungsverhältnis

Der notwendige Abfluss muss mindestens 10 mal so groß, wie der eingebrachte, biologisch gereinigte Abfluss sein. Die Fließgeschwindigkeit darf nicht unter 0,5 m/s absinken.

Gewässerparameter

Die Auswirkungen des Pflichtwasserabflusses werden mit Hilfe eines Modells ausgewertet. Daraus können notwendige Korrekturen und/oder Strukturierungsmaßnahmen in der Entnahmestrecke abgeleitet werden.

Habitatsimulation (PHABSIM)

Diese Methode basiert auf der wissenschaftlichen Erkenntnis, dass ein Großteil der Fischarten eine spezielle Kombination der unterschiedlichen Parameter, wie Wassertiefe, Fließgeschwindigkeit, Temperatur und Sedimentzusammensetzung bevorzugt. Unter diesen Voraussetzungen sowohl technischer Art als auch hinsichtlich des erwünschten Artenspektrums kann der erforderliche Pflichtwasserabfluss berechnet werden.

Habitat Prognose Modell

Um die Ausgaben – hinsichtlich der intensiven Untersuchungen zur Festlegung des Pflichtwassers in unterschiedlichen Fällen – zu begrenzen, wurde dieses Modell entwickelt. Das Modell funktioniert basierend auf vorher aggregierten morphologischen Parametern. Die

Bedingungen bei Restwasserabfluss, relevant für die Biogenese können prognostizierend errechnet werden. Ein „minimaler, ökologischer Abfluss“ und ein Grenzwert für die Wirtschaftlichkeit werden festgesetzt. Der letztendlich empfohlene Anteil an Pflichtwasser ist eine Funktion dieser beiden Werte, in denen folgende Aspekte berücksichtigt werden. Eine Verschlechterung verglichen mit der gegenwärtigen Situation ist auszuschließen. Der empfohlene Pflichtwasseranteil darf den minimalen ökologisch bedingten Abfluss nicht überschreiten. Der Pflichtwasseranteil entspricht dem Grenzwert wirtschaftlicher Energieerzeugung oder 4 % der Durchflussmenge eines Kleinwasserkraftwerkes. Der Pflichtwasseranteil darf maximal 5/12 des MNQ sein.

Habitat Qualitätsindex (USA)

Dieses Modell basiert auf einer multiplen Regression. Es verbindet die so genannte Besiedelungskapazität für Salmoniden in einem bestimmten Flussabschnitt mit einer Gruppe ökologischer Parameter. Dies erfordert die Sammlung einer großen Anzahl verschiedener ökologischer Daten, die für die Kalkulation der Biomasse der Salmoniden, die in einem bestimmten Flussabschnitt leben können, notwendig sind.

Poolqualitäts-Index

Dieses Modell ist von der HQI-Methode abgeleitet und basiert auf der Maximierung der hydrologischen Vielfalt, das heißt je größer die Zahl der „pools“ in einem Gebirgsbach und je geringer der Pflichtwasseranteil ist. Abhängig von dem Prozentsatz an „pools“ liefert diese Methode nachstehende Werte für den Restwasseranteil, die mit den Werten, erhalten durch die Methoden, die in den Kapiteln 7.4.3.2.2, 7.4.3.2.3 und 7.4.3.2.4 beschrieben werden, vergleichbar sind.

- 7 – 9 % von MQ
- 50 – 70 % von Q_{355}
- 3.6 – 4,3 l/s/km²

Festlegung der Pflichtwasserabgabe mittels Dotationsversuch

Das Konzept des “Dotationsversuches” basiert auf einer künstlich geregelten Wasserabgabe zu einer bestimmten Zeit und in einem bestimmten Flussquerschnitt um den notwendigen Durchfluss in verschiedenen Querschnitten desselben Flusses zu garantieren. Die Methode fußt auf der Festlegung des Pflichtwassers in Kombination mit der Simulation zukünftiger Bedingungen in der Ausleitungsstrecke.

Die Methode stellt somit eine Verbindung mit ökologisch relevanten Parametern betreffend Präferenzbereichen und Präferenzkurven dar. Sie wird als relativ einfache und wirtschaftliche Methode beschrieben. Jedenfalls wird vorausgesetzt, dass die Messung geringer Abflüsse in der zukünftigen Entnahmestrecke möglich ist. Bei bereits existierenden Anlagen ist es einfach – in allen anderen Fällen müssen Niederwasserperioden für die Messungen genutzt werden und Extrapolationen werden unvermeidbar sein

Vorteile dieser Methode

- Projektspezifische Abflussbeobachtung
- Berücksichtigung hydrologischer, hydraulischer, ökologischer und meteorologischer Werte
- Berücksichtigung sowohl ökologischer als auch ökonomischer Parameter

Nachteile

- Eher hohe Kosten zufolge aufwendiger Datensammlung und Berechnung
- Nur für spezielles Gewässertypologien geeignet; die Übertragbarkeit ist zweifelhaft

Beispiel zur Anwendung unterschiedlicher Methoden bei folgenden Eingangsdaten:

A =	120 km ²	Q ₃₀₀ = 1,90 m ³ /s
Mittlere Bettbreite	20 m	Q ₃₄₇ = 1,60 m ³ /s
Mittleres Gefälle	2,3 %	Q ₃₅₅ = 1,38 m ³ /s
MQ =	2,33 m ³ /s	Q ₃₆₁ = 0,37 m ³ /s
MNQ =	0,15 m ³ /s	

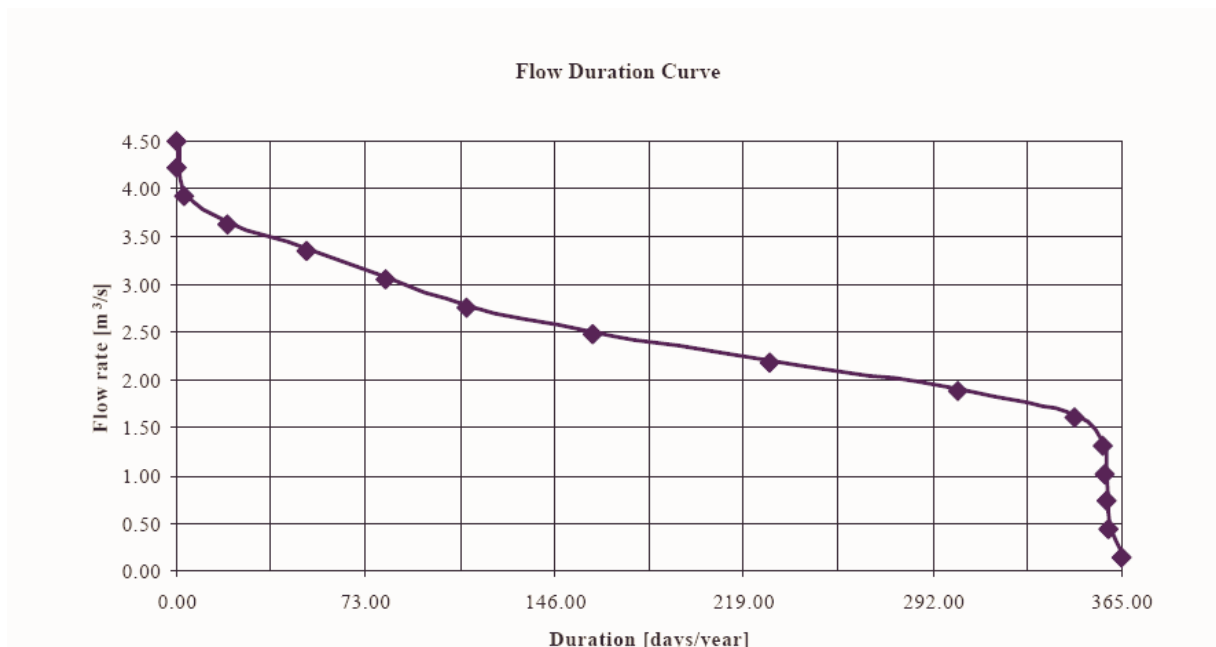


Abbildung 7.3: Beispiel einer Abflussdauerlinie

Tabelle 7.3: Methoden, die hydrologische und statistische Werte verwenden

METHOD	DESCRIPTION	RESERVED FLOW (L/s)	METHOD	DESCRIPTION	RESERVED FLOW (L/s)
10% MQ		233	Rheinland-Pfalz	$0,2 - 0,5 \cdot Q_{365}$	30-75
Lanser	5-10% MQ	116-233	Hessen	$0,2 - 0,9 \cdot Q_{365}$	30-135
Cemagref	2,5-10% MQ	58-233	Q ₃₆₁		370
Steinbach	Q ₃₆₅	150	Alarm limit	0,2 Q ₃₀₀	380
Baden-Württemberg	$1/3 \cdot Q_{365}$	50	Büttinger	Q ₃₄₇	1.600

Tabelle 7.4: Methoden, die physiographische Daten nutzen

METHOD	DESCRIPTION	RESERVED FLOW (L/s)	METHOD	DESCRIPTION	RESERVED FLOW (L/s)
USA	2,6-9,1 l/s/km ²	312-1.092	Tirol	2-3 l/s/km ²	240-360
Lombardy	2,88 l/s/km ²	346			

Tabelle 7.5: Formelansätze, die sich auf Fließgeschwindigkeiten und Wassertiefen beziehen

METHOD	DESCRIPTION	RESERVED FLOW (L/s)	METHOD	DESCRIPTION	RESERVED FLOW (L/s)
Steiermark	0,3-0,5 m/s	80-290	Oregon	1,2-2,4 m/s	2600-15000
Oberösterreich	hw _≥ 20 cm	7150	Steiermark	hw _≥ 10 cm	2290
Miksch	$30-40 \text{ l/s/m}_{\text{width}}$	600-800	Tirol	hw _≥ 15-20 cm	4450-7150

Tabelle 7.6: Methoden basierend auf Mehrzielplanung unter Berücksichtigung ökologischer Parameter

METHOD	DESCRIPTION	RESERVED FLOW (L/s)	METHOD	DESCRIPTION	RESERVED FLOW (L/s)
PQI	7 – 9 % MQ	163-210	PQI	50–70% Q ₃₅₅	690-966
Oberösterreich	$3,6-4,3 \text{ l/s/km}^2$	432-516	Steiermark	hw _≥ 10 cm	2290

Die tabellarisch dargestellten Beispiele zeigen eine große Vielfalt und unterstreichen, wie schwierig es ist, diese Methoden zur Berechnung des Pflichtwassers anzuwenden.

Im speziellen kann die Anwendung der Formeln, die auf Fließgeschwindigkeit und Wassertiefe basieren, zu unangemessenen Werten führen.

In diesem Zusammenhang macht es Sinn, über Methoden der Flussrenaturierung nachzudenken, um den Anteil an Pflichtwasser zu reduzieren. Dieser Denkansatz erlaubt die Verdoppelung der Möglichkeiten, eine bessere ökologische Effizienz des in die Entnahmestrecke abgegebenen Wassers zu erreichen (Wassertiefe und Fließgeschwindigkeit gemessen an den Anforderungen des Ökosystems) und einen Anstieg (geringeren Verlust) der Energieproduktion durch erneuerbare Ressourcen.

Es muss hervorgehoben werden, dass unter Anwendung einer der biologischen Methoden (zur Berechnung des Restwasseranteils), die Möglichkeit für den Planer besteht, die Höhe des erforderlichen Pflichtwassers durch die Veränderung der Gewässermorphologie des Flussbettes zu verringern. Wohl bekannte Maßnahmen der Flussrenaturierung und Umstrukturierung sind hervorragend mit diesen Bemühungen zu vereinbaren. Maßnahmen, wie zum Beispiel die Anpflanzung von Bäumen am Flussufer, um die Beschattung zu verbessern, Kiesaufschüttungen im Flussbett zur Verbesserung des Bettsubstrates, Verstärkung der Uferbereiche durch Büsche gegen Erosion, u.a.m. können förderlich sein. Die für diese Maßnahmen notwendigen Investitionen sind meist leicht durch die bedeutende Verringerung des Pflichtwasseranteils zu kompensieren

Grafik 4 (reproduziert aus einem Beitrag von Dr. Martin Mayo) illustriert die Art der Absicherung und des Schutzes gegen die Strömung, gegen Sonneneinstrahlung und andere Gefahren, die für Wirbeltiere und wirbellose Tiere sowohl durch natürliche als auch künstliche Faktoren, entstehen können. Vorhandene Höhlen und unter Wasser liegenden Unterstände bieten einen sicheren Unterschlupf bei Angriffen von Raubtieren. Des Weiteren sorgt die Vegetation am Flussufer nahe der Wasseranschlaglinie für Schatten, den die Fische gegen zu große Erwärmung und als Versteck vor terrestrischen Räubern nützen. (Dazu muss gesagt werden, dass ihr gefährlichster Feind der Süßwasserfischer ist.)

Die genannten Elemente tragen zum Konzept der WUW (Weighted Useful Width) APU Methode bei und sind Teil des Schutzkoeffizienten. Steigert man dessen Bedeutung, lassen sich die erforderlichen Werte des Restwasseranteils verringern. In diesem Zusammenhang kann durch Maßnahmen zum Schutz der aquatischen Fauna die Energieproduktion sogar erhöht, oder in kleinerem Umfang verringert werden.

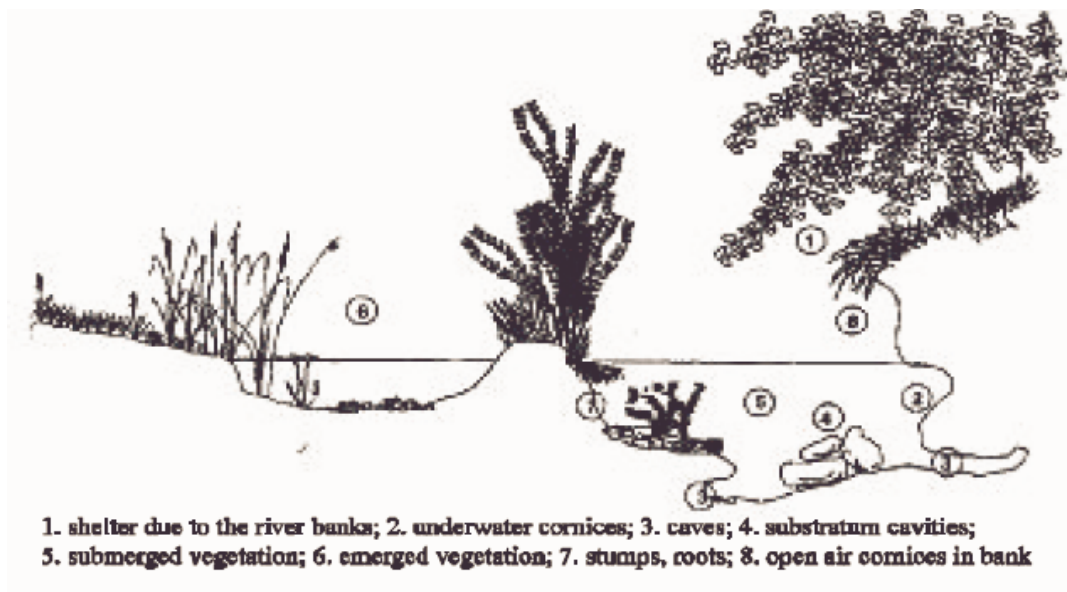


Abbildung 7.4: Querschnitt eines Flussbettes

Nur zur Demonstration der Theorie: die Relation zwischen Pflichtwasserabgabe und der Flussbettmorphologie wird allgemein in folgender Grafik dargestellt

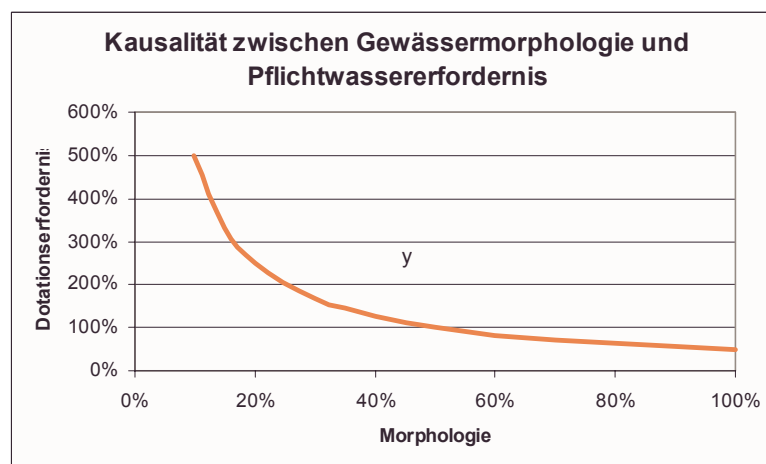


Abbildung 7.5: Relation zwischen Pflichtwasser und der Flussbettmorphologie

Unter den unzähligen Möglichkeiten zur Verbesserung der Morphologie sind beispielsweise: Herstellung von Kolken, mäandrierende Niederwasserrinnen um Fließgeschwindigkeiten zu erhöhen und Wassertiefen zu vergrößern, Gefällsänderungen zur Vergrößerung der Wassertiefen in Form kleiner Abstürze oder Rampen (30-40 cm).

Die Schwierigkeit bei diesen gestaltenden Maßnahmen ist die Haltbarkeit, das bedeutet die Standsicherheit bei Hochwasser und Vorgänge der natürlichen Flussdynamik, die nicht unterschätzt werden sollten.

Einen umfassenden Überblick über die Auswirkungen zusätzlicher Parameter auf den Pflichtwasseranteil (Gefälle, Zubringer, Gewässerstruktur und ähnliches) gibt ein Dokument, verfasst von der ESHA im Rahmen des "Thematic Network on Small Hydroelectric Plants", verfügbar unter der Internetadresse www.esha.be.

7.4.3.2.6 Fischaufstiegshilfen (für stromaufwärts schwimmende Fische)

Anadrome Fische sind solche, die im Süßwasser laichen, aber trotzdem die meiste Zeit ihres Lebens im Ozean verbringen. Katadrome Fische vermehren sich im Ozean, erreichen das Erwachsenenalter im Süßwasser und brauchen durchgängige Wasserwege bei Dämmen und Stauwehren. Es gibt eine große Vielfalt an Gestaltungsformen von Fischaufstiegshilfen, die von der betroffenen Fischpopulation abhängig sind. Andererseits scheinen Süßwasserfische nur begrenzte Zuggebiete zu haben.

Technologien, die sich mit dem Fischaufstieg befassen, gelten als gut entwickelt und selbstverständlich für bestimmte anadrome Fischarten, mit inbegriffen die Lachse. Gemäß der OTA 1995 (Office of Technology Assessment in den USA) gibt es nicht nur eine Lösung für die Gestaltung von Fischaufstiegshilfen für stromaufwärts schwimmende Fische. Eine wirkungsvolle Bauweise von Fischaufstiegen für eine individuelle Anlage erfordert eine gute Kooperation zwischen Ingenieuren und Biologen und ein genaues Verständnis der Standortspezifika. Defekte bei Fischtreppe beruhen zumeist auf einem Mangel an angemessener Obsorge im Rahmen des Betriebes und der Instandhaltung der Anlagenteile.

Die Fischaufstieg kann durch mehrere Einrichtungen gewährleistet werden: Fischleitern, Fischlifte (Aufzüge oder Schleusen), Pumpen und Transportanlagen. Pumpen sind eine sehr umstrittene Methode. Die Anwendung erfolgt überwiegend bei großen Dämmen. Derart hoch technisierte Methoden sind für Kleinwasserkraftwerke eigentlich unüblich. Die große Vielfalt der Bauweisen und Gestaltungsformen von Fischaufstiegshilfen sind die wichtigsten Ansätze bei Kleinwasserkraftwerken. Anlagen- und arten-bezogene Kriterien und wirtschaftliche Aspekte entscheiden letztendlich über die günstigste Vorgehensweise.

Umgehungssysteme (wie bei einem natürlichen Bach ohne Treppen, Becken und Überfällen, Denil-Pässe, Vertikalschlitzpässe sowie Kombinationsformen, usw.) können gestaltet werden, um bodennahe oder oberflächennahe schwimmenden Fischen entgegenzukommen. Wie auch immer, nicht alle Fischarten werden derartige Systeme benützen. Fischlifte und Fischschleusen sind bei Fischen bevorzugt, die keine Aufstiegssysteme annehmen.

Die meist gebräuchliche Fischaufstiegshilfe ist die Fischtreppe mit Becken und Überfällen. In eine Abfolge von Becken wird das Wasser über rechteckige Überfallbereiche weitergeleitet. Diese Becken haben zwei Aufgaben: Sie bieten ruhige Aufenthaltsbereiche und bauen die Energie des die Treppe durchströmenden Wassers ab. Die Größe und die Tiefe dieser Becken müssen auf die Fische, die sie benützen werden, abgestimmt sein. Becken können folgendermaßen hergestellt werden:

- Trennwände mit Schlitzfenstern, sodass Fische und Bodensubstrat passieren können

- Trennwände mit sohnahen Öffnungen, die den Fischen das Passieren erlaubt
- Trennwände mit beiden, vertikalen Schlitzten und bodennahen Öffnungen

Becken, die nur mit Querwänden und sohnahen Schlitzten ausgestattet sind, haben allerdings kaum praktischen Nutzen, weil sie nur den sohnahen Fischen dienen. Lachse brauchen solche Vorrichtungen nicht, da sie über die Trennwände springen können und Nasen sind zum Beispiel keine sohnahen Schwimmer. Das System mit rechteckigen Überfällen (Grafik 6) ist das Älteste, aber zeigt folgende Schwierigkeit auf: Wenn der Oberwasserspiegel schwankt, steigt oder sinkt die Dotation. Der Fischpass bekommt dann entweder zuviel oder zuwenig Wasser.

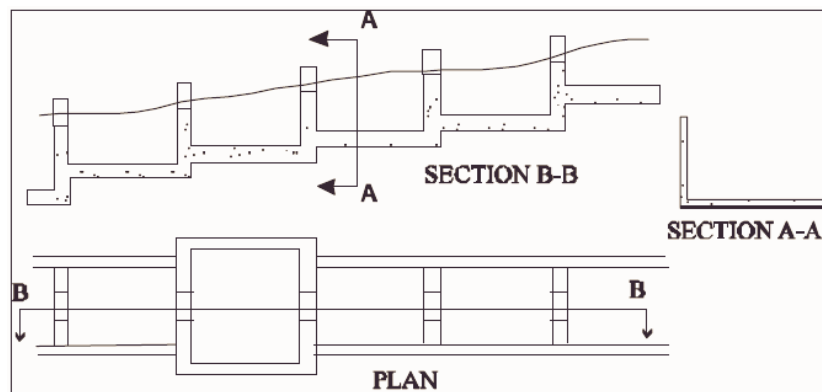


Abbildung 7.6: System einer rechteckigen Überfällen

Des Weiteren würde diese Art von Aufstiegshilfe kein Bodensubstrat transportieren und müsste für diesen Zweck mit sohnahen Öffnungen versehen werden. Bild 13 zeigt eine dieser Aufstiegshilfen, eine rustikale Konstruktion, die für Lachse an einem Fluss in Asturien (Spanien) entworfen wurde.



Bild 7.13: rustikaler Beckenpass

Bild 14 zeigt eine Fischaufstiegshilfe mit vertikalen Schlitten und sohnernen Öffnungen, die üblicherweise zu sehr guten Resultaten führen. Die Form und die Anordnung der Querwände werden in Grafik 5 perspektivisch dargestellt. Die Breite der Becken liegt zwischen 1,2 m und 2,4 m und die Länge variiert zwischen 1,8 m und 3,0 m. Die Fallhöhe zwischen den Becken liegt zwischen 10-30 cm. Nasen erfordern eine Fallhöhe, die nicht größer als 25 cm sein darf. Grundsätzlich sind Größe und Stufenhöhe der Becken von der Fischpopulation abhängig, für die dieser Fischpass errichtet wird. Computerprogramme⁷ optimieren die Breiten und die Länge der Becken, die Fallhöhe zwischen den Becken und die hydraulische Belastung.



Bild 7.14: Fischpass mit vertikalen Schlitten

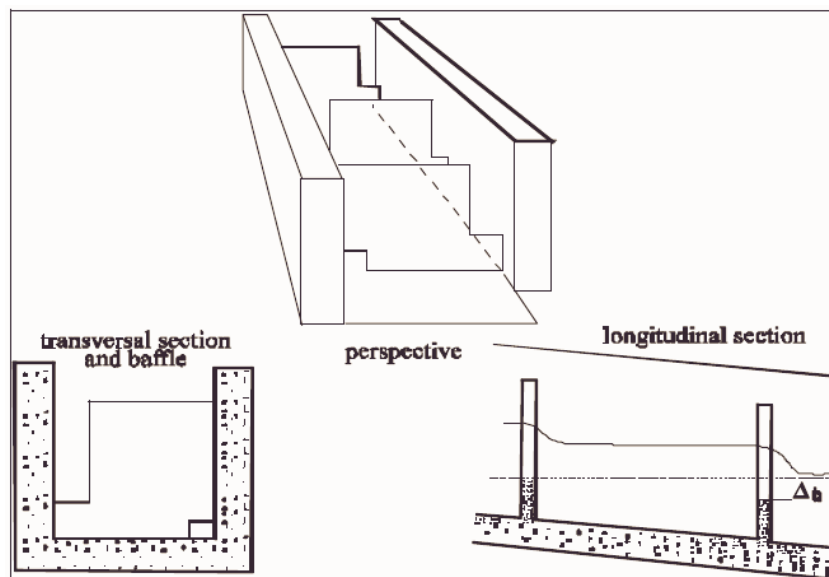


Abbildung 7.7: Trennwände mit vertikalem Schlitz und Sohlöffnung, Querschnitt

Der Vertikalschlitzpass (Abb. 8) ist in den USA sehr populär, in Europa hingegen noch wenig bekannt. Durch diese durchgehenden vertikalen Schlitze können sowohl Fische, als auch Sohlsubstrat passieren. Ein Standardmodell hat Becken mit 2,5 m Breite und 3,3 m Länge, die Schlitze sind 30 cm breit. Die Befürworter dieser Art von Aufstiegshilfe loben ihre hydraulische Stabilität sogar bei starken Durchflussveränderungen.

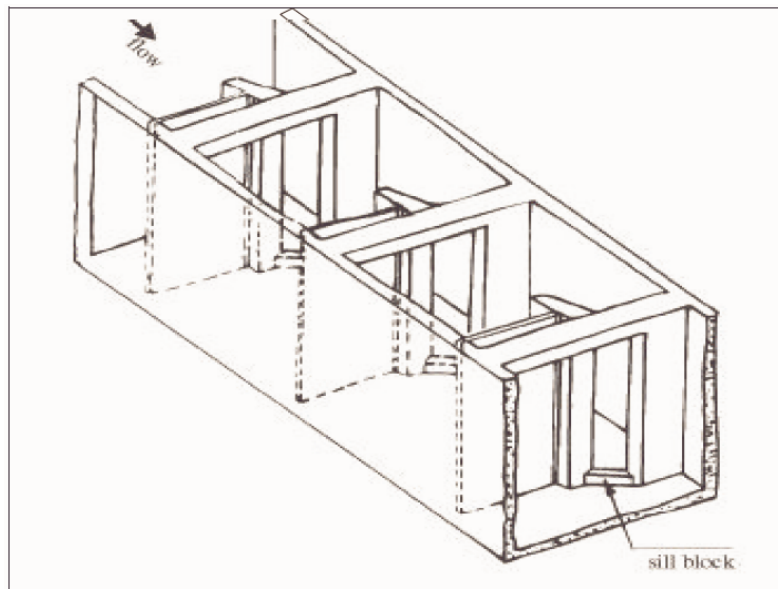


Abbildung 7.8: Vertikalschlitzpass

Der Denil Fischpass (Bild 15) ist steil und besteht aus einer engen Rinne mit Querwänden an der Sohle und an den Seitenwänden, wie in der Grafik zeigt. Diese Querwände bauen die Energie ab und bremsen die Strömungsgeschwindigkeit ab, damit die Fische den Anstieg leichter passieren können.



Bild 7.15: Denil Fischpass

Diese Charakteristik erlaubt es, den Denil Fischpass bei Neigungen bis zu 1:5 zur Anwendung zu bringen. Des Weiteren entsteht ein turbulenter Abfluss, der für viele Fische attraktiver ist, als der Abfluss bei Beckenpässen und sie sind unempfindlich bei variierender Wassertiefe. Dieses System muss nach einer Höhendifferenz von etwa 2 m mit einem Ruhebereich versehen sein.

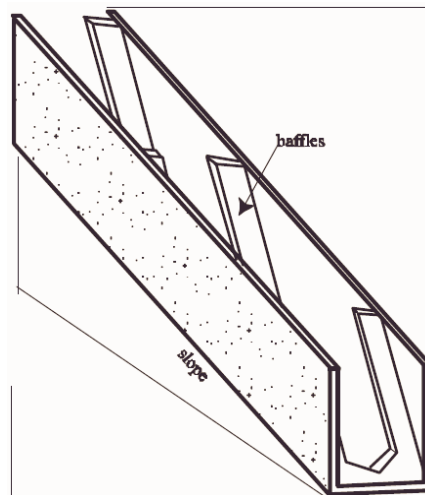


Abbildung 7.9: Rinne und Wände des Denil Fischpasses

Das System nach „Borland“ (Grafik 10) ist eine relativ billige Lösung, um die Fische über einen mittleren Damm vom Unterwasser zum Oberwasser zu geleiten. Die Fische erreichen über eine kleine Fischleiter die unterste Kammer. Dann wird diese Kammer unterwasserseits verschlossen und das System füllt sich von dort bis zum Oberwasserspiegel mit Wasser, das über die oberste Kammer zuströmt. Ist diese gefüllt, werden die Fische von der Lockströmung ins Oberwasser des Dammes geführt.

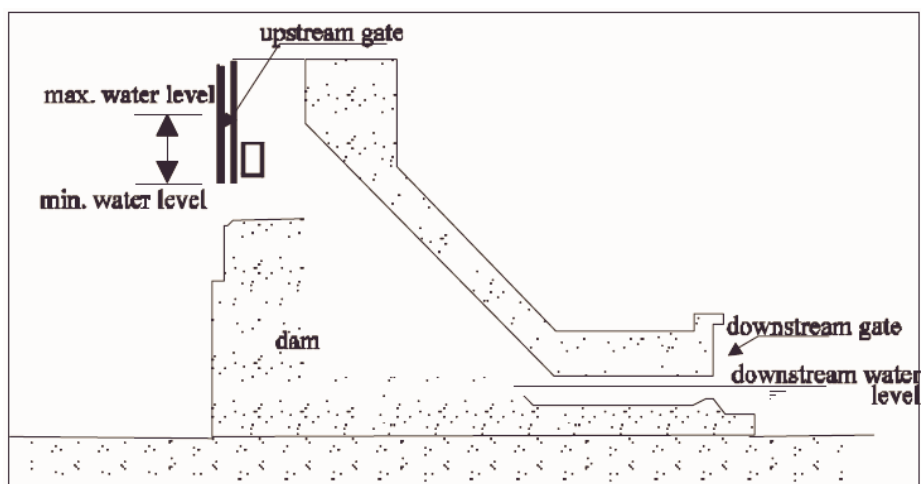


Abbildung 7.10: System nach Borland

Bei höheren Dämmen ist die Installation eines speziell diesem Zweck dienenden Fischliftes wohl am besten. EDF hat in Frankreich umfangreiche Erfahrung mit diesen Fischliften. Der Golfch

Lift beispielsweise machte es nach seiner Inbetriebnahme im Jahre 1989 möglich, zwanzig t von Nasen (etwa 66.000 Individuen), die am Fuße des Damms blockiert wurden, passieren zu lassen. Ansonsten wäre es die einzige Lösung gewesen, die Fische im Unterwasser fangen und sicher ins Oberwasser zu transportieren. Diese Möglichkeit wurde als Alternative überlegt. Nötig dafür wäre ein kleiner Fischpass, um die Fische vom Unterwasser zu einem Becken zu leiten, wo die Tiere mit Hilfe von mechanischen Hilfsmitteln in einem Container gesammelt und auf einen Transporter verladen werden. Eventuell werden die Fische im Container direkt mit einer Seilbahn über die Dammkrone transportiert, um sie dort im Becken wieder auszulassen.

Das wichtigste Kriterium eines Fischpasses – die Lockströmung - ist auch am schwierigsten zu gewährleisten. Sie soll die Fische anziehen, um die maximale Wirksamkeit zu erreichen. Diese Anziehungskraft bringt Fische an das untere Ende des Fischpasses und sollte derart gestaltet sein, die Tendenz wandernder Fische, die auf der Suche nach deutlicher Strömung sind, als Vorteil wahrzunehmen. Andererseits wird diese aber auch gemieden, wenn sie zu stark ist. Die Strömung muss somit stark genug sein, um für Fische anziehender als der Unterwasserkanal oder die Hochwasserentlastung zu sein. Die erforderliche Strömungsgeschwindigkeit am Einstieg in den Fischpass ist von der Fischart abhängig, der die Passage möglich sein soll. Für Lachse und Forellen ist eine Geschwindigkeit von 2 - 3 m/s akzeptabel. Das Fehlen der notwendigen Lockströmung kann zu Wanderungsverzögerungen führen, die Fische werden verwirrt und suchen, im Kreis schwimmend, nach dem Einstieg. Falls es erforderlich ist, sollte Wasser vom Wehrunterwasser in den Fischpass gepumpt werden. Normalerweise kann genug Wasser vom Oberwasser entnommen und dem Fischpass zugeleitet werden. Wenn man mit Lachsen zu tun hat, sollte die Lockströmung zwischen 1 und 2 m/s liegen. Ist das Wasser zu kalt ($< 8^{\circ}\text{C}$) oder zu warm ($> 22^{\circ}\text{C}$) muss die Geschwindigkeit verringert werden, da die Fische träge werden und nicht mehr springen. Zusätzliches „Lockwasser“ kann auch direkt beim Einstieg in den Fischpass eingespeist werden, um die Durchströmung des gesamten Systems zu vermeiden. (Grafik 11).

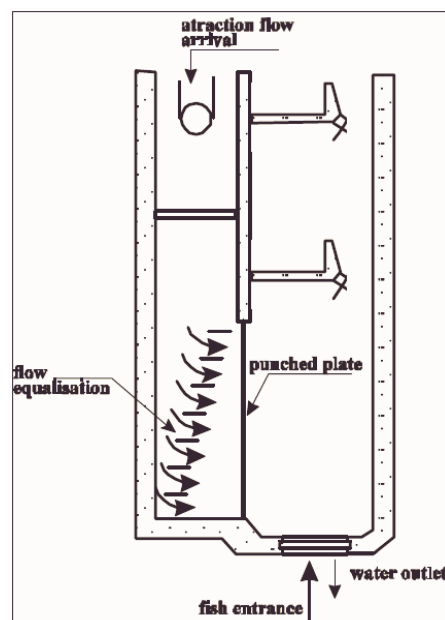


Abbildung 7.11: Einrichtung zur Verbesserung der Lockströmung

Der Einstieg des Fischpasses sollte in der Nähe der Wehr sein, weil Salmoniden dazu neigen, den Einstieg zu suchen indem sie um das Hindernis herum schwimmen. In Niederdruckausleitungskraftwerken sollte der Einlass am Ufer nahe des Kraftwerkes liegen, wie es in Grafik 10 schematisch dargestellt und in Bild 16 gezeigt wird.



Bild 7.16: Kraftwerk, Fischpass links

Der oberwasserseitige Ausstieg aus dem Fischpaß sollte sich nicht in der Nähe Überlaufes befinden, da dort die Gefahr besteht, wieder ins Unterwasser gespült zu werden oder aber in einen zirkulierenden Totwasserbereich, wo die Fische gefangen sind. Fischpässe müssen entweder mit Hilfe eines Zaunes oder durch Abdeckungen von Wilderern geschützt werden,

Der Gebrauch von Fischpumpen ist umstritten und größtenteils noch im Versuchsstadium. Diese Technologie verlässt sich auf die Aquakultur, die lebende Fische derart bewegt. Mehrere Pumpen sind bereits am Markt und neue Modelle sind in Entwicklung. Das Pumpen von Fischen kann wegen der hohen Anzahl von Fischen auf engstem Raum zu Verletzungen führen.

7.4.3.2.7 Fischpässe (stromabwärts schwimmende Fische)

In der Vergangenheit passierten stromabwärts wandernde Fische die Barriere über die Turbine. Die mit dieser Methode mögliche Tötung der Tiere variiert von ein paar Prozent bis zu über 40 %, abhängig vom Turbinendesign und spezifischer von der peripheren Geschwindigkeit des Laufrades. Steigt in einer Francis Turbine die periphere Geschwindigkeit des Laufrades von 12 m/s auf 30 m/s, nimmt damit der Prozentsatz der Mortalität von 5 % auf 35 % zu.

Francis Turbinen haben wegen ihrer Konstruktionsform eine höhere Mortalität als Kaplan Turbinen. Rohrturbinen reduzieren die Rate auf unter 5 %.

Offensichtlich ist die Fallhöhe kein entscheidender Faktor. Eine Turbine mit einer Fallhöhe von 12 m führt zur gleichen Mortalität wie eine Turbine, die mit einer Fallhöhe von 120 m arbeitet. Der Abstand des Laufrades zum Unterwasserspiegel ist hingegen ein sehr wichtiger Faktor, abgesehen von den Auswirkungen der Kavitation. Je höher der Wirkungsgrad einer Turbine, desto geringer ist die Mortalität. Arbeitet eine Turbine konsequent unter voller Auslastung, verursacht sie eine geringere Mortalität, als eine, die im Teillastbereich arbeitet. Mechanische Verletzungen durch die Kollision mit Festkörpern – den Leitschaufeln oder dem Laufrad, der Exposition in Unterdruckbereichen und Schereffekte, erzeugt durch die Überschneidung starker Strömungen in entgegengesetzten Richtungen sind die Hauptgründe für die tödlichen Verletzungen.

In letzter Zeit wird ein innovativer, selbstreinigender, feststehende Einlaufrechen, der keine Fremdenergie benötigt, als Fischschutz verwendet. Dieser Rechen nützt den Coanda¹⁰ Effekt, ein Phänomen strömender Flüssigkeit, wobei die Strömung dazu neigt, der Oberfläche eines festen Körpers in seiner Strömung, zu folgen. Weiters bewirken die V-förmigen, an den Trägern montierten Querstäbe Abschervvorgänge entlang der Oberfläche des Rechens.

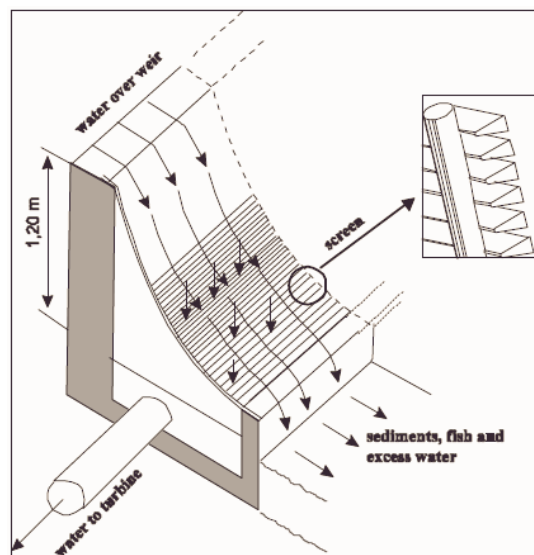


Abbildung 7.12: Coanda Rechen schematisch

Das Wasser strömt durch die Schlitze des Rechens, Abstand 1 cm zum Zulaufbecken der Turbinen. 90 % der suspendierten Feststoffe, deren Geschwindigkeit sich auf der Beschleunigungsplatte erhöht hat, passieren die Oberfläche, und gewährleisten damit den ausgezeichneten Schutz der Turbine. Außerdem wird verhindert, dass aquatische Lebewesen durch diese Schlitze in die Turbine gelangen. Tatsächlich bietet also die glatte Oberfläche des Edelstahlrechens eine ausgezeichnete flußab gerichtete Durchgängigkeit für Fische. Der Rechen kann bis zu 250 l/s.m einziehen. Ein Nachteil dieser Art des Einlaufrechens ist, dass etwa 1 bis 1,20 m Fallhöhe erforderlich sind, damit das Wasser in den Sammelkanal strömen kann. Das kann in Niederdruckanlagen sehr leicht unwirtschaftlich sein. Bild 17 zeigt einen Coanda Rechen.



Bild 7.17: Coanda Rechen in Betrieb

7.4.3.2.8 Fischleitsysteme

Fischleitsysteme und eine Vielfalt alternativer Technologien um stromabwärts schwimmende Wanderfische abzulenken oder anzuziehen waren das jüngste Ziel der Studien des Electric Power Research Institute (EPRI). Diese Technologien beinhalten stroboskopische Lichtanlagen, um Fische abzuweisen, Quecksilber Lichtanlagen, um Fische anzuziehen, einen Geräusch verursachende Apparate, bekannt als „hammer“ um Fische abzuweisen, sowie eine erhebliche Anzahl elektrischer Leitsysteme. Es hat sich allerdings bis jetzt noch nicht gezeigt, ob die Reaktionen der Fische verlässlich sind. Verhaltensleittechnologien sind betriebs –und artenspezifisch und es erscheint unwahrscheinlich, dass Leitsysteme bei unterschiedlichsten hydraulischen Bedingungen genauso verlässlich wie fixe Rechenanlagen arbeiten werden.

Lenksysteme arbeiten, indem sie die natürliche Reaktion von Fischen auf einen Impuls ausnützen, um sie von diesem abzulenken. Einige Lenksysteme wurden getestet und akustische Anlagen wurden als die Effizientesten empfunden. Um Fische mit Hilfe eines Geräusches abzustößen muss der Geräuschpegel hoch genug sein, um, unter Berücksichtigung der Hintergrundgeräusche, eine Reaktion auszulösen. Die Berücksichtigung von Hintergrundgeräuschen ist wichtig, vor allem wenn akustische Systeme in der Nähe von Pumpen und Turbinen eingesetzt werden. Die Signalart, die bei allen Anwendungen die beste Effizienz bewiesen hat, basiert auf einer künstlich erzeugten Wellenform mit schnellem Wechsel in

Amplitude und Frequenz, um dadurch den Gewöhnungseffekt zu reduzieren. Der menschliche Vergleich wäre, wenn man in der Nähe einer heulenden Polizei –oder Ambulanzsirene stehen würde. Es ist einfach unangenehm und man verlässt diesen Ort. Verscheuchung ist normalerweise der beste Grund für Bewegung, die Fische flüchten eilig vor der Gefahrenquelle (z.B. Wassereinlauf) zu einer sicheren Strömung. Das BAFF (Bio Acoustic Fish Fence) System produziert eine „Wand an Unterwassergeräuschen“, indem es sich verdichtete Luft zunütze macht, um ein kontinuierliches Blubbern hervorzurufen, eine Art Vorhang aus niedrig frequenten Geräuschen (variierend zwischen 50 und 500 Hertz) entsteht. Darüber hinaus werden in diesem Blasenvorhang genau definierte hoch frequente Geräusche (bis zu 160 dB) erzeugt, die Geräuschbelastung ist wenige Meter entfernt bereits unbedeutend. Diese, auf einen kleinen Bereich beschränkte Lärmwand, erlaubt den Fischen im verbleibenden Gewässer normal zu reagieren. Grafik 13 illustriert die Anordnung des Systems eines unter Wasser liegenden, akustischen Signalgebers, der die Geräusche in einen ansteigenden Blasenvorhang aussendet, um eine Geräuschwand zu bilden, die die Fische von der Turbinenpassage fern halten soll.

Wie von Mr. Turpenny vom Fawley Aquatic Research Laboratorien Ltd. UK erklärt wurde, ist der Nachteil der Lenksysteme gegenüber konventionellen, mechanischen Abschirmungen, dass sie nicht 100% der Fische fernhalten. Mechanische Abschirmungen haben diesen Nachteil bei entsprechend geringer „Maschenweite“ nicht. Die typischen Wirkungsgrade für Fischleitsysteme liegen zwischen 50 % und 90 %, abhängig von der Art des Systems, den ökologischen Bedingungen und dem Kraftwerk. Die meisten Fische, die diese Barrieren durchdringen, werden wahrscheinlich das Hindernis über die Turbine passieren und setzen sich dadurch dem Risiko der Verletzung aus.

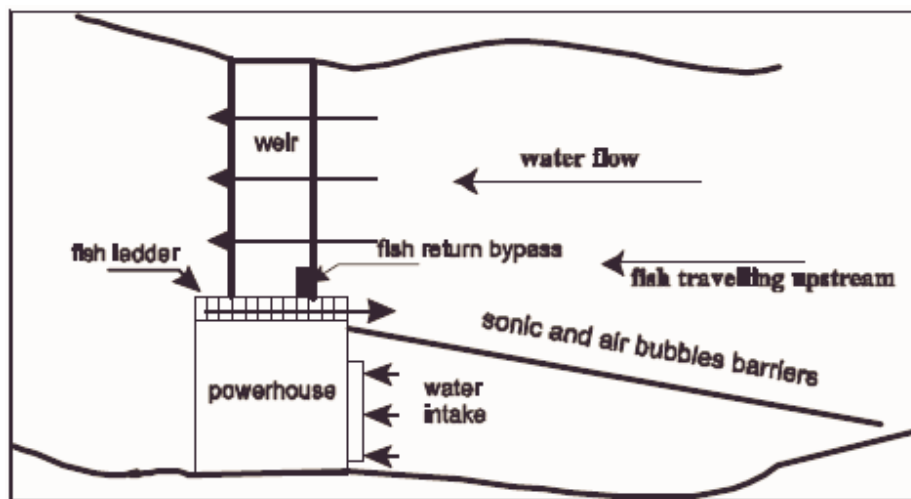


Abbildung 7.13: Bio-akustisches Fischgitter

Umgebungsrouten müssen derart konstruiert werden, dass Fische die Möglichkeit haben, vom Bereich der physischen Barriere zurück in den Fluss zu gelangen.

Die Rechen, die sich beim Einlauf befinden, brauchen keine getrennten Rückführungsleitungen, da die Fische vom strömenden Wasser erfasst werden und häufig über den Überlauf zurück in den Fluss gelangen. Das ist natürlich weniger gefährlich als die Turbinen, kann aber trotzdem

schädlich sein. Überraschenderweise sind hohe Überläufe für Fische nicht unbedingt gefährlicher als niedrigere. Die Aufschlagsgeschwindigkeit, wie durch den Abwurf von Lachsen aus einem Helikopter über einem See festgestellt wurde, wird nach ungefähr 30 m Fall erreicht und bleibt dann konstant. Eicher erwähnt eine experimentelle Sprungschanzenentlastung, mit der die Fische in freiem Fall in ein 80 m tiefer gelegenes Becken geschleudert werden; die Mortalität reduziert sich hier auf nahezu Null.

Wenn die Abschirmung beim Einlauf flussabwärts des Einstieges in den Fischpaß positioniert ist, wird eine Umleitung benötigt, um die Fische in den Fluss zurückzuführen. Entsprechend den Verhaltenseigenschaften kann man von stromabwärts wandernden Fischen nicht erwarten, dass sie stromaufwärts zurück schwimmen und dort eine Passage suchen. Dieser muss sich deshalb am stromabwärts liegenden Ende der Abschirmung befinden, angenommen die Abschirmung ist schräg zur Strömungsrichtung positioniert. Fische schwimmen üblicherweise nur widerwillig durch schmale Öffnungen. Empfehlenswert ist daher eine minimale Breite des Durchlasses von 45 cm, vor allem wenn es sich um jugendliche Lachse handelt. Es ist günstig, wenn die Durchgangsbreite mit vorgefertigten, metallischen Einsätzen regulierbar ist. Somit kann man die Größe der Öffnung reduzieren. Am Einstieg in den Fischpaß sollte für einen kontinuierlichen Anstieg der Fließgeschwindigkeit gesorgt sein und keine plötzlichen Kontraktionen, Aufweitungen oder Krümmungen beinhalten.

Um die Fische vom Einstieg zum Fluss zurückzuführen, können entweder völlig geschlossene Leitungen oder offene Kanäle benutzt werden. Fische begeben sich nicht gerne in Rohrleitungen mit abrupter Änderung der Lichtverhältnisse. Diesbezüglich sind offene Kanäle besser geeignet. Die inneren Oberflächen sollten sehr glatt sein, um Verletzungen bei Fischen zu vermeiden. Hochwertiges Polyäthylen und PVC sind ausgezeichnete Materialien für die Herstellung von Umleitungsrohren.

Plötzliche Veränderungen im Querschnitt sollten wegen der damit verbundenen Turbulenzen und Druckänderungen vermieden werden. In voll gefüllten Leitungen sollte Unterdruck vermieden werden, weil dadurch Fische verletzt oder sogar getötet werden könnten. Der Lufteintrag in einer voll gefüllten Rohrleitung erzeugt hydraulische Turbulenzen und Druckwellen und ist, da dies für Fische schädlich sein kann, zu vermeiden. Die Fließgeschwindigkeit im Kanalabfluss sollte nicht zu hoch sein, damit keine Scherkräfte, die Fische verletzen könnten, hervorgerufen werden. Empfehlenswert sind Geschwindigkeiten um die 0,8 m/s.

7.4.3.3 Im Gelände

Offene Kanäle könnten manchmal ein Hindernis für die freie Wildtierbewegung sein. Um das zu vermeiden und sie keine Barrieren mehr darstellen, werden offene Kanäle heutzutage komplett eingegraben und die natürliche Vegetation wird wiederhergestellt. Andererseits wird das Abdecken/Eingraben von Wasserwegen aus mehreren Gründen als Verlust aquatischer Habitate betrachtet. Es wurde schon von Tieren berichtet, die in offene Kanäle gefallen sind und zufolge des Rechteckquerschnittes keine Chance mehr hatten, heraus zu kommen. Manche wirksamen und relativ preiswerten Leiterkonstruktionen könnten diesbezüglich als „Ausstiegshilfe“ dienlich sein. Weitere Bauarbeiten in Verbindung mit SHP haben keine nennenswerten ökologischen Auswirkungen.

7.4.3.4 Rechengut

Nahezu alle Kleinwasserkraftwerke haben eine Rechenreinigungsmaschine, die Treibgut aus dem Wasser entnimmt, um zu vermeiden, dass es in die Triebwasserwege des Kraftwerks einströmt und dort die elektromechanische Ausstattung beschädigt oder die hydraulischen Bedingungen verschlechtert. Jedes Jahr werden Tonnen dieses Rechengutes (üblicherweise Plastiksäcke, Flaschen, Dosen und andere menschliche Gebrauchsgegenstände genauso können Tierkadaver, Laub oder Schwimmstoffe natürlichen Ursprungs mit dem Wasser mitgeschwemmt werden) aus dem Triebwasser entfernt.

In vielen Ländern gelten Stoffe, sobald sie aus dem Fluss entnommen wurden als Abfall, selbst wenn es sich um organisches Material, wie Laub oder Zweige handelt. Unter diesen Bedingungen können die Stoffe nicht mehr ins Wasser zurückgegeben werden, sondern müssen oft mit hohen Kosten in geeigneter Form beseitigt werden.

Somit spielt die Kleinwasserkraft eine bedeutende Rolle in der Reinigung der Gewässerläufe. Dieser Vorteil für die Umwelt wird oft nicht anerkannt, stellt aber eindeutig eine positive Auswirkung der Kleinwasserkraft dar und sollte deshalb ehrlicherweise berücksichtigt werden. Geeignete Unterstützungsmaßnahmen sollten die daraus resultierenden finanziellen Belastungen für die Kraftwerksbetreiber reduzieren. (z.B. Reduktion der Deponiekosten, Erlaubnis einer unterschiedlichen Behandlung biogenen und nicht biogenen Materials)

7.5 Auswirkungen durch Stromleitungen

7.5.1 Visuelle Auswirkungen

Oberirdisch geführte Stromleitungen können ein störender Faktor im Landschaftsbild sein. Diese Auswirkungen können entweder durch die farbliche Abstimmung der Leitungen, oder in extremen Fällen durch Verlegung eines Erdkabels gemildert bzw. beseitigt werden.



Bild 7.18 Optische Auswirkung einer freistehenden elektrischen Anlage

Die optimale technische und wirtschaftliche Lösung bei der Trassierung einer Stromleitung führt oft zu den negativsten, ästhetischen Einflüssen. Um optimale Bodenfreiheit zu gewährleisten,

sind die Stützen auf Bergkuppen platziert, wo sie ein sehr dominantes Element in der Landschaft darstellen. Möglichst wenig Richtungswechsel in der Leitung reduzieren die Anzahl der Stützen und dadurch die Kosten. In ästhetischer Hinsicht hingegen würden statt gerader Leitungstrassen häufige Richtungswechsel unter Berücksichtigung der Topographie und des Landschaftsbildes, bevorzugt werden.

In sensiblen Gebirgsregionen, wo Kraftwerke errichtet wurden, können Freileitungen das Landschaftsbild dominieren und dadurch ihre Schönheit beeinflussen. Es muss aber festgehalten werden, dass Freileitungen nicht an die Existenz von Kleinwasserkraftwerken gebunden sind. Auch kleine, hoch liegende Gebirgsdörfer, haben Bedarf an Elektrizität, um das Gebiet bewohnen zu können, und diese Energie erfordert, mit Ausnahme der Stromerzeugung durch photovoltaische Systeme, Stromleitungen. Es ist eine Tatsache, dass mit einer an die großen landschaftlichen Formen angepassten Trassierung der Leitungen und mit sorgfältiger Gestaltung der Stützen, diese störenden Auswirkungen relativ einfach gemildert werden können. Beispielsweise im Cordinanes Kraftwerk wurde die Trafoanlage und die Stromableitungen vor der Öffentlichkeit verborgen, wodurch die Situation deutlich verbessert wurde. Allerdings war es eine kostspielige Lösung und ist somit nur bei Kraftwerken anwendbar, die ausreichend profitabel sind.

7.5.2 Gesundheitliche Auswirkungen

Zusätzlich zum visuellen Eingriff mögen sich manche Menschen, wegen der anerkannten Gefahr der gesundheitlichen Auswirkungen durch elektromagnetische Felder, nicht längere Zeit unter Freileitungen aufhalten. Abgesehen von der Tatsache, dass dieses Risiko nur unter Hochspannungsleitungen gegeben ist und niemals im Zusammenhang mit einem Kleinwasserkraftwerk, gibt es auch nach mehreren Jahren widersprüchlicher Befunde diesbezüglich noch kein endgültiges wissenschaftliches Ergebnis.

7.6 Zusammenfassung

In den letzten zwei Jahrzehnten hat eine beträchtliche Anzahl neu errichteter Kraftwerke gezeigt, dass auch unter stark einschränkenden ökologischen Bedingungen das friedliche und nachhaltige Nebeneinander von Kleinwasserkraft und Umwelt möglich ist. In der Kleinwasserkraft ist es wesentlich einfacher, umweltschutzbedingte Anforderungen zu erfüllen, als im Gebiet der großen Wasserkraft, wo technische Belange eher weniger flexibel gehandhabt werden können. Trotzdem ist die Nutzung der Kleinwasserkraft nicht prinzipiell frei von ökologischen Problemen; die große Auswahl an effektiven, mildernden Maßnahmen bietet viele sinnvolle Lösungswege für verantwortliche, aufgeschlossene und erfahrene Planer. Kleinwasserkraft und Umweltschutz sind keine gegensätzlichen Ziele, sondern vielmehr eine außergewöhnlich interessante und aufregende Herausforderung.

Literaturverzeichnis

- 1 By Bernhard Pelikan (ÖVFK), Luigi Papetti (Studio Frosio) and Celso Penche (ESHA)
- 2 European Commission - "Externalities of Energy - Volume 6 Wind and Hydro" EUR 16525 EN
- 3 S. Palmer. "Small scale hydro power developments in Sweden and its environmental consequences".
HIDROENERGIA 95 Proceedings. Milano
- 4 F. Monaco, N. Frosio, A. Bramati, "Design and realisation aspects concerning the recovery of an energy head inside a middle European town" HIDROENERGIA 93, Munich
- 5 J. Gunther, H.P. Hagg, "Vollständig überflutetes Wasserkraftwerk Karlstor/Heidelberg am Neckar",
HIDROENERGIA 93, Munich
- 6 European Commission - "Externalities of Energy - Volume 6 Wind and Hydro" EUR 16525 EN.
- 7 Santos Coelho & Betamio de Almeida, "A computer assisted technique for the hydraulic design of fish ladders in S.H.P." HIDROENERGIA 95, Munich
- 8 J Osborne . New Concepts in Fish Ladder Design (Four Volumes), Bonneville Power Administration, Project 82-14, Portland, Oregon, 1985
- 9 Department of Energy, Washington, USA. "Development of a More Fish-Tolerant Turbine Runner"
(D.O.E./ID.10571)
- 10 Dulas Ltd. Machynllyth, Powys, Wales SY20 8SX. e-mail dulas@gn.apc.org "Static screening systems for small hydro". HIDROENERGIA 97 Conference Proceedings, page 190
- 11 James J. Strong. "Innovative static self-cleaning intake screen protects both aquatic life and turbine equipment"
HYDRO88 Conference papers.
- 12 D.R. Lambert, A. Turpenny, J.R. Nedwell "The use of acoustic fish deflection systems at hydro stations",
Hydropower & Dams Issue One 1997

8.	WIRTSCHAFTLICHE ANALYSE.....	259
8.1	Einleitung.....	259
8.2	Grundsätzliche Überlegungen.....	259
8.3	Zeitwert des Geldes.....	262
8.4	Methoden der wirtschaftlichen Bewertung.....	266
8.4.1	Statistische Methoden.....	266
8.4.2	Dynamische Methode.....	267
8.4.3	Beispiele.....	270
8.5	Tarife und Anreize.....	277

LISTE DER ABBILDUNGEN

Abbildung 8.1:	Spezifische Kosten der installierten Leistung	260
Abbildung 8.2:	Investitionskosten der installierten Leistung für definierte Fallhöhen	261
Abbildung 8.3:	ESTIR spezifische Investitionskosten für ein kleines Wasserkraftwerk	261

LISTE DER TABELLEN

Tabelle 8.1:	Barwertfaktoren für unterschiedliche Zeiträume n und mögliche Kosten r	266
Tabelle 8.2:	Cashflow Analyse	272
Tabelle 8.3:	Kapitalwert in Abhängigkeit von Diskontfaktor und Lebensdauer	273
Tabelle 8.4:	$R_{b/c}$ in Abhängigkeit von Diskontfaktor und Lebenszeit	274
Tabelle 8.5:	Kapitalwert, $R_{b/c}$ and IRR bei unterschiedlichen Tarifen (wenn r 8% beträgt über einen Zeitraum von 35 Jahren)	274
Tabelle 8.6:	Beispiel B – Jährlicher Cashflow bei Fremdfinanzierung	275
Tabelle 8.7:	Finanzanalyse von mehreren Kraftwerken in Europa	276
Tabelle 8.8:	Rücklieferatarife für Kleinwasserkraftwerke in den EU Mitgliedsstaaten	278

8. WIRTSCHAFTLICHE ANALYSE¹

8.1 Einleitung

Die Investition in ein kleines Wasserkraftwerk bedeutet einerseits bestimmte Ausgaben, verteilt auf die Lebensdauer der Anlage und verschafft andererseits ein Einkommen verteilt auf den gleichen Zeitraum. Die Aufwendungen beinhalten einige fixe Anteile - die Kapitalkosten, die Versicherung, weitere Steuern neben der Einkommenssteuer, etc. - und variable Komponenten – Betriebskosten und Instandhaltungskosten. Am Ende des Kalkulationszeitraumes, üblicherweise durch die Bewilligungsdauer begrenzt, ist der Restwert der Anlage normalerweise positiv trotz einiger administrativer Anforderungen einer Stilllegung der Anlagen, auf die die Behörde bestehen könnte. Die wirtschaftliche Analyse vergleicht die verschiedenen möglichen Projektsalternativen zur Wahl der kostengünstigsten Variante oder auch des Abbruch des Projekts.

Vom wirtschaftlichen Standpunkt aus betrachtet unterscheidet sich ein Wasserkraftwerk von einem konventionell Kraftwerk dadurch, dass die anfänglichen Investitionskosten pro kW viel höher, die Betriebskosten jedoch, da kein Bedarf an Brennstoff vorliegt, extrem niedrig sind,

Die wirtschaftliche Analyse kann den Effekt der Inflation mit einbeziehen oder auch weglassen. Mit konstanten monetären Werten zu arbeiten hat den Vorteil, dass die Analyse unabhängig von der Inflationsrate zu machen ist. Eine Bewertung ist so leichter anzustellen, weil sie sich auf einen zeitlich nahen Punkt bezieht, das bedeutet, sie erfolgt in einer Werteinheit mit aktueller Kaufkraft. Falls es Grund für die Annahme gibt, dass einige Faktoren sicher durch die Inflationsrate beeinflusst werden, sollten diese aber unter Berücksichtigung der Inflationsrate behandelt werden. Wenn wir als Beispiel von Stromtarifen ausgehen, die z.B. um zwei %-Punkte weniger als die Inflation steigen, während die verbleibenden Inputfaktoren konstant bleiben, sollte der Strompreis um 2 % pro Jahr reduziert werden.

8.2 Grundsätzliche Überlegungen

Die Abschätzung der Investitionskosten stellt den ersten Schritt einer wirtschaftlichen Berechnung dar. Für eine vorläufige Annäherung kann sich diese Abschätzung auf die Kosten ähnlicher Anlagen stützen. IDAE (Instituto para la Diversificación y Ahorro de Energía, Spanien) analysiert in ihrer Veröffentlichung „Minicentrales Hidroeléctricas“² die Kosten verschiedener Bauteile einer Kraftwerksanlage - Wehr, Einlaufbauwerk, Kanal, Rohrleitungen Krafthaus, Turbinen, Generatoren, Transformatoren und Stromleitungen. J. Fonkenelle veröffentlichte für Niederdruckanlagen Monogramme³. DNAEE entwickelte ein Computerprogramm namens FLASH⁴ für Kleinwasserkraft-Machbarkeitsstudien.

Weiters sind einige Softwareprogramme erhältlich, die bei der Analyse eines potentiellen Standortes hilfreich sind. Für den PC geeignet sind z.B. HydrA⁵ und Hydrosoft⁶ im Internet vorhanden und können zumeist herunter geladen werden. Manche dieser Programme sind auf bestimmte Regionen oder Länder speziell zugeschnitten, andere sind mehr generell. Die RETScreen Software⁷ (Vorstudie) ist ein generelles, gratis zugängliches Softwarepaket mit einer

online Gebrauchsanleitung. Es ermöglicht dem Benutzer, die vorläufige Bewertung der Energie Produktion, die Kosten und die wirtschaftliche Güte abzuschätzen.

Falls sich herausstellt, dass die Projektidee überragendes technisches Potential hat, ist der Schlüssel zu einer erfolgreichen Weiterentwicklung des Projektes eine wirtschaftliche Analyse, die letztlich exakte Angaben hinsichtlich der voraussichtlich benötigten Kosten erbringt. Im Rahmen dieser Analyse ist die Abschätzung der voraussichtlichen spezifischen Kosten (€/kW) von essentieller Bedeutung.

In seinem Beitrag anlässlich der HIDROENERGIA'97 stützt sich H. Pauwels von DG TREN, früher DGXVII auf das THERMIE Programm. Die Darstellung fasst die Daten für Kleinkraftwerksanlagen aus dem oben angeführten EU-Programm zusammen und bezieht sich auf die Investitionskosten in €/kW für unterschiedliche Kraftwerksgrößen und Fallhöhen. Möglicherweise nicht überraschend werden zwei Charakteristika durch dieses Diagramm klar: Kosten steigen bei sinkender Fallhöhe und geringer werdender Kraftwerksgröße. Die Schlussfolgerung ist, dass sich bei kleinen Anlagen (weniger als 250 kW) und Niederdruckanlagen (weniger als 15 m) die höchsten spezifischen Kosten ergeben.

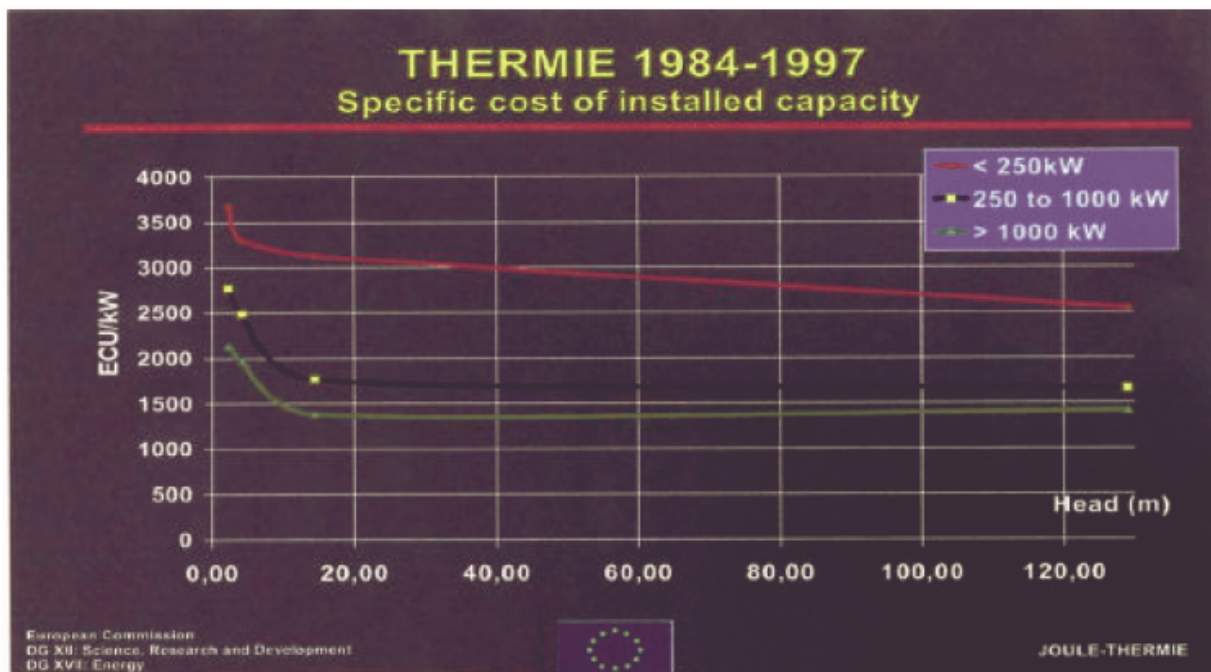


Abbildung 8.1: Spezifische Kosten der installierten Leistung

Ebenso wurden anlässlich der HIDROENERGIA'97 auf Basis des Computerprogrammes Hydrosoft Kurven in Bezug auf Investitionskosten in €/kW und die installierte Leistung (zwischen 100 kW und 10 MW) für Niederdruckanlagen, mit 2, 3, 4, und 5 m Fallhöhe präsentiert.

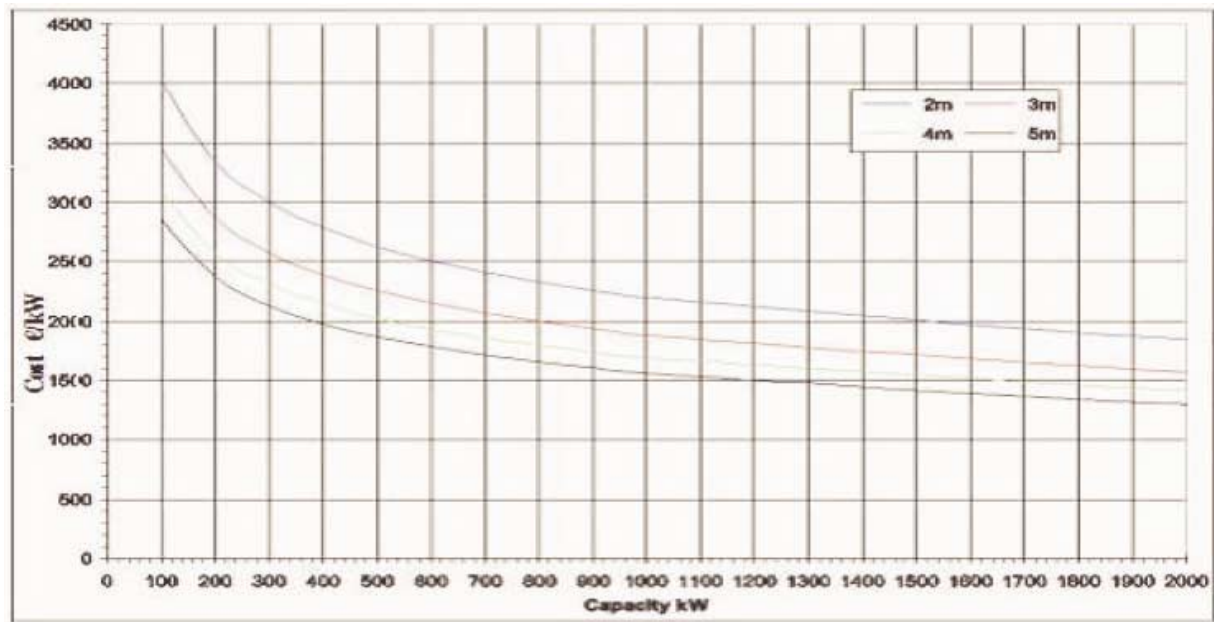


Abbildung 8.2: Investitionskosten der installierten Leistung für definierte Fallhöhen

Aktuellere Zahlen von ESTIR⁸, vom Dezember 2002, zeigen speziell die Investitionskosten für Kleinwasserkraftwerke und Anlagengröße (keine Relation zur Fallhöhe). In folgender Abbildung zeigt sich eine beträchtliche Bandbreite.

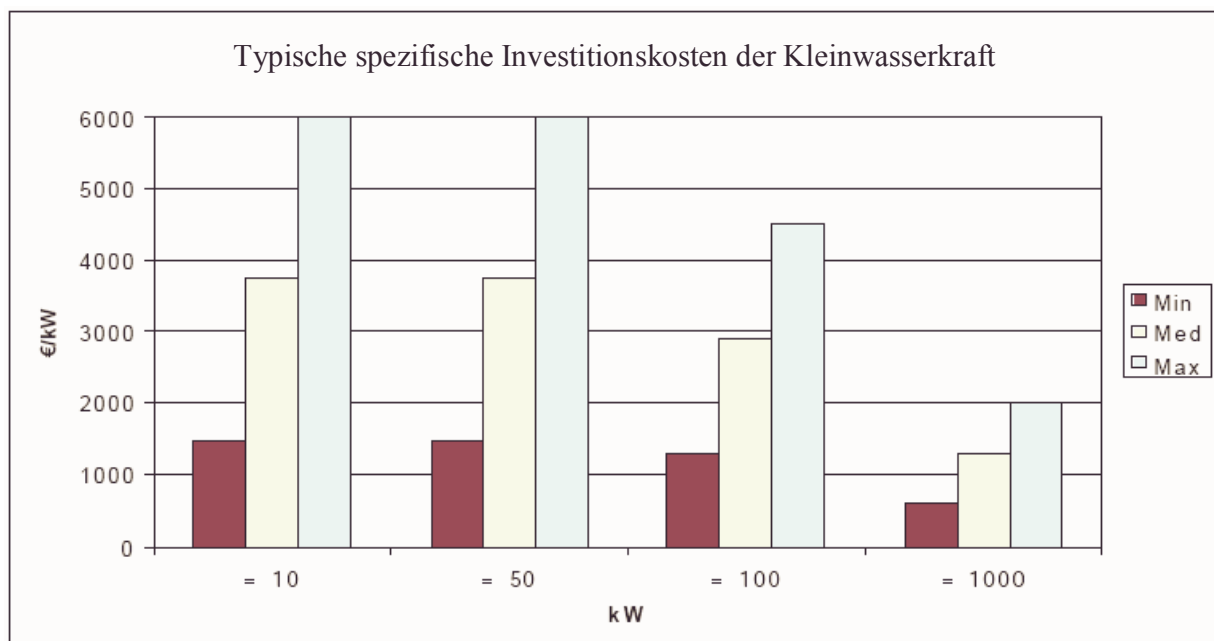


Abbildung 8.3: ESTIR spezifische Investitionskosten für ein kleines Wasserkraftwerk

Diese Grafik weist darauf hin, dass im unteren Leistungssegment die Investitionskosten in extremen Fällen etwa 6000 €/kW erreichen können.

Wie auch immer, eine Kostenabschätzung ist für die wirtschaftliche Analyse essentiell und als zweiten Schritt ist es erforderlich, einen Vorentwurf auszuarbeiten, der alle prinzipiellen Bauteile des Werkes einschließt. Auf dieser Basis kann man sich Angebotspreise für Anlagenteile von den Lieferanten einholen. Man sollte bedenken dass diese Preise nicht als fix angenommen werden können, solange keine Spezifizierungen und ein Liefertermin vereinbart wurde. Dies wird später im Zusammenhang mit dem Entwurf- und Entscheidungsprozeß behandelt.

Man darf nicht vergessen, dass bei einem netzgekoppelten Kraftwerk auch die Investitionskosten der Verbindungsleitung inkludiert sein müssen, weil je nach nationaler Gesetzgebung die Leitung, obwohl sie manchmal auch ins Eigentum des Netzbetreibers übergeht, immer auf Kosten des Kraftwerksbetreibers errichtet wird. Ein Kraftwerk nahe einer Netzverbindung wird immer billiger sein als eines weit weg davon. Dasselbe kann bei Telefonleitungen gesagt werden. In einem unbemannten Kraftwerk wird häufig eine Telefonleitung zur Übertragung von Daten und Alarmsignalen genutzt, obwohl es gelegentlich günstiger ist, die Übertragungsleitung selbst als Verbindung zu verwenden. Die Verwendung des digitalen Mobiltelefonnetzes ist auch im Steigen, da es inzwischen ausreichend Sicherheit bietet.

8.3 Zeitwert des Geldes

Der „Zeitwert des Geldes“ heißt, dass ein Euro, den man heute erhält, mehr wert ist als ein Euro, den man zu einem zukünftigen Zeitpunkt erhält, da man den Euro heute investieren könnte, um Zinsen zu bekommen. Eine Analyse über den Zeitwert des Geldes stützt sich generell auf die Beziehung zwischen einem bestimmten Geldbetrag, einem bestimmten Zeitraum und einem bestimmten Zinnsniveau.

Ein Investitionsprojekt berücksichtigt Einnahmen und Ausgaben, die zu unterschiedlichen Zeitpunkten stattfinden. In jeder wirtschaftlichen Analyse, die wirtschaftliche Werte inkludiert, gibt es immer zwei Variable, nämlich Geld und Zeit.

Ein bestimmter Geldbetrag der zu einem gewissen Zeitpunkt bezahlt oder entgegengenommen wird hat einen anderen Wert, wäre er zu einem andern Zeitpunkt bezahlt oder entgegengenommen worden. Geld kann in einem gewissen Zeitraum mit der Garantie auf einen bestimmten Gewinn investiert werden. Der Begriff ‚Barwert‘ steht für den momentanen Wert eines zukünftigen Geldbetrages oder einer Reihe von Zahlungen, berechnet mit einem gegebenen Zinssatz. Um den aktuellen Barwert (PV) für ein zukünftigen Geldbetrag festzulegen oder den zukünftigen Wert (FV) zu berechnen, diskontiert mit einem gegebenen Zinssatz „r“ für eine Anzahl von Jahren „n“ gilt die folgende Formel:

$$PV_0 = \frac{FV_n}{(1+r)^n} = \frac{1}{(1+r)^n} FV_n \quad (8.1)$$

Den Ausdruck $1/(1+r)^n$ nennt man „Barwertfaktor“ (PVF) Tabelle 8.1 zeigt den Wert dieses Multiplikators anhand verschiedener Zinssätze und Zeiträume. Deshalb folgen für den Zinssatz r,

die Kosten C_n (oder den Gewinn B_n), ausgegeben oder eingenommen im Jahre n , diskontiert auf das Jahr 0 der Gleichung:

$$C_0 = \left[\frac{1}{(1+r)^n} \right] C_n \quad (8.2)$$

Der Bruchausdruck innerhalb der eckigen Klammern ist der ‚Barwertfaktor‘. Um den vergleichbaren Wert eines gegebenen Geldbetrages, empfangen oder ausgegeben zu einem anderen Zeitpunkt, kann die oben angeführte Formel verwendet werden oder man ermittelt den Barwertfaktor aus der linken Spalte der Tabelle 8.1 und multipliziert ihn mit dem gegebenen Betrag. Hätte ein Investor z.B. die Möglichkeit 8 % zu verdienen, würde er, wenn er 1500 € in 5 Jahren erhielte, jetzt 1020,9 € bekommen.

$$\left[\frac{1}{(1+0.08)^5} \right] 1500 = \text{€}1020.9$$

Geldflüsse zu unterschiedlichen Zeitpunkten können durch Anwendung der genannten Formel, verfügbar in einer Tabellenkalkulation oder mittels Tab. 8.1 auf eine gemeinsame Basis gestellt werden. In Tabelle 8.1 sind die Diskontfaktoren berechnet aus genannter Diskontformel für verschiedene Zeiträume und Kosten (ausgedrückt als Zinssatz r) berechnet. Die Zeiträume können Jahre, Quartale, Monate, etc. sein und der Zinssatz wird dem Zeitraum entsprechend angenommen (wenn r der jährliche Zinssatz ist, dann ist $r/4$ der Zinssatz einem Quartals und $1/12 r$ der eines Monats).

Mit dem Konzept des Barwertes einer zukünftigen Zahlung können die Investoren den jetzigen Wert des zukünftigen Verkaufspreises eines Kleinwasserkraftwerks berechnen. Die Formel hilft zu verstehen dass eine heute getätigte Investition in der Zukunft zu einem viel höheren Preis verkauft werden muss, wenn die Investition vom wirtschaftlichen Standpunkt aus interessant sein soll. Obwohl der zukünftige Barwert für die Lösung aller sich ergebender Barwertprobleme verwendet werden kann, ist es bequemer, einen zweiten mathematischen Ausdruck zu definieren um den arithmetischen Prozess zu beschleunigen: den Barwert einer Jahresrente. Eine Jahresrente ist eine Serie gleicher Zahlungen über einen gewissen Zeitraum verteilt. Der Barwert einer Jahresrente über n Jahre mit der jährlichen Zahlung C (am Beginn oder am Ende des ersten Jahres) wird sich als Produkt aus C und einem Faktor a_n ergeben, der gleich ist der Summe der Barwertfaktoren v .

$$a_n = v^1 + v^2 + v^3 \dots + v^n$$

Es kann gezeigt werden, dass

$$a_n = \frac{1 - v_n}{r} = \frac{(1+r)^n - 1}{r(1+r)^n} = \frac{1 - (1+r)^{-n}}{r} \quad (8.3)$$

Annuitäten sind Zahlungen, die regelmäßig über einen bestimmten Zeitraum „n“ erfolgen. Wenn „C“ die jährliche Zahlungsrate und „PVA“ der Barwert der Annuität ist, können wir den Barwert auch als Summe der zukünftigen Zahlungen, diskontiert mit dem Zinssatz „r“ sehen:

$$PVA_n = C \left[\sum_{t=1}^n \frac{1}{(1+r)^t} \right] = C \frac{1 - \frac{1}{(1+r)^n}}{r} = C \frac{1 - (1+r)^{-n}}{r} = C * a_n \quad (8.4)$$

Beispielsweise ergibt sich der Barwert einer Zahlungsserie von 200 € über 3 Jahre, beginnend am Ende des ersten Jahres, durch die Gleichung 8.4 und dem PVF in der rechten Spalte von Tabelle 8.1. Vorausgesetzt ist ein Zinssatz r von 8 %:

$$PVA_3 = 200 \left[\sum_{t=1}^3 \frac{1}{(1+0.08)^t} \right] = 200 \frac{1 - \frac{1}{(1+0.08)^3}}{0.08} = 200 \frac{1 - (1+0.08)^{-3}}{0.08} = 200 * 2.5771 = 515.42€$$

Das Konzept des Barwertes einer Jahresrate erlaubt die Bewertung, wie viel die jährlichen Stromverkaufseinnahmen aus dem Kleinwasserkraftwerk für den Investor wert sind. Mit einem Strompreis von 4 €/kWh und einer jährlichen Produktion von 100.000 kWh ergeben sich jährliche Einnahmen (die Jahresrente) von 4.000 €. Welchen Wert hätte dieser Einnahmenstrom gegenwärtig für den Investor bei einer Laufzeit von 10 Jahren und einem Zinssatz von 8%? Wieder die Anwendung von Formel 8.4 und die Werte von Tabelle 8.1:

$$PVA_{10} = 4000 \frac{1 - \frac{1}{(1+0.08)^{10}}}{0.08} = 4000 * 6.7101 = 26840.4€$$

Tabelle 8.1: Barwertfaktoren für unterschiedliche Zeiträume n und mögliche Kosten r

n/r	Single payment				Uniform series of payments			
	6%	8%	10%	12%	6%	8%	10%	12%
1	0.9434	0.9259	0.9091	0.8929	0.9434	0.9259	0.9091	0.8929
2	0.8900	0.8573	0.8264	0.7972	1.8334	1.7833	1.7355	1.6901
3	0.8396	0.7938	0.7513	0.7118	2.6730	2.5771	2.4869	2.4018
4	0.7921	0.7350	0.6830	0.6355	3.4651	3.3121	3.1699	3.0373
5	0.7473	0.6806	0.6209	0.5674	4.2124	3.9927	3.7908	3.6048
6	0.7050	0.6302	0.5645	0.5066	4.9173	4.6229	4.3553	4.1114
7	0.6651	0.5835	0.5132	0.4523	5.5824	5.2064	4.8684	4.5638
8	0.6274	0.5403	0.4665	0.4039	6.2098	5.7466	5.3349	4.9676
9	0.5919	0.5002	0.4241	0.3606	6.8017	6.2469	5.7590	5.3282
10	0.5584	0.4632	0.3855	0.3220	7.3601	6.7101	6.1446	5.6502
11	0.5268	0.4289	0.3505	0.2875	7.8869	7.1390	6.4951	5.9377
12	0.4970	0.3971	0.3186	0.2567	8.3838	7.5361	6.8137	6.1944
13	0.4688	0.3677	0.2897	0.2292	8.8527	7.9038	7.1034	6.4235
14	0.4423	0.3405	0.2633	0.2046	9.2950	8.2442	7.3667	6.6282
15	0.4173	0.3152	0.2394	0.1827	9.7122	8.5595	7.6061	6.8109
16	0.3936	0.2919	0.2176	0.1631	10.1059	8.8514	7.8237	6.9740
17	0.3714	0.2703	0.1978	0.1456	10.4773	9.1216	8.0216	7.1196
18	0.3503	0.2502	0.1799	0.1300	10.8276	9.3719	8.2014	7.2497
19	0.3305	0.2317	0.1635	0.1161	11.1581	9.6036	8.3649	7.3658
20	0.3118	0.2145	0.1486	0.1037	11.4699	9.8181	8.5136	7.4694
21	0.2942	0.1987	0.1351	0.0926	11.7641	10.0168	8.6487	7.5620
22	0.2775	0.1839	0.1228	0.0826	12.0416	10.2007	8.7715	7.6446
23	0.2618	0.1703	0.1117	0.0738	12.3034	10.3711	8.8832	7.7184
24	0.2470	0.1577	0.1015	0.0659	12.5504	10.5288	8.9847	7.7843
25	0.2330	0.1460	0.0923	0.0588	12.7834	10.6748	9.0770	7.8431
26	0.2198	0.1352	0.0839	0.0525	13.0032	10.8100	9.1609	7.8957
27	0.2074	0.1252	0.0763	0.0469	13.2105	10.9352	9.2372	7.9426
28	0.1956	0.1159	0.0693	0.0419	13.4062	11.0511	9.3066	7.9844
29	0.1846	0.1073	0.0630	0.0374	13.5907	11.1584	9.3696	8.0218
30	0.1741	0.0994	0.0573	0.0334	13.7648	11.2578	9.4269	8.0552
31	0.1643	0.0920	0.0521	0.0298	13.9291	11.3498	9.4790	8.0850
32	0.1550	0.0852	0.0474	0.0266	14.0840	11.4350	9.5264	8.1116
33	0.1462	0.0789	0.0431	0.0238	14.2302	11.5139	9.5694	8.1354
34	0.1379	0.0730	0.0391	0.0212	14.3681	11.5869	9.6086	8.1566
35	0.1301	0.0676	0.0356	0.0189	14.4982	11.6546	9.6442	8.1755
36	0.1227	0.0626	0.0323	0.0169	14.6210	11.7172	9.6765	8.1924
37	0.1158	0.0580	0.0294	0.0151	14.7368	11.7752	9.7059	8.2075
38	0.1092	0.0537	0.0267	0.0135	14.8460	11.8289	9.7327	8.2210
39	0.1031	0.0497	0.0243	0.0120	14.9491	11.8786	9.7570	8.2330
40	0.0972	0.0460	0.0221	0.0107	15.0463	11.9246	9.7791	8.2438

8.4 Methoden der wirtschaftlichen Bewertung

Obwohl die Methode des Rückzahlungszeitraumes am einfachsten zu rechnen ist, liegt dennoch meist das Interesse auf dem Barwert und dem internen Zinsfuß. Diese Methoden berücksichtigen eine große Zahl von Faktoren und sind insbesondere für den Zeitwert des Geldes gemacht.

Vergleicht man die Investitionen bei unterschiedlichen Projekten ist die einfachste Methode, das Verhältnis der Gesamtinvestitionen zur Ausbauleistung (€/kW) (spezifische Kosten der Leistung) oder das Verhältnis der Gesamtinvestitionen zur jährliche Energieproduktion (€/kWh) (spezifische Kosten der Arbeit) zu ermitteln.

Diese Vorgehensweise bestimmt zwar nicht die Rentabilität einer gegebenen Anlage, da die Einnahmen nicht berücksichtigt werden aber sie erbringt ein erstes Bewertungskriterium.

8.4.1 Statistische Methoden

8.4.1.1 Rückzahlungsmethode

Die Rückzahlungsmethode ermittelt eine Anzahl von Jahren die erforderlich sind, um das investierte Kapital durch die einkommenden Erträge wieder zu erwirtschaften. Die erforderliche Zahl an Jahren wird Amortisationszeit, Rückzahlungszeitraum oder Gewinnschwelle genannt. Der Ansatz ist Folgender:

$$\text{Rückzahlungszeitraum} = \text{Investitionskosten} / \text{Netto Jahreseinkommen}$$

Dieses Verfahren vernachlässigt allerdings jene Kosten, die gleich dem Ertrag sind, der bei einer alternativen Investition anstelle der vorliegenden verdient werden könnte. Investitionskosten sind normalerweise als Primärkosten definiert (Bauarbeiten, elektrische und hydro-mechanische Ausrüstung) und der Nutzen sind die jährlich resultierenden netto Einnahmen, die, nach Abzug der Betriebs- und Erhaltungskosten, als relativ konstante Größe durch den Verkauf der produzierten Elektrizität erwartet werden. Die Rückzahlungsdauer sollte bei Kleinwasserkraftwerken nicht mehr als 7 Jahre sein, wenn das Projekt profitabel sein soll. Oftmals liegen die Werte viel höher.

Wie dem auch sei, die Berechnung der Amortisationszeit ermöglicht nicht die Auswahl aus verschiedenen technischen Lösungen für das gleiche Projekt oder die Auswahl unter mehreren Projekten, die vielleicht durch den gleichen Bauherrn betrieben werden. Es erwägt nicht den Geldfluss über die Rückzahlungsdauer hinaus und bewertet somit auch nicht die Effizienz der Investition über die gesamte Lebensdauer.

Unter Anwendung der Methode nach der Rückzahlungszeit werden Projekte oder Anschaffungen mit einer kürzeren Rückzahlung besser klassifiziert als jene mit einer längeren Rückzahlungsperiode. Die Theorie ist, dass Kraftwerke mit kurzer Amortisationszeit liquider sind und damit ein geringeres Risiko bergen.

Für den Investor, der diese Methode verwendet, ist es besser, Projekte zu verfolgen, die die Investitionen decken und es sollten - falls die Wahlmöglichkeit besteht - jene Projekte gewählt werden, die am raschesten zurück zu zahlen sind. Diese Methode ist einfach anzuwenden und attraktiv, wenn Liquidität ein Thema ist aber sie nennt dem Investor nicht den Zeitwert der Investition.

8.4.1.2 Methode der Anlagenrendite

Die Anlagenrendite (ROI) berechnet den durchschnittlichen jährlichen Gewinn, die jährlichen Nettokosten wie den Wertverlust als Prozentsatz des Buchwertes der Investition. Die Berechnung sieht folgendermaßen aus:

$$ROI = \frac{\text{net annual revenue} - \text{depreciation}}{\text{investment cost}} \times 100$$

Zur Verwendung in dieser Formel wird der Wertverlust auf einfache Weise, durch Verwendung einer linearen Funktion berechnet

$$\text{Depreciation} = \frac{\text{cost} - \text{salvage value}}{\text{operational life}}$$

Die Verwendung von ROI ermöglicht eine schnelle Abschätzung des Nettoertrages eines Projektes und bietet damit eine Basis für den Vergleich mehrerer Projekte. Diese Methode berücksichtigt die tatsächliche Lebensdauer der Anlage (anders als die Rückzahlungsdaueremethode, die nur den Zeitraum bis zur vollständigen Rückzahlung der Investition berücksichtigt. Wie dem auch sei, die ROI Methode verwendet eher Ertragsdaten als Geldflussdaten und ignoriert gänzlich den Zeitwert des Geldes. Um allfällige Probleme zu vermeiden, sollte sowohl der Barwert des Projekts, als auch der interne Zinsfuß berücksichtigt werden.

8.4.2 Dynamische Methoden

Diese Methoden der Finanzanalyse berücksichtigen die Gesamtkosten und Einnahmen über die Gesamtlebensdauer der Investition sowie die Zeitpunkte des Geldflusses.

8.4.2.1 Kapitalwertmethode

Die Kapitalwertmethode ist eine Methode um Investitionsvorschläge zu reihen. Der Kapitalwert ist gleichzusetzen dem aktuellen Wert zukünftiger Einnahmen, verringert um die Kapitalgrenzkosten, und den momentanen Wert der Investitionskosten. Die Differenz zwischen Einnahmen und Ausgaben, beide diskontiert mit einem fixen, periodischen Zinssatz, sind der Kapitalwert (NPV) der Investition. Die Berechnung geschieht in folgenden Schritten:

1. Berechnung der zu erwartenden freien Geldflüsse (mehrfach pro Jahr), die sich aus der Investition ergeben

2. Diskontierung der Kapitalkosten (Zinssatz zum Ausgleich für Zeit und Risiko) ergibt den aktuellen Wert
3. Subtraktion der anfänglichen Investition ergibt den Kapitalwert

Der Kapitalwert ist also ein Betrag, der zeigt, welchen Wert eine Investition unter den heutigen Währungsbedingungen in Zukunft haben wird. Ein Projekt sollte nur dann in Erwägung gezogen werden, wenn dieser Kapitalwert ein positiver Betrag ist.

Die Formel zur Berechnung des Kapitalwertes geht davon aus, dass sich die Geldflüsse in gleichen zeitlichen Intervallen ereignen und dass der erste Geldfluss am Ende der ersten Periode und folgende Geldflüsse am Ende jeder weiteren Periode stattfinden. Sie sieht folgendermaßen aus:

$$NPV = \sum_{i=1}^{i=n} \frac{R_i - (I_i + O_i + M_i)}{(1+r)^i} + V_r \quad (8.5)$$

Wobei

I_i = Investition im Zeitraum i

R_i = Erträge im Zeitraum i

O_i = Betriebskosten im Zeitraum i

M_i = Erhaltungskosten im Zeitraum i

V_r = Restwert der Investition über die Lebenszeit, wenn jene der Ausrüstung länger ist als die Lebensdauer der Anlage

r = periodische Rate (wenn diese ein Quartal ist, entspricht es $\frac{1}{4}$ der jährlichen Rate)

n = Lebensdauer in Jahren

Die Berechnung erfolgt normalerweise für einen Zeitraum von 30 Jahren, da, zufolge der Diskontierungsmethoden, sowohl die Einnahmen als auch die Ausgaben nach einer größeren Anzahl von Jahren vernachlässigbar werden.

Unterschiedliche Projekte können nach dem abnehmenden Kapitalwert klassifiziert werden. Projekte mit einem negativen Kapitalwert sind abzulehnen – es bedeutet, dass ihr diskontierter Gewinn während der Lebenszeit der Anlage nicht ausreicht, um die anfänglichen Kosten zu decken. Unter den Projekten mit positivem Kapitalwert sind die mit dem größten Kapitalwert die Besten.

Die Resultate einer Kapitalwertanalyse reagieren sehr sensibel auf den Zinssatz, und eine diesbezügliche Fehleinschätzung kann die Rangordnung hinsichtlich der Effizienz der Projekte ändern oder sogar umkehren. Da eine Änderung des Zinssatzes das Ergebnis der Bewertung ändern kann, sollte dessen Wahl sehr gut überlegt erfolgen. Bei einem privaten Investor wird der Zinssatz jener sein, der es ihm erlaubt, zwischen der Investition in ein Kleinwasserkraftwerk oder der Belassung seines Ersparnis auf der Bank zu wählen. Der Zinssatz ist von der Inflation abhängig und variiert normalerweise zwischen 5 % und 12 %.

Wenn die Einnahmen zeitlich konstant sind (einheitliche Reihe), wird der Zinssatz durch Gleichung (8.3) gegeben.

Diese Methode unterscheidet nicht zwischen Projekten mit hohen Investitionskosten und einer bestimmten Ertragserwartung, von einem anderen, das den gleichen Ertrag einbringt aber geringere Investitionen benötigt, da beide den gleichen Kapitalwert haben. Infolge dessen zeigt ein Projekt mit einem momentanen Wert von € 1.000.000 und einer Ertragserwartung von € 1.100.000 den gleichen NPV wie ein anderes mit € 100.000 Investition und einem erwarteten Profit von € 200.000 (beide bei momentanem Wert). Beide Projekte werden einen NPV von € 100.000 aufweisen, aber das Erste benötigt 10 mal soviel Investitionskapital wie das Zweite.

Es gab einige Diskussion⁹ im Bezug auf die Verwendung konstanter Zinssätze bei der Berechnung des NPV. Die aktuelle Wirtschaftstheorie rät die Verwendung eines sinkenden Zinssatzes, da dies für langfristige Projekte angemessener ist – es geht dabei um eine Lebensdauer von mehr als dreißig Jahren und insbesondere Infrastrukturprojekte. Beispiele dafür sind Klimaschutzprojekte, Bau von Kraftwerken und die Investition in langfristige Infrastruktur wie Strassen und Eisenbahnen. Nimmt man den Klimawechsel als anschauliches Beispiel, so werden die aktuellen mildemde Kosten mit den Vorteilen reduzierter Emissionen in ferner Zukunft gegen gerechnet. Verwendet man einen konstanten Zinssatz werden die Vorteile nach 0 gehen und wenig Anreiz bieten - ein sinkender Zinssatz wird zukünftigen Vorteilen größere Bedeutung beimessen.

Zusammenfassend wird die korrekte Verwendung geringer werdender Zinssätze zukünftigen Kosten und Erträgen eine größere Bedeutung zuordnen. Investitionsmöglichkeiten mit einem Ertragsfluss über eine lange Projektlebensdauer werden deshalb attraktiver werden.

8.4.2.2 Kosten-Nutzen-Analyse

Die Nutzen-Kosten-Analyse vergleicht den momentanen Wert der Kraftwerkserträge mit den Investitionen auf der Verhältnisebene. Sie vergleicht den Einkommensfluss mit dem Ausgabenfluss. Projekte mit einem Verhältnis unter 1 sollten generell nicht weiter verfolgt werden. Mathematisch ergibt sich der Kosten-Nutzenfaktor $R_{b/c}$ folgendermaßen:

$$R_{b/c} = \frac{\sum_0^n \frac{R_n}{(1+r)^n}}{\sum_0^n \frac{(I_n + M_n + O_n)}{(1+r)^n}} \quad (8.6)$$

mit den Parametern, die in (8.5) angegeben wurden.

8.4.2.3 Methode des internen Zinsfußes

Die Methode des internen Zinsfußes erlaubt bei Analyse eines bedeutenden Projekts die Berücksichtigung des Zeitwertes des Geldes. Im Wesentlichen ermittelt diese Methode den Zinssatz der äquivalent den erwarteten Euroerträgen eines Kraftwerkes ist. Ist die Quote einmal

ermittelt, kann sie mit anderen Quoten, die durch Investitionen in andere Kraftwerke oder mit völlig anderen Investitionen verdient werden könnten, verglichen werden

Ist der interne Zinsfuß geringer als die Kosten der Fremdfinanzierung des Kraftwerkes, wird das Projekt eindeutig nur Geld verschlingen. Normalerweise besteht der Projektbetreiber darauf, dass von einem Projekt, soll es verwirklicht werden, erwartet werden muss, dass es einen internen Zinsfuß aufweist, der letztendlich mehrere Prozent über den Kosten der Fremdfinanzierung liegen sollte. Dies dient der Kompensation des Risikos, der aufgewandten Zeit sowie der, mit der Projektverfolgung verbundenen Schwierigkeiten.

Das Kriterium bei der Auswahl zwischen verschiedenen Alternativen ist normalerweise die Investition mit der höchsten Rendite.

Dies stellt einen Prozess von Versuch und Irrtum dar, wobei die Innenfinanzierung für verschiedene Diskontsätze berechnet wird, bis der Wert auf Null reduziert ist, und damit üblicherweise die Rendite kalkuliert wird. Elektronische Kalkulationstabellen verwenden eine Reihe von Schätzwerten, um den internen Zinsfluss zu berechnen. Die folgenden Beispiele zeigen die Anwendung der oben erwähnten Methoden anhand eines hypothetischen Kleinwasserkraftwerkes.

8.4.3 Beispiele

8.4.3.1 Beispiel A

Installierte Leistung:	4.929 kW
Voraussichtliche Jahresproduktion:	15.750 MWh
Jahreseinkommen im ersten Jahr:	1.005.320 €

Es wird angenommen, dass der Strompreis jedes Jahr um einen Prozentpunkt weniger als die Inflationsrate ansteigt.

Die geschätzten Kosten des Projekts in € sind folgende:

1. Machbarkeitsstudie	6.100
2. Planungs –und Managementkosten	151.975
3. Baumaßnahmen	2.884.500
4. Elektromechanische Ausstattung	2.686.930
5. Installation	686.930
Zwischensumme gesamt	6.416.435
Unvorhergesehene Ausgaben (3%)	192.493
Gesamtinvestitionen	6.608.928

Die Investitionskosten pro installiertem kW wären

$$6.608.928/4.929 = 1.341 \text{ €/kW}$$

Die Investitionskosten pro jährlich produzierter MWh sind 420 €/MWh

Die jährlichen Betriebs- und Erhaltungskosten, geschätzt mit 4 % der Gesamtinvestitionen, wären € 264.357

In der Analyse wird angenommen, dass das Projekt in vier Jahren entwickelt werden kann. Das erste Jahr widmet man der Machbarkeitsstudie und den Bewilligungsverfahren. Infolge dessen werden am Ende des ersten Jahres die Gesamtkosten der Machbarkeitsstudie und die Hälfte der Planungs- und Managementkosten angesetzt. Die zweite Hälfte der Planungs- und Managementkosten wird am Ende des zweiten Jahres einkalkuliert. Am Ende des dritten Jahres werden 60 % der Baumaßnahmen vollendet und 50 % der elektromaschinellen Ausstattung bezahlt sein. Das Wasserkraftwerk wird am Ende des vierten Jahres fertig gestellt und bezahlt sein. Das Projekt ist nun auch genehmigt und kann Anfang des fünften Jahres (Jahr Null) in Betrieb genommen werden. Die Einnahmen durch den Strom und die Betriebs- und Instandhaltungskosten werden am Ende jedes Jahres geltend gemacht. Die Stromkosten steigen einen Prozentpunkt unter der Inflationsrate an. Die Gültigkeit der wasserrechtlichen Bewilligung wurde mit 35 Jahren fixiert, beginnend beim zweiten Jahr (Jahr -2). Der Diskontsatz beträgt 8 % und der Restwert ist Null. Tabelle 2 zeigt den Cashflow über die Lebensdauer des Projekts.

Tabelle 8.2: Cash flow Analyse

<table border="1" style="width: 100%; text-align: center;"> <tr> <td>Investment</td> <td>O&M</td> <td>Discount rate</td> <td>Lifetime – n</td> <td colspan="2"></td> </tr> <tr> <td>cost - €</td> <td>costs - €</td> <td>- r</td> <td></td> <td colspan="2"></td> </tr> <tr> <td>6 608 928</td> <td>264 357</td> <td>8%</td> <td>35 yr.</td> <td colspan="2"></td> </tr> </table>						Investment	O&M	Discount rate	Lifetime – n			cost - €	costs - €	- r				6 608 928	264 357	8%	35 yr.		
Investment	O&M	Discount rate	Lifetime – n																				
cost - €	costs - €	- r																					
6 608 928	264 357	8%	35 yr.																				
Year	Investment	Revenues	O&M	Cash Flow	Cumulated Cash Flow																		
-4	82 087			- 82 087	- 82 087																		
-3	75 988			- 75 988	- 158 075																		
-2	3 074 165			-3 074 165	-3 232 240																		
-1	3 376 688			-3 376 688	-6 608 928																		
0		1 005 320	264 357	740 963	-5 867 965																		
1		995 267	264 357	730 910	-5 137 055																		
2		985 314	264 357	720 957	-4 416 098																		
3		975 461	264 357	711 104	-3 704 995																		
4		965 706	264 357	701 349	-3 003 645																		
5		956 049	264 357	691 692	-2 311 953																		
6		946 489	264 357	682 132	-1 629 821																		
7		937 024	264 357	672 667	- 957 155																		
8		927 654	264 357	663 297	- 293 858																		
9		918 377	264 357	654 020	360 162																		
10		909 193	264 357	644 836	1 004 998																		
11		900 101	264 357	635 744	1 640 743																		
12		891 100	264 357	626 743	2 267 486																		
13		882 189	264 357	617 832	2 885 318																		
14		873 368	264 357	609 010	3 494 329																		
15		864 634	264 357	600 277	4 094 605																		
16		855 988	264 357	591 630	4 686 236																		
17		847 428	264 357	583 071	5 269 306																		
18		838 953	264 357	574 596	5 843 903																		
19		830 564	264 357	566 207	6 410 109																		
20		822 258	264 357	557 901	6 968 010																		
21		814 036	264 357	549 679	7 517 689																		
22		805 895	264 357	541 538	8 059 227																		
23		797 836	264 357	533 479	8 592 706																		
24		789 858	264 357	525 501	9 118 207																		
25		781 959	264 357	517 602	9 635 809																		
26		774 140	264 357	509 783	10 145 592																		
27		766 398	264 357	502 041	10 647 633																		
28		758 734	264 357	494 377	11 142 011																		
29		751 147	264 357	486 790	11 628 800																		
30		743 636	264 357	479 278	12 108 079																		
31		736 199	264 357	471 842	12 579 921																		
32		728 837	264 357	464 480	13 044 401																		

Der Kapitalwert

Die Gleichung (8.5) kann folgendermaßen aussehen:

$$NPV = \sum_{t=4}^{36} \frac{R_t - (O_t + M_t)}{(1+r)^t} - \sum_{t=0}^3 \frac{I_t}{(1+r)^t}$$

Um die oben angeführte Gleichung zu kalkulieren, sollte berücksichtigt werden, dass R_t variabel ist und sich abhängig vom Strompreis genau wie dieser jedes Jahr ändert. Bei der händischen Berechnung der Gleichung oder bei Anwendung einer elektronischen Tabellenkalkulation, beträgt der Kapitalwert € **444.803**.

Interner Zinsfuß

Der Interne Zinsfuß wird in einem iterativen Rechenvorgang ermittelt, indem man verschiedene Diskontfaktoren verwendet, um genau jenen zu finden, bei dem der Kapitalwert Null wird, oder man errechnet den internen Zinsfluss mit einer elektronischen Kalkulationstabelle.

Kapitalwert unter Verwendung von $r = 8\%$ = € 444 803

Kapitalwert unter Verwendung von $r = 9\%$ = -€ 40 527

Nach weiteren iterativen Berechnungsschritten ergibt sich bei einem Diskontfaktor $r=8.91\%$, dass der Kapitalwert gleich Null wird. Der interne Zinsfuß ist somit = 8.91%

Die Kosten-Nutzen Analyse

Der Kapitalwert der Einnahmen im Jahr 35 beträgt € 8.365.208 und der Kapitalwert der Ausgaben im Jahr 35 wäre € 7.884.820. Das ergibt:

$$R_{b/c} = 1.061 \text{ (Kosten-Nutzen-Verhältnis)}$$

Durch eine Veränderung der Annahmen kann die Sensibilität der Parameter geprüft werden. Tabelle 3 und Tabelle 4 illustrieren jeweils den Kapitalwert und den $R_{b/c}$, entsprechend dem Beispiel A, anhand von mehreren Lebensdauern und verschiedenen Diskontfaktoren.

Tabelle 8.3: Kapitalwert in Abhängigkeit von Diskontfaktor und Lebensdauer

Yr./r	6%	8%	10%	12%
25	1 035 189	21 989	- 668 363	-1 137 858
30	1 488 187	281 347	- 518 242	-1 050 050
35	1 801 647	444 803	- 431 924	-1 003 909

Tabelle 8.4: $R_{b/c}$ in Abhängigkeit von Diskontfaktor und Lebensdauer

Yr./r	6%	8%	10%	12%
25	1.153	1.020	0.906	0.811
30	1.193	1.050	0.930	0.830
35	1.215	1.061	0.933	0.828

Die finanziellen Ergebnisse hängen stark vom Strompreis ab. Tabelle 5 gibt die Werte des Kapitalwertes, des Kosten-Nutzen-Verhältnisses $R_{b/c}$ and des internen Zinsfußes IRR bei unterschiedlichen Tarifen an – 35 % und 25 % niedriger und 15 % und 25 % höher, als in Beispiel A angenommen.

Tabelle 8.5: Kapitalwert, $R_{b/c}$ and IRR bei unterschiedlichen Tarifen (wenn r 8% beträgt über einen Zeitraum von 35 Jahren)

	65%	75%	100%	115%	125%
NPV	-2 266 144	-1 491 587	444 803	1 606 638	2 381 194
B/C	0.690	0.796	1.061	1.220	1.326
IRR	2.67%	4.68%	8.91%	11.16%	12.60%

8.4.3.2 Beispiel B

Zeigt den jährlichen Cashflow unter folgenden Annahmen, wenn die Investitionen fremdfinanziert wurden:

- 8% Diskontfaktor
- Projektsentwicklungszeit 4 Jahre
- Zahlungen und Ausgaben am Ende des Jahres
- Näherungsweise 70% der Investitionen wurden mit zwei Jahren Zahlungsfrist durch die Bank finanziert
- Finanzierungsdauer 12 Jahre
- Zinssatz der Bank 10%
- Lebensdauer des Kraftwerkes 30 Jahre

Die Ausgaben sind mit denen in Beispiel A ident. Die Bank kassiert in den ersten zwei Jahren nur die Zinsen des offenen Kredites laut Tabelle 6.

Es muss unterstrichen werden, dass sich das Beispiel auf ein hypothetisches Kraftwerk bezieht, trotzdem handelt es sich um angemessene Ausgaben und Einnahmen in Südeuropa. Ziel ist es, an einem praktischen Beispiel zu üben und später das verfahren mit anderen Kosten und Erträgen in einem anderen Projekt anzuwenden.

Tabelle 8.6: Beispiel B – Jährlicher Cashflow bei Fremdfinanzierung

Investment cost - €	O&M costs - €	Discount rate	Lifetime - t	Bank loan	Loan term - yr.	Interest on loan	NPV	R _{b/c}	IRR	
6 608 928	264 357	8%	35 yr.	4 515 599	12	10%	208 208	1.061	8.72%	
Yr	Investment	Bank loan	Investor's investment	Principal repayment	Principal residual	Interest on loan	Revenues	O&M	Investor Cash Flow	Cumulated Cash Flow
-4	- 82 087								- 82 087	- 82 087
-3	- 75 988								- 75 988	- 158 075
-2	-3 074 165	-2 151 916	- 922 249	0	-2 151 916				- 922 249	-1 080 324
-1	-3 376 688	-2 363 683	-1 013 005	0	-4 515 599	- 215 192			-1 013 005	-2 093 329
0				0	-4 515 599	- 451 560	1 005 320	- 264 357	289 403	-1 803 926
1				- 135 023	-4 380 576	- 451 560	995 267	- 264 357	144 327	-1 659 599
2				- 296 835	-4 083 741	- 438 058	985 314	- 264 357	- 13 936	-1 673 535
3				- 326 519	-3 757 222	- 408 374	975 461	- 264 357	- 23 789	-1 697 324
4				- 359 171	-3 398 051	- 375 722	965 706	- 264 357	- 33 544	-1 730 868
5				- 395 088	-3 002 963	- 339 805	956 049	- 264 357	- 43 201	-1 774 069
6				- 434 596	-2 568 367	- 300 296	946 489	- 264 357	- 52 761	-1 826 829
7				- 478 056	-2 090 311	- 256 837	937 024	- 264 357	- 62 226	-1 889 055
8				- 525 862	-1 564 449	- 209 031	927 654	- 264 357	- 71 597	-1 960 652
9				- 578 448	- 986 001	- 156 445	918 377	- 264 357	- 80 873	-2 041 525
10				- 636 293	- 349 708	- 98 600	909 193	- 264 357	- 90 057	-2 131 582
11				- 349 708	0	- 34 971	900 101	- 264 357	251 066	-1 880 516
12							891 100	- 264 357	626 743	-1 253 773
13							882 189	- 264 357	617 832	- 635 940
14							873 368	- 264 357	609 010	- 26 930
15							864 634	- 264 357	600 277	573 347
16							855 988	- 264 357	591 630	1 164 977
17							847 428	- 264 357	583 071	1 748 048
18							838 953	- 264 357	574 596	2 322 644
19							830 564	- 264 357	566 207	2 888 851
20							822 258	- 264 357	557 901	3 446 752
21							814 036	- 264 357	549 679	3 996 430
22							805 895	- 264 357	541 538	4 537 968
23							797 836	- 264 357	533 479	5 071 448
24							789 858	- 264 357	525 501	5 596 948
25							781 959	- 264 357	517 602	6 114 551
26							774 140	- 264 357	509 783	6 624 333
27							766 398	- 264 357	502 041	7 126 375
28							758 734	- 264 357	494 377	7 620 752
29							751 147	- 264 357	486 790	8 107 542
30							743 636	- 264 357	479 278	8 586 820
31							736 199	- 264 357	471 842	9 058 662
32							728 837	- 264 357	464 480	9 523 142

8.4.3.3 Finanzanalyse von realisierten Kraftwerken in Europa

In Tabelle 7 wurden einige Kraftwerke in Europa analysiert. Es muss betont werden, dass sowohl Investitionskosten als auch Rückliefertarife den Gegebenheiten im Jahr 1991 entsprechen und nicht notwendigerweise die aktuelle Situation widerspiegeln.

Tabelle 8.7: Finanzanalyse von mehreren Kraftwerken in Europa

Country		Germany	France	Ireland	Portugal	Spain
Rated discharge	m ³ /s	0.3	0.6	15	2	104
Gross head	m	47	400	3.5	117	5
Type of Turbine		Francis	Pelton	Kaplan	Francis	Kaplan
Installed capacity	kW	110	1900	430	1630	5000
Investment cost	€	486 500	1297 400	541 400	1148 000	5578 928
Working hours		8 209	4 105	8 400	4 012	3 150
Annual production	MWh	903	7800	3612	6540	15750
Tariff	€/MWh	76.13	53.65	23.23	53.54	63.82
Revenue	€/Yr	68 745	418 443	83 907	350 128	1005 165
O&M	€/Yr	19 850	51 984	25 176	22 960	157 751
O&M	%	4.08	4.01	4.65	2.00	2.83
Gross Profit	€/Yr	48 895	366 459	58 731	327 168	847 414

Economic Analysis						
Capital cost	€/kW	4 423	683	1 259	704	1 116
Capital cost	€/MWh	539	166	150	176	354
Simple payback period	Yr.	9.95	3.54	9.22	3.51	6.58
NPV	€	63 374	2 649 850	115 910	2 375 270	3 739 862
IRR	%	9.37	28.23	10.33	28.49	14.99
B/C		1.15	2.72	1.16	2.82	1.64

Die Zahlen wurden mit einem Diskontfaktor von 8 % und einer Dauer von 30 Jahren erstellt. Die spezifischen Kosten pro installiertem kW oder der Jahreserzeugung in MWh werden aufgezeigt und zeigen beträchtliche Unterschiede zwischen verschiedenen Kraftwerken. Auch die Kosten der Bauarbeiten oder der elektromaschinellen Ausstattung variieren von Land zu Land. Ökologische Anforderungen –die Investitionskosten beeinflussend – unterscheiden sich nicht nur in den Ländern sondern auch in den verschiedenen Regionen eines Landes. Rückliefertarife können in einem Land 5 mal höher sein, als in einem anderen.

8.5 Tarife und Anreize

Eine Wirtschaftlichkeitsanalyse eines Kraftwerkes wäre sehr einfach, wenn Stromrückliefertarife pro MWh eine bekannte und stabile Größe sind. Jedoch ist dies nicht immer der Fall und der Markt verändert sich laufend – die aktuellen Entwicklungen der Liberalisierung und der Marktöffnung und die Förderung von erneuerbaren Energien sind ein gutes Beispiel. Tarife können in unterschiedlicher Form zwischen dem Erzeuger und dem Abnehmer vereinbart werden und sind von nationaler Politik beeinflusst. Diese Politik variiert von Land zu Land; sie wird laufend korrigiert und verändert und so wird es schwer, mehr als nur einen Überblick anzubieten. Tarife, verhandelt in Form von Stromabnahmeverträgen mit dem Kraftwerksbetreiber variieren von Land zu Land und werden stark von nationalen Normen beeinflusst. Deshalb ist es für den Projektentwickler wichtig, die Auswirkungen nationaler Gegebenheiten wirklich genau zu erkennen.

Gleichermaßen muss der Projektentwickler recherchieren, ob zusätzliche Maßnahmen zur Förderung der erneuerbaren Energien verfügbar sind. Kapitel 9 (Anhang) stellt die unterschiedlichen Tarifstrukturen und Förderungsmechanismen innerhalb der EU-15 zusammen. Tabelle 8 zeigt die aktuellen Rückliefertarife im Rahmen der Förderungsstrukturen, gültig in der EU 2003

Tabelle 8.8: Rücklieferatarife für Kleinwasserkraftwerke in den EU Mitgliedsstaaten

Member State	Price for sale to the grid (€cents/kWh)
Belgium	Wallonia: 12.3 = 3.3 (market price) + 9 (green certificate) Flanders: 12.8 = 3.3 (market price) + 9.5 (green certificate)
Denmark	8.48
Germany	7.67 (< 500 kW) 6.65 (500 kW - 5 MW)
Greece	<i>Interconnected system: 6.29 + 113/month</i> <i>Non-interconnected islands: 7.78</i>
Spain	6.49 = 3.54 (pool price) + 2.95 (premium)
France	Operating before 2001: 7.32 + bonus for regularity of 0.75 (winter) and 2.94 (summer) Commissioned after 2001: <i>SHP < 500 kW: 8.55 + regulatory premium up to 1.52 (winter) and 4.52 (summer)</i> <i>SHP > 500 kW: 7.69 + + regulatory premium up to 1.52 (winter) and 4.07 (summer)</i>
Ireland	6.41 (weighted average price)
Italy	4.6 (spot electricity price) + 10.0 (green certificates)
Luxembourg	3.1 (electricity price) + 2.5 (premium only for plants under 3 MW)
Netherlands	3.3 (market price) + 6.8 (premium)
	<u>Old plants</u>
	1 st GWh: 5.68
	1 – 4 GWh: 4.36
	4- 14 GWh: 3.63
	14-24 GWh: 3.28
	+ 24 GWh: 3.15
Austria	<u>New plants</u>

	<p><i>Rebuilt plants with a production increase per year > 15%</i></p> <p>1st GWh: 5.96</p> <p>1 – 4 GWh: 4.58</p> <p>4- 14 GWh: 3.81</p> <p>14-24 GWh: 3.44</p> <p>+ 24 GWh: 3.31</p> <p><i>New plants or Rebuilt plants with a production increase per year > 50%</i></p> <p>1st GWh: 6.25</p> <p>1 – 4 GWh: 5.01</p> <p>4- 14 GWh: 4.17</p> <p>14-24 GWh: 3.94</p> <p>+ 24 GWh: 3.78</p>
Portugal	7.2
Finland	2.6 (market price) + 0.42 premium if < 1 MW + subsidy covering 30% of the investment cost
Sweden	4.9 = 2.3 (certificate level) + 2.6 (Nordpool price)
United Kingdom	<p>2 (Average price for electricity in the energy market) + 0.38 (exemption to the Climate Change Levy)</p> <p>4.2 (value of ROC's). When an electrical supply company provide renewable energy to 10% of its costumers it gets the 4.2 but if it fails to provide that percentage it has to pay 4.2 to the government.</p>

¹ By Jamie O’Nians (IT Power), Gema San Bruno (ESHA), Celso Penche (ESHA) and the special contribution from Katharina Krell (EUREC Agency)

² IDAE. Manual de Minicentrales Hidroeléctricas. Edición Especial CINCO DIAD. 1997

³ J. Fonkenelle. Comment sélectionner une turbine pour basse chute. Proceedings HIDROENERGIA 91 ,AGENCE FRANCAISE POUR LA MAITRISE DE L'ENERGIE.

⁴ DNAEE "APROVEITAMENTOS HIDRELETRICOS DE PEQUENO PORTE" Volumen V "Avaliação de Custos e Benefícios de Pequenas Centrais Hidrelétricas" Modelo FLASH, Brasília 1987

⁵ HydrA - PC-based software package for rapidly estimating hydropower potential at any location in the UK or Spain. The software, currently available for Spain and the UK, is being developed for other countries in the European Union. (Institute of Hydrology, Uk, 2000, <http://www.nerc-wallingford.ac.uk/ih/>).

⁶ P. Fraenkel et al "Hydrosoft: A software tool for the evaluation of low-head hydropower Resources". HIDROENERGIA97 Conference Proceedings, page 380

⁷ Natural Resources, Canada: Canmet, Energy Diversification Research Lab The RETScreen Analysis Software is available as a free download at www.etscreen.gc.ca. or by mail from CANMET Energy Diversification Research Lab., 1615 Lionel-Boulet PO Box 4800, Varennes PQ, Canada J3X 1S6

⁸ Scientific and Technological References Energy Technology Indicators
<http://www.cordis.lu/eesd/src/indicators.htm>

⁹ Hepburn C, (2002) Long-Run Discounting, Utilities Journal 42, September

9. ADMINISTRATIVE VERFAHREN	282
9.1 Einleitung.....	282
9.2 Verfahrensarten	283
9.2.1 Energiegesetzgebung und Wasserrechte	283
9.2.2 Umweltschutzverfahren.....	284
9.2.3 Öffentliche Überprüfung – Bürgerbeteiligung.....	289
9.2.4 Bauauflagen.....	289
9.2.5 Anbindung ans Stromnetz	290
9.2.6 Andere Verfahren.....	290
9.3 Einige Praxisbeispiele.....	291
9.3.1 Griechenland	291
9.3.2 Frankreich.....	293
9.3.3 Irland.....	294
9.3.4 Österreich	296
9.3.5 Portugal.....	297
9.3.6 Polen	299
9.3.7 Schweiz.....	300
Anhang A:	
KLEINWASSERKRAFTWERKE IM ELEKTRIZITÄTSBINNENMARKT	301

LISTE DER ABBILDUNGEN

Abbildung 9.1 Regelung der Pflichtwasserdotation in der Schweiz	289
Abbildung 9.2: Portugiesisches Verwaltungsverfahrens- Diagramm	298
Abbildung A.1: Derzeitiger Trend der Kleinwasserkraftwerke und Ziele des Weißbuches	303
Abbildung A.2: EE Förderinstrumente	305

LISTE DER TABELLEN

Tabelle 9.1: Wasserbenutzungsrechte in den EU-15	284
Tabelle A.1: Referenzwerte für die nationalen indikativen Ziele der Mitgliedstaaten für deren Beitrag zur Elektrizität von EE zum Bruttoinlandsverbrauch bis 2010	302
Tabelle A.2: derzeitige Fördersysteme für Kleinwasserkraftwerke in den EU Mitgliedstaaten	305
Tabelle A.3: Zugang zum Netz in der EU, Elektrizität	315
Tabelle A.4: Versorgungssicherheit der Elektrizität	316
Tabelle A.5: Rahmen der Umweltpolitik	317
Tabelle A.6: Elektrizitätsbinnenmarktsituation in der EU	318

9. ADMINISTRATIVE VERFAHREN²

9.1 Einleitung

Eine wesentliche Hürde für die Weiterentwicklung der Elektrizitätserzeugung aus erneuerbaren Energiequellen sind die Behörden- und Planungsverfahren, die potentielle Stromproduzenten einhalten müssen. Dies ist speziell für kleinere und mittlere Unternehmen (KMUs) ein Problem, die einen beträchtlichen Teil der Unternehmen in diesem Bereich ausmachen.

Laut EU Richtlinie 2001/77/EC (RES-E Direktive) sind alle EU Mitgliedsstaaten dazu verpflichtet, deren bestehende legislativen und regulativen Rahmenbedingungen bzgl. Genehmigungsverfahren zu überprüfen, um regulative und nicht-regulative Hürden zu reduzieren, um die Bewilligungsverfahren zu beschleunigen und um sicherzustellen, dass die bestehenden Regeln transparent und nicht diskriminierend sind.

Diese Regeln müssen die speziellen Charakteristika der verschiedenen Technologien, die erneuerbare Energiequellen nutzen, mit in Betracht ziehen. Diese Direktive benennt auch die Verpflichtung der Mitgliedsstaaten, der Europäischen Kommission über diese Überprüfungsschritte Bericht zu erstatten, indem sie einen Aktionsplan erstellen, der derartige Hindernisse reduziert. Dieser Report soll einen Überblick über Fortschritte in folgender Hinsicht geben:

- Die Koordination verschiedener involvierter Verwaltungsorgane untereinander in Bezug auf Zeitlimits, Eingang und Bearbeitung von Genehmigungsansuchen.
- Das Erstellen von möglichen Richtlinien für zielführende Aktivitäten, wie z.B. um administrative Verfahren zu optimieren und eine rasche Planung bei erneuerbaren Energieprojekte zu ermöglichen.
- Die Benennung einer verantwortlichen Behörde, die als Mediator bei Meinungsverschiedenheiten zwischen der Genehmigungsbehörde und den Antragstellern fungiert.

Im Endbericht zur Implementierung der RES-E Richtlinie der Kommission und auf Basis der Berichte der Mitgliedsstaaten wird die Kommission die optimale Vorgehensweise ausarbeiten, regulative und nichtregulative Barrieren für erneuerbare Stromproduktion zu reduzieren.

Bisher unterscheiden sich die administrativen Verfahren der einzelnen Mitgliedsstaaten. Eine optimale Vorgehensweise wurde noch nicht definiert und Teile der Verfahren, die derzeit noch erforderlich sind, sollten in den nächsten Jahren modifiziert werden. Trotzdem wird dieses Kapitel die verschiedenen Verfahrensarten zusammenfassen und einige Beispiele nennen, um den Kleinwasserkraftwerksplanern einige nützlichen Informationen über jene Verwaltungsverfahren zu geben, die sie für die Errichtung und den Betrieb eines KWKs durchlaufen müssen.

² By Francis Armand (ADEME), Gema San Bruno (ESHA) and Celso Penche (ESHA)

9.2 Verfahrensarten³

Die Errichtung eines Kleinwasserkraftwerkes kann von mehreren Standpunkten betrachtet werden:

- Energieproduktion
- Beeinflussung der Wasserqualität, Flora und Fauna des Flusses und aller Umweltaspekte
- Konstruktive Erfordernisse
- Anbindung an das Elektrizitätsversorgungsnetz
- Angrenzende Liegenschaften
- usw.

Regeln müssen diese Aspekte in Betracht ziehen, für die verschiedene Behörden verantwortlich sind. Diese Behörden und Zuständigkeiten sind in allen Mitgliedsstaaten unterschiedlich und abhängig von der politischen und administrativen Organisation und deren Einsatz für die Entwicklung erneuerbarer Energiequellen.

In diesem Zusammenhang variieren die Verfahren von einem Land zum anderen, aber auch innerhalb einzelner Länder von Region von Region und hin und wieder sogar innerhalb einer Region von einem Verfahren zum anderen. Diese Verfahren, die weit entfernt sind von Transparenz, Objektivität und Gleichbehandlung- werden von einigen lokalen Verwaltungsstellen überwacht. Diese sind sehr leicht durch Interessensvertretungen zu beeinflussen, wodurch immer mehr Personen am Entscheidungsprozess teilhaben und diesen folglich verlangsamen (in Italien sind bis zu 58 Bescheide von verschiedenen Behörden notwendig). In allen Ländern müssen Projekte öffentlich gemacht werden, um Menschen die Möglichkeit zu geben, darauf zu reagieren.

9.2.1 Energiegesetzgebung und Wasserrechte

Das fließende Wasser wird für verschiedene Zwecke verwendet: Bewässerung, Fischerei, industrielle Nutzung, Erholung, u.s.w. Regelungen sind notwendig, um den bestmöglichen Zugang für alle Beteiligten zu gewährleisten. In fast allen Mitgliedsstaaten ist Wasser ein öffentliches Gut (in Irland und einigen nordischen Ländern werden Wasserrechte nach den Uferrechten vergeben).

Mit der Entwicklung der Elektrizität im 20. Jahrhundert wurden Regeln bzgl. der energiewasserwirtschaftlichen Nutzung erstellt. Zum Beispiel wurde in Artikel 1 des französischen Gesetzes vom 16. Oktober 1919 festgelegt, dass „niemand die Energie der Gezeiten, Seen oder anderen Wasserströmungen ohne die Erlaubnis des Staates verwenden darf.“ Es spezifiziert, dass Kleinkraftwerke (<4.500 kW, seit 1980) von privaten Produzenten mit Genehmigung betrieben werden dürfen, große Kraftwerke müssen jedoch ein eigenes Konzessionsverfahren durchlaufen.

³ A part of the information presented in this chapter is taken from the French guidebook “Guide pour le montage de projets de petite hydroélectricité” ADEME – Géokos mai 2003.

Das Verfahren ist langwierig, weil die im Allgemeinen hierfür verantwortlichen Gewässeraufsichtsbehörden mit den regionalen, für den Umweltschutz zuständigen Behörden Informationen austauschen sollten. In einigen Ländern kann ein Genehmigungsverfahren mehr als 5 Jahre in Anspruch nehmen. Wenn das Kraftwerk einmal gebaut ist, sollten die Behörden noch vor Ort überprüfen, ob das Kraftwerk konform zum erteilten Wasserrecht errichtet wurde. Das Protokoll dieser Begehung sollte die Genehmigung begründen, die Anlage zu betreiben. Tabelle 9.1 zeigt – laut Informationen, die 1997 gesammelt wurden⁴ - die Behörden der Europäischen Union, die für die Wasserrechtsvergabe zuständig ist, und die entsprechenden Gültigkeitszeiträume.

Tabelle 9.1: Wasserbenutzungsrechte in den EU-15

Land	Behörde, die das Wassernutzungsrecht vergibt	Gültigkeitsdauer der Genehmigung
Belgien	< 1 MW in den Provinzen > 1 MW Provinz und Energieministerium	nicht festgelegt 33 bis 99 Jahre
Dänemark	Energieministerium	nicht festgelegt
Deutschland	Länder	30 Jahre
Griechenland	Energieministerium	10 Jahre, erneuerbar
Spanien	Gewässeraufsicht – außer an einigen Flüssen in Katalonien und Galizien	25 Jahre + 15 Nachfrist
Frankreich	< 4,5 MW Department Prefecture > 4.5 MW Staat	meist bis zu 40 Jahre
Irland	Uferrecht	unbefristet
Italien	< 3 MW regionale Behörden > 3 MW Industrieministerium	30 Jahre
Luxemburg	Landwirtschaftsministerium	unbestimmt
Niederlande	nationale und lokale Wasseraufsicht	mind. 20 Jahre
Österreich	< 200 kW Bezirkshauptmannschaft > 200 kW Landesregierung	normalerweise 30 Jahre 60 – 90 Jahre möglich
Portugal	DRARN (Regionale Behörde für Umwelt und natürliche Ressourcen)	35 Jahre erneuerbar
Schweden	Wassergericht	unbefristet (30 Jahre)
England	Umweltbehörde In Schottland nicht notwendig wenn P<1 MW, wenn P>1MW Innenminister	England und Wales 15 Jahre Schottland unbefristet

9.2.2 Umweltschutzverfahren

Da seit den 70er Jahren die Umweltintegration zu einem wichtigen Bestandteil bei der Errichtung von Kleinkraftwerken geworden ist, beinhalten die meisten gültigen Gesetze in den einzelnen EU Mitgliedsstaaten den Gedanken des Umweltschutzes.

⁴ ESHA - Presentation by Georges Babalis at Hidroenergia 97

Auf europäischer Ebene gibt es derzeit zwei Gesetzeswerke, die Kleinkraftwerksprojekte betreffen:

- Natura 2000
- RL 2000/60/CE (Wasserrahmenrichtlinie)

9.2.2.1 Umweltverträglichkeitsuntersuchung

In den meisten Mitgliedsländern muss eine Umweltverträglichkeitsprüfung (UVP) durchgeführt werden, um ein Wasserbenutzungsrecht zu erhalten. Diese Untersuchung ist eine wissenschaftliche und technische Analyse, die zunächst eine Ist-Zustandsbewertung durchführt und die zu erwartenden Umwelteinflüsse, die durch das Projekt entstehen, prognostiziert. Dies betrifft Fauna und Flora, die Anlagen und Landschaften, den Untergrund, das Wasser, die Luft, das Klima, die natürliche Umgebung, das biologische Gleichgewicht, den Eigentumsschutz und Schutz der Kulturgüter, die Lebensqualität der Anrainer (Lärm, Vibration, Geruch, Beleuchtung), Hygiene, Sicherheit öffentliche Gesundheit und Wohlbefinden.

Es geht um eine Synthese verschiedener wissenschaftlicher Expertisen, die am Kraftwerksstandort implementiert wird: Hydrobiologische Bewertung, Wahl der Restwasserdotations, Landschaftsbildbetrachtung, usw.

Eine UVP hat 3 Hauptzwecke:

- *Umweltschutz*: Es geht nicht nur um den Schutz von Lebensräumen und Arten und die Klassifikation jener Gebiete, die von menschlicher Aktivität freizuhalten sind, sondern der Umweltschutzaspekt ist in die Planungen mit einzubeziehen. Aus diesem Grund hat er zum Ziel, Menschen, Landschaften und natürliche Ressourcen zu achten, den Raum und natürliche Ressourcen zu teilen, und Wasser-, Luft -und Bodenverschmutzung zu begrenzen.
- *Information der Behörden und der Öffentlichkeit*: Als Werkzeug für die Information der Behörden ist die UVP ein offizieller Bestandteil des Verwaltungsaktes. Es ist auch ein Werkzeug, um die Öffentlichkeit zu informieren – im Speziellen in Bürgerbeteiligungsverfahren
- *Hilfe bei der Entscheidungsfindung*: Die UVP als wissenschaftliche und technische Analyse der Umweltauswirkungen ist eine der ersten Studien, die der Planer durchzuführen hat. Gemeinsam mit den technischen und wirtschaftlichen Untersuchungen trägt sie zur gesamtheitlichen Verbesserung des Projektes bei.

9.2.2.1 Pflichtwasserdotations

Definiert als der Durchfluss, der noch eine zufrieden stellende Stromproduktion ermöglicht und dennoch den Lebensraum „Wasser“ bewahrt, andere Umweltparameter einhält und die verschiedenen Wassernutzungsansprüche erfüllt, war traditionell der Hauptdiskussionspunkt zwischen Investoren auf der einen und Fischern und Umweltschutzorganisation auf der anderen Seite.

Während Stromproduzenten, die nicht die Erdatmosphäre zerstören, jede Art der Unterstützung ohne wesentliche Kürzungen der Produktionskapazität⁵ verdienen, ist für Umweltschutzorganisationen und verschiedene andere Vereinigungen, die sich mit Umweltschutz befassen, eine niedrige Pflichtwasserdotations gleichbedeutend mit einem Angriff auf das öffentliche Gut: die aquatische Fauna.

Die Regeln wurden generell auf nationalem Niveau erstellt und fixieren nur einen Minimalwert. Dies hat lokale Behörden dazu ermächtigt, zumindest ein Minimum zu fixieren und in vielen Fällen Pflichtwasserdotations auf unbegründet hohem Niveau festzulegen. Der Wasserrahmenrichtlinie (Direktive 2000/60/EC) folgend, die am 23. Oktober 2000 vom Rat verabschiedet wurde, werden Wasserrechtsbehörden immer mehr in die Festlegung der Dotationshöhe involviert. Während die nationale Gesetzgebung in der Vergangenheit die Restwasserdotations als Prozentsatz des MQ (jährlicher Mittelwasserabfluss) festlegte, untersuchen Wasserbehörden heutzutage verschiedene Gewässerabschnitte, sammeln hierzu Daten zur Hydrologie, Wildtieren, Wasserqualität und erstellen aquatische 1D/2D Modelle. Die Werte, die dadurch für die Pflichtwasserdotations gefunden werden, sind normalerweise höher aber sind zumindest wissenschaftlich belegt.

Der Planer muss in der UVP die von ihm vorgeschlagenen Werte und ihre Berechnungsart offen legen. Aber, wie in Kapitel 7 beschrieben, sind die Formeln hierzu unzählig und deren Anzahl erhöht sich Tag für Tag.

Dies stellt ein Problem für die Gesetzgebung dar, die Regeln aufstellen muss, und in speziellen Fällen ist es schwer, sich auf Referenzwerte oder Formeln zu einigen. Die am häufigsten angewendeten Methoden werden in Kapitel 7 beschrieben.

- Methoden basierend auf hydrologischen oder statistischen Werten
- Formeln basierend auf Geschwindigkeit und Wassertiefe
- Methoden basierend auf Mehrziel-Planung, die auch ökologische Parameter in Betracht ziehen.

In einer gegebenen Gruppe an Methoden können sich die einzelnen Ergebnisse wesentlich voneinander unterscheiden.

Es kann daher kein globaler Vergleich zwischen den verschiedenen Gruppen gemacht werden, da sich diese nicht auf dieselben Daten beziehen. Es ist nur möglich, die Methoden an einem konkreten Fall zu vergleichen, bei dem man alle notwendigen Daten kennt. Die Anwendung von 24 verschiedenen Methoden an einem weiten Fluss mit geringem Gefälle ergab 24 verschiedene Ergebnisse und das Verhältnis zwischen dem höchsten und dem niedrigsten Wert war 192! Sogar wenn die vier höchsten und die vier niedrigsten Werte nicht betrachtet werden, war das Verhältnis noch immer 14.

Eine Schlussfolgerung aus diesem Methodenvergleich ist, dass sich auch die nationalen Regeln sehr von einander unterscheiden.

In den nachfolgenden Absätzen wird ein kurzer Überblick über die verschiedenen Methoden gegeben:

⁵ A part of the information presented in this chapter is taken from the French guidebook "Guide pour le montage de projets de petite hydroélectricité" ADEME – Géokos mai 2003.

Deutschland

Es gibt keine allgemeingültige Regel für das gesamte Land. Jedes Bundesland hat eigene Regeln. Ein sehr verbreiteter Ansatz bezieht sich auf das mittlere Niederwasser (MNQ). Normalerweise ist 1/3 bis 1/6 des MNQ die Höhe der Restwasserdotation. Öfter wird 1/3 gewählt. Die verwaltungsbehördlichen Beamten treffen während der Wasserrechtsverhandlung die endgültige Entscheidung.

Griechenland

Die Restwasserdotation muss mindestens 1/3 des durchschnittlichen Sommerabfluss sein.

Spanien

Im 1985 verabschiedeten spanischen Wassergesetz wurde die Restwasserdotation auf 10% des mehrjährigen Durchschnittsabflusses festgesetzt. Dies wurde von den verschiedenen autonomen und lokalen Institutionen als Minimum angesehen, weshalb in jedem Projekt ein höherer und oftmals willkürlicher Wert fixiert wurde. Im neuen Wassergesetz vom Juli 2001 wurde beschlossen, dass die Pflichtwasserdotation im „Flussgebiet Managementplan“ von den zuständigen Behörden verankert werden muss (davon gibt es in Spanien 14). Bisher hat allerdings nur eine Behörde – nämlich die baskische – ein dementsprechendes Computerprogramm eingeführt.

Frankreich

Der Mindestabfluss sollte nicht geringer als 10 % des mehrjährigen Mittelwasserabflusses sein, der aus der Information mindestens der letzten fünf Jahre berechnet wird. Jedoch gilt für Flüsse oder Flussabschnitte, deren MQ größer als 80 m³/s ist, dass durch Erlass des Staatsrates in jedem Einzelfall ein niedrigerer Durchfluss gewählt werden kann, der jedoch nicht unter 5 % des MQ sein soll.

Italien

Die Pflichtwasserdotationsregelung ist durch die Gewässeraufsicht oder die regionalen Verwaltungsbehörden festgelegt und es gibt sehr viele zu beachtende Regeln. Grundsätzlich lässt sich eine Tendenz zu hypsographischen Methoden mit Korrekturfaktoren erkennen. Die Regeln werden derzeit überprüft.

Österreich

In Österreich gibt es keine allgemeingültige Formel, jedoch einige Ansätze um einen „richtigen“ Wert berechnen zu können. Normalerweise trifft ein Sachverständiger im Rahmen des Bewilligungsverfahrens die Entscheidung. Die führt zu Unterschieden, da auch die Fachmeinungen der einzelnen Sachverständigen unterschiedlich sind. Eine erste Annäherung wird normalerweise aufgrund von hydrologischen Parametern gemacht, wobei Werte zwischen

dem „mittleren Niederwasser,, (MNQ) und dem „niedersten Niederwasser“ (NNQ) verwendet werden. Eine sinnvolle, aber bisweilen kostenintensive Methode, um eine hohe Pflichtwasserdotation zu verhindern ist die Durchführung und Auswertung eines Dotationsversuches. Sachverständige der Verwaltung akzeptieren diese Vorgehensweise in den meisten Fällen.

Portugal

Die Restwasserdotation muss größer gleich 10 % des durchschnittlichen Jahresmittelwasserabflusses sein.

England

In England gibt es keine standardisierte Methode. Die oberste Gewässeraufsicht (Umweltamt) betrachtet jeden Standort auf einer individuellen Basis, bevor sie eine Genehmigung erteilt. Der Ausgangspunkt für Verhandlungen ist normalerweise das Q 95 (dies ist jene Abflussgröße, die während 95 % des Jahres verfügbar ist). Tatsächlich kann es aber auch mehr oder weniger sein.

In Schottland muss die Pflichtwasserdotation größer gleich 45 % des durchschnittlichen Jahresmittelwasserabflusses sein.

Litauen

Litauen ist in zwei verschiedene hydrologische Regionen geteilt, in denen zwei verschiedene Werte für die Pflichtwasserdotation vorgegeben sind. Für die erste hydrologische Region, in der die Flüsse unregelmäßige Abflussmengen führen, ist die Pflichtwasserdotation gleich dem Niederwasser der warmen Jahreszeit (April bis Oktober) von 30 Tagen Dauer mit 5-jährlichem Wiederkehrintervall (Wahrscheinlichkeit 0,80). In der zweiten hydrologischen Region, die regelmäßigeren Abfluss aufweist, ist die Pflichtwasserdotation geringer und wird anhand der oben genannten Methode berechnet – das Wiederkehrintervall für Niederwasser wird auf 20 Jahre (Wahrscheinlichkeit – 0,95) festgesetzt. Bei Ausleitungsanlagen – unabhängig von der hydrologischen Region – ist die minimale Pflichtwasserdotation in Kanälen 10 % des langfristigen saisonalen Durchschnittsabflusses.

Schweiz

Obwohl die Schweiz nicht zur EU gehört, sind ihre Regeln bezüglich der Restwasserdotation erwähnenswert. Die Festlegung basiert auf dem Q_{347} (Abfluss, der während 95 % des Jahres erreicht oder überschritten wird), grundsätzlich eine Art Niederwasser. Die folgende Graphik zeigt die Abhängigkeiten:

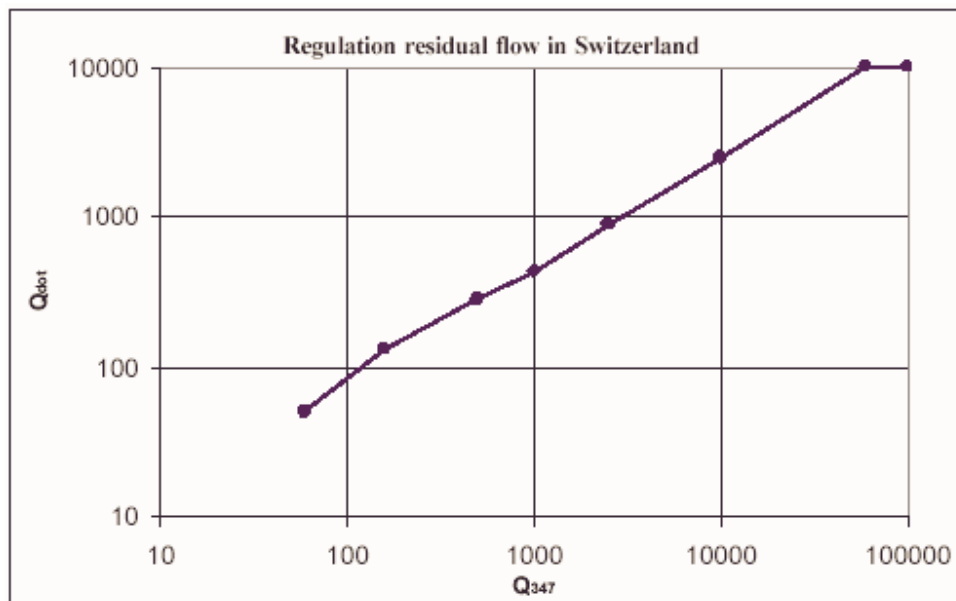


Abbildung 9.1 Regelung der Pflichtwasserdotations in der Schweiz

Bei sehr geringem Abfluss beginnt die Pflichtwasserdotations bei 80 % des Q_{347} , ab 10.000 l/s wird der Prozentsatz auf 25 % reduziert und ab 60.000 l/s bleibt es bei 10.000 l/s.

9.2.3 Öffentliche Überprüfung – Bürgerbeteiligung

In einigen Mitgliedsstaaten hat der Planer sein Projekt einer öffentlichen Überprüfung zu unterwerfen. Dieses Verfahren ist jedoch für Kleinwasserkraftwerke vereinfacht. Die Anhörung wird von jener Behörde vorgeschrieben, welche auch die Bewilligung erteilt. Ziel ist, die Öffentlichkeit zu informieren, Meinungen und (Gegen-)Vorschläge einzuholen, um die Öffentlichkeit in das Verfahren einzubinden und für die Behörde alle notwendigen Informationen bereitzustellen.

Ein Auditor führt die Anhörung: Standortbesichtigung, Bedarf an Zusatzinformationen, Organisation eines öffentlichen Treffens und Verlängerung der Anhörungszeit. Die Anhörung wird mit einem Bericht der zuständigen Behörde abgeschlossen, in dem auch die öffentliche Meinung dokumentiert ist. Der Prüfer muss klare und konsistente Schlussfolgerungen niederschreiben und genau erklären, ob er mit dem Projekt einverstanden ist oder nicht, und ob er unter Auflagen damit einverstanden wäre. Die Behörde kann diesen Prüfbericht berücksichtigen oder auch nicht.

9.2.4 Bauauflagen

Eine Baugenehmigung ist ebenfalls generell notwendig. Diese wird unabhängig vom Wasserrecht erteilt und liegt im Verantwortungsbereich der Baubehörde. Das Verfahren ist in der Bauordnung des Landes oder der Region festgelegt. Es inkludiert oft eine Untersuchung des Landschaftsbildes des Standortes und der Integrationsfähigkeit der Anlage in die Umwelt. Die zuständigen

Verwaltungsinstitutionen müssen dabei die Übereinstimmung des Projektes mit der Bauordnung prüfen.

9.2.5 Anbindung ans Stromnetz

Das Verfahren für eine Anbindung ans Stromnetz ist vom Wasserrechtsverfahren getrennt. Der Antrag muss bei jenen Behördengestellt werden, die für das Stromnetz zuständig sind (Hoch- oder Niederspannung – je nach gewünschter Spannungsebene).

Aufgrund der Europäischen Bemühungen zur Entwicklung erneuerbarer Energiequellen erfahren Versorgungsunternehmen eine erhöhte Nachfrage nach Anbindung dezentraler Anlagen, im speziellen von Windparks. Es kann vorkommen, dass die Einspeisekapazität des lokalen Stromnetzes erschöpft ist. In diesem Fall muss es verstärkt werden, um weitere Einspeisungen aufnehmen zu können, was natürlich wesentlich teurer ist als eine einfache Anbindung. Andererseits ist es notwendig, über die geplanten Anbindungen Bescheid zu wissen, um den unnötigen Ausbau des Netzes vermeiden zu können.

Um dieses Problem aufzugreifen hat Frankreich einen Verfahrensablauf entwickelt. Für jede Anfrage wird zuerst ein Projektvorentwurf ausgearbeitet. Nach dessen Vorliegen geben die Versorgungsunternehmen dem Planer eine Antwort; dieser kann daraufhin eine detailliertere Untersuchung bezüglich der Netzanbindung beantragen. Der Preis dieses Verfahrens kann auch die Ausbaukosten beinhalten, ein Teil davon wird jedoch nachträglich rückerstattet, falls andere Stromproduzenten die vom ersten Nutzer bezahlte technische Ausrüstung mitverwenden.

9.2.6 Andere Verfahren

Andere Verfahren sind zum Beispiel:

- *Grunderwerbsbewilligung.* Ein bewaldetes Grundstück könnte als Weg benötigt werden, um zur Anlage zu kommen, um einen Wasserweg oder eine Druckleitung zu errichten, etc. In diesen Fällen bedarf es einer behördlichen Bewilligung, um das Grundstück zu erwerben – je nach juristischen Status des Waldes. Die zu kontaktierende Behörde ist jene, die für Land- und Forstwirtschaft zuständig ist.
- *Vereinbarungen bezüglich Grenzen und Besitz von Grundstücken.* Ein potentieller Kraftwerksbetreiber besitzt nicht immer all das Land, das für das Projekt benötigt wird. Er muss eventuell eine Rohrleitung, einen Zufahrtsweg oder einen Triebwasserweg auf einem Nachbargrundstück errichten.

Der Projektentwickler muss selbst eine Vereinbarung mit den betroffenen Nachbarn finden. Wenn die Stadtverwaltung Bauträger ist, so hat diese oft zusätzliche Rechte, die über jene der Privatperson hinausgehen und auch freizügig ausgeübt werden. Falls keine Übereinkunft erreicht wird, kann die Stadtverwaltung darauf bestehen, dass der Grundstücksbesitzer im Sinne des öffentlichen Interesses zustimmt. Dies ist etwas, das ein Privater niemals erzwingen kann.

9.3 Einige Praxisbeispiele

9.3.1 Griechenland

Laut griechischem Gesetz sind derzeit drei Hauptgenehmigungen zu erwerben, um eine mit erneuerbarer Energie betriebene Kraftwerksanlage zu erbauen und zu betreiben.

- Stromproduktionslizenz
- Baubewilligung
- Betriebsbewilligung

Die erstere erhält man auf nationaler Ebene. Sie bestätigt, dass ein Projekt durchführbar ist. Es ist normalerweise problemlos, eine solche Lizenz zu erhalten, wenn es keine unklaren Punkte im Antrag gibt. Die Baubewilligung ist am schwersten zu bekommen. Das Verfahren ist sehr kompliziert und involviert mehrere Behörden. Seit April 2003 gibt es eine neue ministerielle Entscheidung (1726/2003), die das Bewilligungsverfahren vereinfachen und beschleunigen soll. Die Betriebsbewilligung wird nach Abschluss der Bauarbeiten ausgestellt und bestätigt auf gewisse Art, dass die Anlage im Sinne der anderen beiden Bewilligungen und relevanter Untersuchungen sowie gemäß dem vorhandenen Rechtsrahmen errichtet wurde.

9.3.1.1 Stromproduktionslizenz

Die Stromproduktionslizenz ist der erste Schritt auf dem Weg, alle wichtigen Dokumente für den Bau und Betrieb eines Elektrizitätswerkes aus erneuerbarer Energie zu erhalten. Diese Lizenz wird vom Entwicklungsministerium ausgegeben, die dem Rat der Energieregulierungsbehörde folgt.

Der Antrag ist mit folgenden Unterlagen zu versehen:

- Allgemeine Informationen zum Antragsteller: juristischer Name, Adresse, Name des Geschäftsführers oder Vorstandes, Organigramm,...
- Finanzberichte, Bilanzen und Einkommenserklärungen der letzten drei Jahre
- Businessplan für einen Zeitraum von 5 Jahren
- Machbarkeitsstudie

9.3.2.2 Baubewilligung

- Das Verfahren zum Erwerb dieser Bewilligung ist das komplizierteste und zeitaufwendigste. Um eine Genehmigung für ein Kraftwerk aus erneuerbaren Energien zu erhalten, sollte der Bewerber ein Ansuchen bei der Landesbehörde einreichen. Die Form dieses Antrages wird von der ministeriellen Entscheidung 2000/2002 vorgegeben. Das Vorliegen einer Stromproduktionslizenz ist Voraussetzung für den Antrag auf Baubewilligung. Begleitend sind eine Anzahl an ergänzenden Dokumenten, Studien, Karten, u.s.w. erforderlich.

Obwohl die regionalen Behörden die einzige Instanz sind, bei der man den Antrag stellen kann, heißt das nicht, dass der Antrag nur intern bearbeitet wird. Im Gegensatz hierzu holt nämlich die Regionalbehörde die Meinung zahlreicher Dienststellen ein, bevor sie die Lizenz ausstellt. Außerdem sind einige „Zwischenlizenzen“ notwendig bevor die endgültige Entscheidung fällt.

Die Baubewilligung für Kleinwasserkraftprojekte ist zwei Jahre lang gültig. Das bedeutet, dass der Antragsteller in dieser Zeit die Anlage fertig stellen muss. Eine Verlängerung um ein Jahr ist möglich, vorausgesetzt mindestens 70 % der Arbeit sind bereits vollendet.

Umfang des Antrages:

Der Antrag hat folgendes zu beinhalten:

- Exklusives Nutzungsrecht für den Standort
- technische Beschreibung
- Umweltverträglichkeitsuntersuchung
- Karten und Fotos
- Eidesstattliche Erklärung
- zusätzliche technische Beschreibungen für den Anschluss an das Übertragungssystem
- andere ergänzende Dokumente

Beratende Behörden und andere für die Umweltverträglichkeitsprüfung zuständige Gremien

- Im Verfahren für die Erteilung einer Baubewilligung stellt die regionale Behörde auch eine „Zustimmung zu den ökologischen Auflagen und Konditionen“ aus – eine weitere Voraussetzung für die Baubewilligung. Für diese Zustimmung holt die Behörde – basierend auf der Umweltverträglichkeitserklärung – die Meinung eine Anzahl anderer Behörden und Körperschaften ein: Oberste Forstaufsichtsbehörde, Stadtplanungsabteilung, Abteilungen für Kultur- und Denkmalschutz, Zivile Luftaufsichtsbehörde, Verteidigungsministerium, Griechische Telekommunikationsorganisation, Griechische Nationale Tourismusorganisation.

Bürgerbeteiligungsverfahren für die Umweltverträglichkeitsprüfung

- Vor der Erteilung der „Zustimmung zu den ökologischen Auflagen und Konditionen“ muss die Regionalbehörde den Antrag des Investors in ein Erneuerbares Energieprojekt- öffentlich machen. Für diesen Zweck wird eine Kopie der Antragsunterlagen an den Präfekten und die Stadtverwaltung geschickt. Die Behörden der drei Ebenen (regional, präfektorial und städtisch) hängen dies am schwarzen Brett aus und geben die Möglichkeit zum Einspruch innerhalb der nächsten 30 Tage.

Falls Einspruch erhoben wird, wird das Projekt in einer öffentlichen Versammlung des Präfektorial- oder Stadtrates diskutiert. Der Rat gibt seine Kommentare und Ratschläge an die Regionalbehörden, die schließlich über die Umweltauswirkungen des Projektes entscheidet.

9.3.2.1 Betriebsbewilligung

Diese Bewilligung wird von der Regionalbehörde nach der Baufertigstellung und nachdem die Behörden die Konformität des Projektes mit den Forderungen hinsichtlich Bau und Betrieb überprüft und zertifiziert haben, erteilt. Der Antrag für die Betriebsbewilligung wird gemeinsam mit den erforderlichen Unterlagen eingereicht.

9.3.2 Frankreich⁶

In Frankreich wird zwischen Kraftwerken mit weniger als 4.500 kW und mehr als 4.500 kW unterschieden. Die ersteren brauchen eine Genehmigung des *Präfekten*, dem lokalen Vertreter der Verwaltungsbehörde. Das notwendige Verfahren wird unten beschrieben. Falls es Probleme gibt, kann dieses Verfahren bis zu 5 oder 10 Jahre dauern. Neben der 2001/77/EC Richtlinie hat die französische Regierung eine Debatte eingeleitet, um das Verfahren für Erneuerbare Energie-Projekte zu vereinfachen. Die Schlussfolgerung war, dass Verfahren für Kleinwasserkraftwerke nicht länger als 2 Jahre dauern sollten.

Projekte, die größer sind als 4.500 kW brauchen eine Genehmigung des Ministerrats. Diese gilt für maximal 75 Jahre und kann in 30-jährigen Abständen erneuert werden. Allerdings sind derartige Genehmigungen aus Gründen der Landesverteidigung oder der öffentlichen Sicherheit widerrufbar und können eventuell und ohne Schadensersatz aufgehoben werden. Die Konzession bietet die Vorteile des Status eines öffentlichen Unternehmens, aber sein Verfahren ist komplizierter. Derartige Projekte brauchen hohe Spezialisierung – das Verfahren wird in diesem Buch nicht beschrieben.

9.3.2.1 “Eingestufte Flüsse”

Ein wichtiger Punkt in der französischen Gesetzgebung ist, dass in einem Teil des Gewässernetzes – eingestuft durch Dekrete, die sich auf das Gesetz vom 16 Oktober 1919 beziehen – die Stromgewinnung verboten ist. Daher muss der Planer zunächst überprüfen, ob der betreffende Fluss nicht „eingestuft“ ist. Häufig wird hierfür auch der Begriff „forbiden“ also „verbotene“ Gewässer verwendet.

9.3.2.2 Genehmigungsverfahren

Laut Gesetz vom 16. Oktober 1919 wird die Genehmigung für maximal 75 Jahre vergeben und kann aber erneuert werden. Tatsächlich wurde diese Dauer üblicherweise auf 30 Jahre beschränkt, damit sich der Betreiber bei Erneuerung an neue Regulative anpassen muss.

Der Erlass 95-1204 vom 6/11/1995 definiert die Dokumente und Informationen, die dem Antrag beigelegt werden müssen. Diese sind:

- Information zum Projektbetreiber

⁶ A part of the information presented in this chapter is taken from the French guidebook “Guide pour le montage de projets de petite hydroélectricité” ADEME – Géokos mai 2003.

- eine technische und geographische Akte des Projektes
- eine Umweltverträglichkeitsbeurteilung für Anlagen ab einer Ausbauleistung von 500 kW; falls diese Ausbauleistung geringer ist, genügt eine einfachere Studie („notice d’impact“)
- beantragte Genehmigungsdauer
- ökonomische und finanzielle Information
- Grundstücksverhältnisse

Die Antragsunterlagen müssen an den „Präfekten“ gesendet werden, der es an den zuständigen Beamten der Wasserpolizei weiterleitet (SPE, „service chargé de la police des Eaux“). Die SPE studiert die Antragsunterlagen gründlich und schickt diese an die öffentlichen Regionalbehörden: Direction régionale de l’industrie, de la recherche et de l’environnement (DRIRE), Direction régionale de l’environnement (DIREN), Conseil supérieur de la pêche (CSP).

Diese können den Planer um weitere Informationen ersuchen. Nach Einholung vieler Meinungen schickt die SPE die Unterlagen zurück zum „Präfekten“. Falls dieser das Projekt gutheißt, verabschiedet er ein Dekret für die öffentliche Verhandlung.

Nach Einholung der Meinung des Bezirksrates, des Bürgermeisters und aller beteiligter Behörden wird ein Wasserrecht ausgestellt und vom SPE vorgeschlagen. Der „Präfekt“ fällt seine endgültige Entscheidung. Falls er zustimmt, unterzeichnet er einen Genehmigungserlass und die Arbeiten können beginnen. Am Ende der Arbeit wird die Ausrüstung überprüft und dem Übereinkommen wird der Prüfbericht beigelegt.

9.3.2.3 Anbindung ans Stromnetz

Laut Gesetz vom 10. Februar 2000 und dessen Erlasse ist der Stromnetzbetreiber verpflichtet, die von Erneuerbaren Energie Anlagen mit weniger als 12 MW Leistung produzierte Energie zu kaufen, wenn der Produzent belegen kann, dass er seine Produktion an keinen anderen Verbraucher zu einem guten Preis verkaufen kann. Außerdem muss er einen Antrag an das Versorgungsunternehmen schreiben. Für Leistungen von weniger als 10 MW wird die Verbindung zu einem Verteilernetz (Niederspannung) hergestellt. Bei mehr als 10 MW wird der Standort an das Hochspannungsnetz angeschlossen.

Parallel dazu muss der Projektentwickler zwei Verfahren durchlaufen:

- Ein Genehmigungsantrag, die Anlage zu betreiben, muss zum Energieminister geschickt werden. (2000-877 Erlass vom 7. September 2000).
- Ein Dokument zur Abnahmeverpflichtung muss bei der regionalen Industriedirektion beantragt werden.

9.3.3 Irland

In Irland gibt es folgende Verfahren:

9.3.3.1 Planungserlaubnis

Der Planungsantrag besteht aus einem Antragsformular und zahlreichen Dokumenten, Karten und Plänen. Der Planer muss alle Unterlagen zu erneuerbarer Energie in seinen Entwicklungsplan einbeziehen. Entwicklungspläne müssen alle 5 Jahre erneuert werden.

Der Planer muss Information über die Auswirkungen auf die Umwelt bereitstellen. Dies wird durch eine UVE (Umweltverträglichkeitserklärung) gemacht. Eine UVE ist auch notwendig, wenn das Projekt in einem Denkmalschutzgebiet, speziellen Erhaltungsgebiet oder speziellen Schutzgebiet liegt.

Eine UVE ist rechtlich in den lokalen Verwaltungsgesetzen (Planung und Entwicklung) von 1990 verankert. Eine typische UVE würde Auswirkungen auf folgendes überprüfen: Wasser, Erde und Geologie, Luftqualität, Lärm, Flora und Fauna, Kulturerbe, elektromagnetische Felder, Auswirkungen auf das Landschaftsbild, klimatische Effekte, Interaktion von Auswirkungen und Alternativen. Eine UVE entscheidet, ob ein Antrag erfolgreich sein wird oder nicht. Eine UVE muss klar und deutlich formuliert sein und alle Informationen beinhalten, die für den Planer wichtig sind. Planer und Bedienstete der Behörden stehen bereit, Ratschläge zur Durchführung eines UVE zu geben.

9.3.3.2 Elektrizitätsregulierungsübereinkommen

Zwei Übereinkommen müssen arrangiert werden:

1. Baugenehmigung. Jeder, der eine neue Erzeugungsanlage bauen oder eine alte umbauen will, muss eine Baugenehmigung einholen (Absatz 16 des Elektrizitätsregulierungsgesetzes von 1999).
2. Produktionsgenehmigung. Unter Absatz 14 (1) (a) des Elektrizitätsregulierungsgesetzes, 1999, hat die Kommission das Recht, eine Produktionsgenehmigung zu erteilen oder abzulehnen.

Es gibt für beide Genehmigungen und für Anlagen unter 5 MW einen optimierten Antragsweg. Die Kommission muss zufrieden und der Ansicht sein, dass eine Kraftwerkserrichtung die untenstehenden Kriterien erfüllt. Trotzdem gibt es Diskussionen bezüglich Ausnahmeregelungen für kleinere Anlagen.

- Beeinflusst nicht nachteilig die Netzkapazität oder – stabilität
- finanziell durchführbar
- beachtet Umweltschutzmaßnahmen

9.3.3.3 Stromabnahmevertrag

Um einen Kredit von der Bank zu bekommen, muss der Projektentwickler für die nachfolgenden Jahre einen garantierten Abnehmer für seine Stromproduktion seiner Bank vorstellen können. Derzeit gibt es zwei Wege, um dies zu tun:

1. Alternative Energiebedarfsprogramme. Dies ist ein von der Behörde ausgeschriebener Wettbewerb, der Einzelunternehmer mit Verträgen prämiert. Diese Verträge verpflichten den öffentlichen Energieversorger, Elektrizität für 15 Jahre zu einem festgesetzten Preis zu übernehmen. Es gibt sehr starke Konkurrenz um diese Verträge und es gibt keinerlei Garantie, einen derartigen zu erhalten.
2. Zugang über Dritte: Es ist möglich, eine Übereinkunft mit einem Versorger im Elektrizitätsmarkt zu treffen, der dem Kraftwerksbetreiber einen Garantievertrag ausstellt. Dieser besagt, dass eine bestimmte Menge Elektrizität zu einem bestimmten Preis für einen bestimmten Zeitraum vom Versorger angekauft wird. Auch auf diesem Weg gibt es starke Konkurrenz und der Preis ist nicht viel höher als der Preis in den staatlichen Programmen.

9.3.4 Österreich

Der erste administrative Schritt sollte ein Gespräch mit den verantwortlichen Experten des Verwaltungsapparates sein. Der Planer muss in einer Vorstudie alles niederschreiben (Fluss, Standort, Fallhöhe, Abfluss, System, Leistung, Stromproduktion, usw.) und es den Behördenvertretern präsentieren.

Diese Vorüberprüfung verhindert die Kollision mit möglichen anderen Projekten oder mit der generellen Einstellung der Behörde. Nach diesem Schritt wird ein „Wasserrechtliches Einreichprojekt“ zur Erlangung der wasserrechtlichen Bewilligung ausgearbeitet. Im Vergleich zur Vorstudie beinhaltet dieses nun alle erforderlichen Details. Dieses Projekt dient als Verhandlungsbasis innerhalb des Genehmigungsverfahrens. Ein wesentlicher Teil dieses Verfahrens ist die öffentliche Diskussion. In diesem Schritt können betroffene Menschen (Fischerei, ...) äußern, was sie wollen oder nicht wollen. Der Vorsitzende des Verfahrens sammelt alle Meinungen und fällt letztendlich die Entscheidung, ob das Projekt realisiert werden darf oder nicht.

Ein weiterer Schritt bezieht sich auf das Umweltschutzgesetz. Obwohl ökologische Punkte im Wasserrecht inkludiert sind, könnte es noch zusätzliche Ansprüche und separate Verfahren geben. Die Bewilligung wird für mindestens 30 Jahre erteilt; längere Perioden (bis maximal 90 Jahre) können jedoch auch beantragt werden. Es muss kein Wasserzins bezahlt werden.

Eine gute Projektvorbereitung und Kooperation mit den Sachverständigen der Behörde, die das Projekt evaluieren, ist äußerst wichtig. Diese Vorbereitung muss einige Gespräche, seriöses ökologisches Management (vorgeschlagen durch einen zusätzlichen Experten, der Teil des Teams ist) beinhalten. Bisher gibt es keine „verbotenen Flüsse“. In einigen Fällen ist jedoch wohlbekannt, dass ein Projekt niemals eine Genehmigung erteilt bekäme. Implizit und inoffiziell verbotene Flüsse gibt es also.

Es gibt keine allgemeingültige Regel zur Restwasserdotation. Normalerweise variiert der Wert zwischen NNQ (niedrigstes Niederwasser) und MNQ (mittleres Niederwasser). In vielen Fällen macht es Sinn, eine kurze individuelle Untersuchung durchzuführen. Anderenfalls äußern die behördlichen Sachverständigen ohne spezifische Information ihre Meinung. Das Resultat daraus ist oft hoch – viel höher als das Ergebnis einer Studie. Aus diesem Grund zahlt sich die Investition in eine derartige Studie zumeist aus.

9.3.5 Portugal

Das folgende portugiesische Behördenverfahren-Organigramm wird durch ein Beispiel erläutert. Die wichtigsten Schritte für die Planung eines Kleinkraftwerkes und um unabhängig Elektrizität produzieren zu können (Produktion in speziellem System) sind dargestellt – es inkludiert auch die Verleihung der vier fundamentalen Genehmigungen:

- Erlaubnis zum Bau von Wasserbauten
- Betriebserlaubnis
- Wasserbenutzungsbewilligung
- Ausnutzungserlaubnis

Aus Informationsgründen sind auch die notwendigen Steuern und Garantien für den Verfahrensablauf inkludiert, mit Ausnahme jener, die mit der Generaldirektion für Energie zu tun haben. Diese sind wesentlich weniger kostenintensiv.

Die Abbildung stellt nicht den Kleinkraftwerksbau in einen Umweltschutzgebiet (z.B. Natura 2000) dar. Man berücksichtigt, dass die hohen Kosten einer Umweltverträglichkeitsprüfung nicht mit dem eher kleinen Budget eines Kleinkraftwerkes mit einer Kapazität von weniger als 1 MW zu vereinbaren sind. In der Tabelle des Verfahrensablaufes wurde die Frage nach dem Einspeisepunkt, die an die Generaldirektion für Energie gestellt wurde, als Konsequenz aus der Bewilligung der Regionaldirektion des Umweltministeriums eingeführt – obwohl diese spezielle Situation keine gesetzliche Regelung hat.

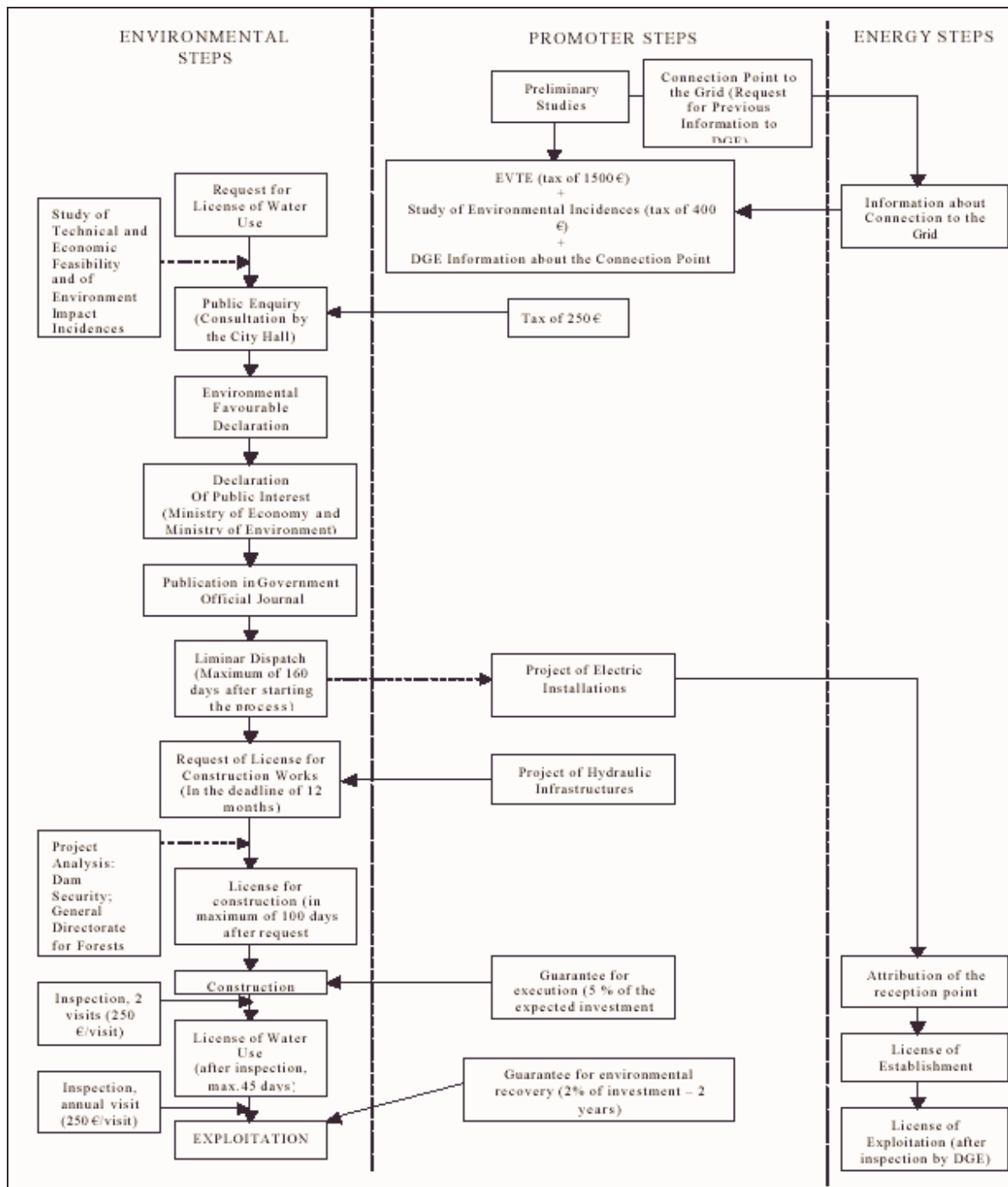


Abbildung 9.2: Portugiesisches Verwaltungsverfahren- Diagramm

9.3.6 Polen

Das Verfahren besteht aus vier Hauptstufen:

Stufe 1

Antragsstellung an die Wasserbehörde (*Regionalny Zarzad Gospodarki Wodnej, RZGW*). Ein erster Antrag wird an diese Behörde gestellt, in dem ein Vorschlag für einen möglichen Standort gemacht wird. Die Wasserbehörde zieht dies in Betracht und trifft eine Entscheidung. Wird dem Antrag stattgegeben, werden auch die grundsätzlich erforderlichen Auflagen skizziert.

Stufe 2

Antrag an die zuständige regionale Verwaltung, wo der Projektstandort liegt. Ein detaillierteres Konzept wird an die lokale Stadtverwaltung gesendet. Dies ist der Antrag für die *WZIZT (Warunki Zabudowy Izagospodarowania terenu* – Bedingungen für Konstruktion und Landmanagement). Dieses Konzept beinhaltet grundlegende Daten zur geplanten Investition (Größe, genaue Lage, Veränderungen, die dadurch am Gelände entstehen etc.) Die Verwaltungsbehörde überprüft das Konzept in Relation zu Raumplanungsdokumenten und politischen Zielen (insbesondere ihre lokalen Entwicklungspläne) und fällt dann eine Entscheidung gemeinsam mit den relevanten Konditionen.

Stufe 3

Ein Antrag wird an die *Powiat* (Bezirksbehörde) gestellt. Diese gewährt die *Operat wodnoprawny* (Wasser und rechtliche Betriebsgenehmigung). Um dieses Schlüsseldokument zu erhalten müssen alle Daten der Investition erarbeitet und vorgelegt werden. Das Dokument ist sehr detailliert und enthält auch die Einverständniserklärung der Wasserbehörde, die an dieser Stelle noch ihre Meinung ändern könnte. Es sollten Informationen wie ein Geschäftsplan, eine Umweltverträglichkeitsabschätzung und detaillierte Instandhaltungsvereinbarungen beinhaltet sein. Wenn dies alles vorliegt erteilt die *Powiat* dem Projektentwickler eine *Pozwolenie na budowe* (Baugenehmigung). Diese schreibt vor, wer die Fertigstellung des Baues abnehmen muss. Jeder kann für diese Aufgabe herangezogen werden, sogar der örtliche Schornsteinfeger. Danach muss noch einmal ein Antrag an die Wasserbehörde, an *Gmina* und *Powiat* gestellt werden, um die Erlaubnis zur Inbetriebnahme zu bekommen.

Stufe 4

Anbindung ans Versorgungsnetz. Die Verhandlungen über die Konditionen der Netzanbindung und der Verkaufsverträge werden getrennt durchgeführt und können sehr schwierig sein. Normalerweise wird eine Abschätzung der zu erwartenden täglichen und stündlichen Produktion erwartet. Falls der Produzent diese Schätzungen nicht einhält, werden Strafen ausgesetzt.

9.3.7 Schweiz

Wie jeder Staat hat auch die Schweiz Regeln, die von einem Kanton zum anderen variieren. Trotzdem sind sich die Verfahren sehr ähnlich und es sind einige Bundesgesetze anwendbar:

- Gesetz zum Wasserschutz: http://www.admin.ch/ch/f/rs/c814_20.html (Pflichtwasserdotation)
- Energiegesetz: http://www.admin.ch/ch/f/rs/c730_0.html (Verbindung zum Netz und Einspeisekonditionen)
- Gesetz zu den hydraulischen Kraftanlagen: http://www.admin.ch/ch/f/rs/c721_80.html (Regulierung der Konzessionen)

Die genannten sind die wichtigsten Gesetze, die für die Schweiz den rechtlichen Rahmen für hydroelektrische Kraftwerke, im Speziellen Kleinkraftwerke bilden. Außerdem beinhaltet das neue zukünftige Atomenergiegesetz ein Energiegesetz, welches einen Kompensationsfond vorsieht, der von der Hochspannungstransmission gespeist wird, um die den Kleinkraftwerken garantierten Vorzugstarife zu finanzieren.

Die Verleihung der Konzession kann auf kantonaler (z.B. Kanton von Vaud), kommunaler (z.B. Valais) oder bourgeoisialer (in einigen Kantonen) Ebene erfolgen. Es gibt keinen Antrag auf Konzession, der auf Bundesebene gestellt wird. Es gibt allerdings eine Behörde, die für die Überprüfung von großen Anlagen zuständig ist.

Die Anlagen, die Trinkwasser und Abwasser verwenden, brauchen keine Konzession. Generell ist eine einfache Genehmigung des Kantons ausreichend. Das ist nicht systematisiert.

Das normale Verfahren ist in Kapitel 7 in „Einleitung zum Bau und Nutzung von Kleinwasserkraftwerken“ beschrieben. Dieses Dokument kann man downloaden unter:

http://www.smallhydro.ch/français/download/download_f.htm

Für mehr Information kontaktieren sie das Bundesamt für Energie: (<http://www.suisseenergie.ch/internet/02007/index.html?lang=fr>)

Anhang A gibt einen allgemeinen Überblick über den aktuellen gesetzlichen Rahmen für den Kleinwasserkraftsektor auf europäischem Niveau.

ANHANG A: KLEINWASSERKRAFTWERKE IM ELEKTRIZITÄTSBINNENMARKT

EINLEITUNG

Der europäische Elektrizitätssektor bewegt sich immer weiter weg vom Erzeugungsmonopol – hin zu einem sehr wettbewerbsintensiven Markt, in welchem Konsumenten die Möglichkeit haben, unter den Energieversorgern zu wählen. In einigen Mitgliedstaaten der EU wie z.B. Österreich, Dänemark, Finnland, Deutschland, Spanien, Schweden und England (wo die deklarierte Marktöffnung 100% ist)⁷, läuft dieser Prozess bereits. Binnen kürzester Zeit wird dies auch in allen anderen Mitgliedstaaten so sein. Wir bewegen uns immer weiter weg von komplex regulierten Schemata hin zu immer größerem Vertrauen auf den Marktmechanismus. Ein essentielles Element der neuen Marktregeln ist es sicher zu stellen, dass diese Regeln den restrukturierten Markt zu reineren Ressourcen hinführen, die mit dem öffentlichen Interesse vereinbar sind. Klimaforscher stimmen überwältigender Weise überein, dass die Treibhausgase für den Klimawandel verantwortlich sind und dass ernsthafter Schaden an der Umwelt am gesamten Erdball entstehen wird und enormen Schaden an der Menschheit hinterlassen wird. Außerdem muss die EU das Kyoto-Protokoll und die Verbesserung der Sicherheit der Energieversorgung beachten. Dies kann durch den Einsatz erneuerbare Energiequellen erreicht werden und reduziert somit auch die Abhängigkeit von importieren Treibstoffen.

In diesem neuen Kontext hängt die Marktposition des europäischen Kleinkraftwerksektors vom geltenden rechtlichen Rahmen der EU ab. Es gibt zwei wesentliche legislative Elemente:

- Richtlinie 2001/77/EC zur Förderung von Energie von erneuerbaren Energiequellen (EE), auch bekannt als die RES Richtlinie (Renewable Energy Sources). Diese setzt den Rahmen in allen Mitgliedstaaten für die Förderung der Stromerzeugung aus EE mit dem ambitionierten Ziel, bis 2010 innerhalb der EU die Verdoppelung von EE im Verhältnis zur Bruttoinlandsverbrauch zu erreichen.
- Richtlinie 2003/53/EC etabliert gemeinsame Regeln für die Erzeugung, Weiterleitung, Verteilung und Versorgung von Elektrizität im Elektrizitätsbinnenmarkt. Sie legt die Regeln hinsichtlich der Organisation, der Funktion des Elektrizitätssektors, der Möglichkeit, am Markt teilzunehmen und des Betriebs der Systeme untereinander fest.

Innerhalb dieses rechtlichen Rahmens gibt es drei Aspekte die insbesondere Kleinwasserkraftwerke betreffen: (i) Ziele, die in der Legislative beschlossen wurden und die Schwierigkeit, diese zu erreichen, (ii) geltende Tarifstrukturen und Unterstützungsmöglichkeiten und deren Effektivität, (iii) Barrieren die trotz des günstigen rechtlichen Rahmens nach wie vor bestehen.

⁷ Commission staff working paper, "Second benchmarking report on the implementation of the internal electricity and gas market". SEC(2003) 448.

A.1 ZIELE

Die EE-Richtlinie legt für jedes Mitgliedsland nationale Ziele für den Beitrag der EE-Elektrizität zum Brutto-Elektrizitätsinlandsverbrauch bis 2010 fest. Trotzdem gibt es keinen Anhaltspunkt für den Beitrag einzelner erneuerbarer Energien zum Gesamtziel. Dies bleibt eine Entscheidung jedes einzelnen Mitgliedstaates. Obwohl dies genau der Definition einer RL und des Subsidiaritätsprinzips entspricht, könnte es ungesunden Wettbewerb zwischen den verschiedenen EE schaffen. Tabelle A.1 zeigt die indikativen nationalen Ziele, die in der RL für jeden Mitgliedsstaat definiert wurden.

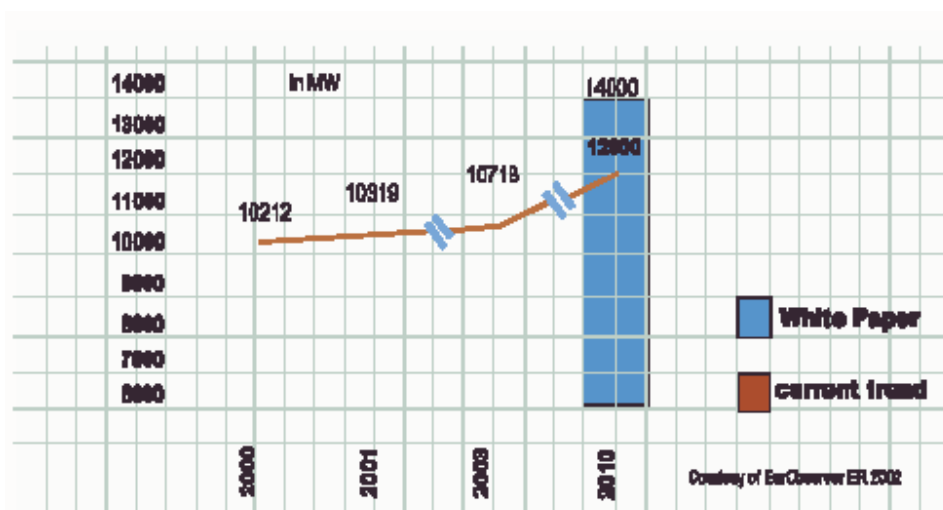
Tabelle A.1: Referenzwerte für die nationalen indikativen Ziele der Mitgliedstaaten für deren Beitrag zur Elektrizität von EE zum Bruttoinlandsverbrauch bis 2010.

	RES-E TWh 1997	RES-E TWh 1997	RES-E % 2010
Belgium	0.86	1.1	6.0
Denmark	3.21	8.7	29.0
Germany	24.91	4.5	12.5
Greece	3.94	8.6	20.1
Spain	37.15	19.9	29.4
France	66.00	15.0	21.0
Ireland	0.84	3.6	13.2
Italy	46.46	16.0	25.0
Luxembourg	0.14	2.1	5.7
Netherlands	3.45	3.5	9.0
Austria	39.05	70.0	78.1
Portugal	14.30	38.5	39.0
Finland	19.03	24.7	31.5
Sweden	72.03	49.1	60.0
United Kingdom	7.04	1.7	10.0
European Community	338.41	13.9	22

Im Oktober 2003 werden die Mitgliedstaaten beginnen, der Europäischen Kommission über deren nationale Strategie zur Erreichung der für die verschiedenen EE gesteckten Ziele zu berichten. Sobald die nationale Legislative konkrete Ziele kurz- und mittelfristig je nach Technologieart festgelegt hat, kann eine Abschätzung der Effektivität der EE RL für Kleinwasserkraftwerke durchgeführt werden.

Trotzdem legte das Weißbuch für eine Gemeinschaftsstrategie und Aktionsplan COM (97) 599 endgültig (26/11/97) ein konkretes und ehrgeiziges Ziel für Kleinwasserkraftwerke von zirka 14.000 MW installierter Leistung bis zum Jahr 2010 fest. Wie in Abbildung A.1. gezeigt, würde die europäische Kleinwasserkraftkapazität bei ungefähr 12.000 MW bleiben, wenn man das jährliche Durchschnittswachstum der letzten Jahre zugrunde legt. Generell ist man sich jedoch einig, dass das Ziel noch immer erreicht werden könnte, wenn man den regulativen Rahmen optimierte.

Abbildung A.1: Derzeitiger Trend der Kleinwasserkraftwerke und Ziele des Weißbuches



Laut nationalen Kleinkraftwerksvereinen begründet sich die langsame Entwicklung der Kleinwasserkraft in den letzten Jahren meist nicht auf ökonomische Einflüsse, sondern auf die Existenz von signifikanten administrativen und Umwelthürden. Obwohl die Definition eines adäquaten ökonomischen Stützrahmens für Kleinwasserkraft eine unabdingbare Voraussetzung ist, so reicht dies noch nicht aus, um die Kleinwasserkraft zu fördern. Falls die Kommission wirklich eine Förderpolitik für Kleinwasserkraft schaffen möchte, so muss sie die Beseitigung von administrativen und Umweltschutzbarrieren, die die Entwicklung hemmen, als Priorität betrachten. Diese Barrieren haben mindestens denselben Stellenwert wie die Schaffung eines gemeinsamen Vergütungsrahmens.

A.2 TARIFSTRUKTUREN UND FÖRDERINSTRUMENTARIEN

Die Förderung von erneuerbarer Energie, die auf eine Erhöhung ihres Anteils am Energiemix, begründet speziell durch die Sicherstellung eines effizienten und passenden Förderplanes, abzielt, ist das Herz der EU Energiepolitik: Sicherstellung und Diversität der Versorgung, Wettbewerbsfähigkeit und Umweltschutz. EE wird insgesamt Unterstützung brauchen, um kurz-

und mittelfristig die Kyotoziele erreichen zu können. Die Gründe für diesen Unterstützungsbedarf sind im wesentlichen mit folgenden beiden Faktoren verbunden:

- **Kosten.** Der größte Nachteil von EE ist gegenwärtig, dass die Kosten unter den derzeitigen Rahmenbedingungen, die durch fehlende Internalisierung externer Energieproduktionskosten charakterisiert sind, tendenziell wesentlich höher sind als jene konventioneller Energiequellen. Generell ist anerkannt, dass konventionelle Energiequellen nicht nur ihre vollen externen Kosten nicht bezahlen, sondern auch noch stark gefördert werden. Im EU Projekt ExternE hat man gezeigt, dass sich die Energiekosten von mittels Kohle und Öl erzeugter Energie verdoppeln würden, wenn externe Kosten der Umwelt und Gesundheit mitkalkuliert würden. Das Resultat ist, dass Elektrizität aus erneuerbaren Energiequellen am freien Markt mit den konventionellen Quellen nicht konkurrieren kann. Folglich ist der Schluss richtig, dass die Entwicklung von erneuerbaren Energiequellen zwei wesentliche Elemente braucht: (i) einen Mechanismus, der den Preis stützt, damit erneuerbare Energieproduzenten am Markt teilnehmen können und auch Gewinn machen können (ii) ein stabiles regulatives Umfeld, damit Investoren ohne Bedenken in den Markt eintreten können und nicht fürchten müssen, dass der Preismechanismus in unprofitabler Weise modifiziert werden könnte.
- **Infrastruktur.** Für EE-Erzeugern ergeben sich einige wichtige Herausforderungen wie z.B. die Planung oder die Verbindung ans Stromnetz, die angesprochen werden müssen. Die Zukunft von EE wird höchstwahrscheinlich von einer Kombination aus Preis und politischer Förderung abhängen. Man sollte die derzeitige Verwirrung lösen indem man aufhört, konventionelle Stromerzeugung zu fördern und stattdessen eine Internalisierung externer Kosten einführt. Das Problem der externen Kosten könnte innerhalb der EU gelöst werden z.B. durch eine CO₂-Steuer, zumindest hinsichtlich fossiler Treibstoffe. Laut APPA (Spanische Vereinigung Unabhängiger Erneuerbarer Produzenten) sollten die externen Kosten konventioneller Energieerzeugung die wesentliche Richtgröße bei der Quantifizierung der Kompensation für Kleinwasserkraftwerke hinsichtlich ihrer Umwelt- und sozialen Vorteile sein.

Die Mitgliedstaaten haben erneuerbare Energien in der einen oder anderen Weise durch Forschung und Entwicklung (F&E), Steuernachlässe/-ausnahmen, Fixpreise, Investitionssubventionen und ähnliches gefördert. Die Kommission selbst fördert sie seit über einem Jahrzehnt F&E im Bereich der erneuerbaren Energien durch verschiedene Rahmenprogramme für Forschung und Entwicklung. Bisher wurden sechs solcher Programme durchgeführt. Zuzugabe des Weißbuches und vor allem der EE-Richtlinie, wurden in der EU bisher schon einige politische Instrumente entwickelt, um derartige Investitionen anzukurbeln. Es ist offenkundig, dass ohne tariflichem Rahmen, der die Vorhersehbarkeit der Rücklieferentgelte garantiert, die erneuerbaren Energien niemals die Ziele, die im legislativen Rahmen festgelegt wurden, erreichen könnten.

Die EE-Richtlinie definiert erneuerbare Energiequellen als nicht-fossile Energiequellen – der ursprüngliche Vorschlag begrenzte die Wasserkraft auf Anlagengrößen bis 10 MW installierter Leistung, aber dieser Vorschlag wurde in der Endversion der RL wieder entfernt. Einige Mitgliedstaaten, unter ihnen Spanien, haben Einspeisetarife für Elektrizität aus Anlagen von 10 bis 50 MW, obwohl sich die Prämie bei steigender Leistung verringert. Andere Mitgliedstaaten erhöhten ihre Unterstützung für kleinere Anlagen durch eine Reduktion der Prämien bei

zunehmender Produktion. Ein Beispiel dafür ist Österreich, wo man für die erste GWh 5.96 cts €, die nächsten drei GWh cts € 4.58 und sobald es mehr als 24 GWh sind, nur mehr 3.31 cts € erhält. Einen kompletten und detaillierten Überblick über die geltenden Tarife für Kleinwasserkraftwerke innerhalb der EU findet sich in Kapitel 8. Die EC Richtlinie für gemeinsame Regeln im Elektrizitätsbinnenmarkt unterstreicht auch die prioritäre Bedeutung erneuerbarer Energieerzeugung.

Die politischen Instrumente, die man in den verschiedenen Mitgliedstaaten findet, basieren alle auf zwei wesentlichen Elementen. Wie in Abbildung A.2 gezeigt, beeinflussen diese Instrumente entweder die Versorgung oder die Nachfrage nach erneuerbarer Energie und der Fokus liegt entweder auf der Produktion oder auf der installierten Leistung von erneuerbaren Energieerzeugungsanlagen.

Innerhalb dieser Kategorisierung gibt es drei grundlegende Instrumente zur Förderung erneuerbarer Energie. Diese Instrumente sind (i) Einspeisetarife, (ii) Quotenverpflichtung in Kombination mit einem Umweltzertifikat - System und (iii) Ausschreibungsverfahren. Neben diesen drei Hauptinstrumenten gibt es komplementäre Mechanismen, wie z.B. Investitionssubventionen und steuerliche Maßnahmen.

Zur Zeit der Verabschiedung der EE RL wollte die Kommission das Ausschreibungsverfahren adaptieren, das damals vom englischen NFFO Programm bekannt gemacht wurde. In der Endversion wurde jedoch beschlossen, die Art und Weise der Förderung den einzelnen Staaten zu überlassen. Daher gibt die RL nicht vor, welche politischen Instrumente bevorzugter Weise anzuwenden sind. Die einzelnen Mitgliedsländer entwickeln nun ihren eigenen Mix an politischen Instrumenten, um erneuerbare Energien zu stimulieren.

Abbildung A.2: EE Förderinstrumente

bezogen auf Erzeugung in kWh			
versorgungsseitig	Einspeisetarife	Quotenverpflichtung	verbrauchsseitig
	steuerliche Maßnahmen	Zertifikate	
	Ausschreibungssysteme	steuerliche Maßnahmen	
	allgemeine Förderungen		
	Investitionsförderungen	Quotenverpflichtung	
	steuerliche Maßnahmen		
bezogen auf Leistung in kW			

Quelle: Renewable electricity policies in Europe. Country fact sheets 2003, ECN

Investitionssubventionen: Staatliche Verwaltungsbehörden stellen Subventionen für EE-Technologien meist als %-Satz der Gesamtinvestition zur Verfügung. Diese Art der Förderung

kann helfen, die Hürde einer hohen Anfangsinvestition zu überbrücken und wird meist dazu benutzt, um Investitionen in weniger lukrative erneuerbare Energietechnologien zu stimulieren.

Einspeisestarife: Diese werden derzeit in mehreren EU Mitgliedstaaten angewendet (v.a. in Deutschland und Spanien) und sind durch einen speziell festgelegten Preis für EE charakterisiert, der von den Elektrizitätsunternehmen – meist Elektrizitätsversorgungsunternehmen – an die heimischen Produzenten bezahlt werden muss. Als Variation innerhalb dieses Systems setzt die Behörde für die EE-Erzeuger eine fixe Prämie fest, die über dem normalen oder dem Spot-Energiepreis liegt. Der fixe Preis oder die fixe Prämie kann durch die Behörde wieder abgeändert werden, um fallenden Technologiekosten zu entsprechen.

Quotenverpflichtende Systeme und Umweltzertifikate: Quotenverpflichtungen dienen dazu, einer Minimalproduktion oder einen Minimalverbrauch an EE-Elektrizität zu erzwingen. Die Behörde legt den Rahmen fest, in welchem der Markt eine gewisse Energiemenge zu produzieren, zu vertreiben oder zu verkaufen hat. Die Verpflichtung gilt für die Erzeugung oder den Verbrauch. Die Quote kann normalerweise zwischen Unternehmen gehandelt werden, um Marktverzerrungen zu verhindern. Ein handelbares Umweltzertifikat (TGC = Tradeable Green Certificate) ist für diesen Zweck erforderlich. Derzeit funktioniert dieses System nur in Irland und in den Niederlanden, bald aber auch in Schweden, Dänemark und Flandern. Der Produzent verkauft Elektrizität an den freien Markt und erhält zur gleichen Zeit ein Umweltzertifikat pro erzeugter MWh, das unabhängig von der physischen Ware Strom gehandelt werden kann.

Der Wert eines Umweltzertifikates ergibt sich aus der Verpflichtung aller Konsumenten, eine gewisse Anzahl an Umweltzertifikaten, die durch die Quote (% ihres Gesamtkonsums/-verbrauchs) festgelegt wird, von EE-Produzenten zu beziehen. Da Konsumenten diese Zertifikate so billig wie möglich kaufen wollen, entwickelt sich ein Sekundärmarkt für diese Zertifikate, in dem die EE-Produzenten miteinander um den Verkauf wetteifern.

Ausschreibungs- und Auktionsverfahren: Früher, als die NFFO-Verträge in Großbritannien noch in Kraft waren, legten potentielle EE-Produzenten wettbewerblich der ausschreibenden Behörde ein Angebot für einen Fixpreisvertrag vor. Das System ist kombiniert entweder mit Einspeisstarifen oder Umweltzertifikaten. In GB, wo dieses System mit verschiedenen Technologien läuft, sind Umweltzertifikate als ROCs (Renewable Obligation Certificates) bekannt.

Auktionsverfahren dienen zur Auswahl der Nutznießer für Investitions- oder Erzeugungsunterstützung oder für andere limitierte Rechte. Potentielle Investoren oder Produzenten müssen in diesem wettbewerblichen Auktionsverfahren gegeneinander antreten. Das Kriterium für die Evaluierung der Angebote wird vor jeder Auktionsrunde festgelegt. Die Behörde entscheidet über die angestrebte Produktionsmenge jeder EE, über deren Wachstumsrate und über das Niveau der langfristigen Preissicherheit, das den Erzeugern angeboten wird. Die Auktion ist von einer Kaufverpflichtung (zu einem Premiumpreis) für die Elektrizitätsversorger begleitet. Der Unterschied zwischen dem Premium- und dem Marktpreis wird an den Energieverbrauch rückerstattet. In jeder Auktionsrunde werden die kosteneffizientesten Angebote für den Erhalt der Subvention ausgewählt. Dieser Mechanismus führt zum preislich niedrigsten Angebot.

Steuerliche Maßnahmen: Einige Mitgliedstaaten wie Österreich, Belgien, Dänemark oder Portugal unterstützen erneuerbare Energien durch steuerliche Maßnahmen. Diese können verschiedene Formen annehmen: Nachlässe bei der allgemeinen Energie- oder Emissionssteuer, niedrigere Mehrwertsteuer, Steuermachlass für ökologische Fonds oder steuerlich attraktive Abschreibungsmodelle, die alle konform zu den Richtlinien zur Vergabe staatlicher Unterstützung zum Schutz der Umwelt sein müssen.

Bezüglich der Kleinwasserkraftwerke zeigt Tabelle A.2, die kürzlich durch die ESHA erarbeitet wurde, die derzeit gültigen Fördersysteme der einzelnen Mitgliedstaaten. Preise, die durch dieses Fördersystem erreicht werden, oder Rückliefertarife werden in Kapitel 8 genauer erläutert.

Mittelfristig wird es in den EU-Mitgliedstaaten wohl keine gravierenden Änderungen geben, aber es gibt noch immer Unsicherheit hinsichtlich möglicher Änderungen. In Dänemark, einem der ursprünglichen Förderer von Einspeistarifen für Windenergie, wurde die Einführung eines Umweltzertifikatsystems angekündigt, jedoch mehrmals verschoben. Nach wie vor herrscht dort große Unsicherheit über die nun für 2004 geplante Einführung. In Irland hat die Regierung im ersten Quartal 2003 angekündigt, ein Dokument mit der Absicht zu veröffentlichen, bis zum Jahre 2010 neue Ziele für EE-Technologien zu setzen und alternative Maßnahmen der Unterstützung zu prüfen. In Spanien werden die Einspeistarife voraussichtlich noch viele weitere Jahre gültig sein, obwohl Investoren klarere Regeln für die Festlegung zukünftige Preise einfordern.

In Österreich ist es nach der schlechten Erfahrung mit den handelbaren Umweltzertifikaten für Kleinwasserkraftwerke eher unwahrscheinlich, dass sich das Einspeistarifsystem ändern wird, wo endlich eine gewisse Harmonisierung auf Bundesniveau erreicht wurde. In Deutschland hat das Umweltministerium einen Anhang zum Gesetz der erneuerbaren Energien (2003) zur Begutachtung ausgesendet. Der Vorschlag bevorzugt nach wie vor das Einspeistarifsystem als Instrument, um die für 2010 gesetzten Ziele zu erreichen – allerdings soll es Preisdifferenzierungen, z.T. höher, z.T. niedriger als die im derzeitigen Gesetz festgelegten. In anderen Ländern werden keine besonderen Veränderungen erwartet. EE Produzenten versuchen die Preisunsicherheit der Einspeistarife zu verringern, indem sie den Behörden vorschlagen, transparente Regeln für deren zukünftige Bestimmung festzulegen.

Die EE-Richtlinie – Artikel 4, Absatz 2 – verpflichtet die Kommission, spätestens am 27. Oktober 2005, einen gut dokumentierten Bericht vorzustellen, in dem alle Erfahrungen dargelegt werden, die bisher mit der Anwendung und Koexistenz der verschiedenen Fördermechanismen gemacht wurden. Der Bericht soll den bisherigen Erfolg hinsichtlich einer Förderung des Konsums von erneuerbarer Energien bewerten. Falls notwendig, sollte dieser Bericht auch durch einen Vorschlag für einen Gemeinschaftsrahmen bezüglich Förderungsmechanismen für aus EE produzierter Elektrizität begleitet sein. Jede dieser Vorschläge muss eine Übergangsfrist von mindestens 7 Jahren inkludieren, was bedeutet, dass es bis 2012 kein verpflichtendes einheitliches System geben wird.

Tabelle A.2: derzeitige Fördersysteme für Kleinwasserkraftwerke in den EU Mitgliedstaaten

Mitgliedstaat	Kompensationsmodell
Belgien	Wallonien: Umweltzertifikate seit 1. Oktober 2002 Flandern: Umweltzertifikate seit 1. Jänner 2003
Dänemark	Übergangsfrist von Fixpreisen zu Umweltzertifikaten
Deutschland	Einspeistarife
England	Marktpreis (Energemarkt – NETA) und ROCs (Renewable Energy Obligation Certificates) - nur erhältlich für Wasserkraft bis 20 MW wenn gebaut ab 1990 oder falls vor 1990 gebaut, dann mit neuem Turbinenlaufwerk und Kontrollsystem ausgestattet. Auch Wasserkraftwerke errichtet ab 2000 sind für ROCs zugelassen.
Finnland	Nordpool Markt sowie Prämie
Frankreich	Fixpreise, nur anwendbar auf erneuerbare Energieanlagen bis 12 MW. Die an Kleinwasserkraftwerke bezahlten Preise hängen von deren Errichtungsdatum ab. Wintertarife für Kleinwasserkraftwerke, die nach 2001 kommissioniert wurden, gelten für 20 Jahre.
Griechenland	Einspeistarife
Irland	Öffentliche Ausschreibung: Alternative Energie Voraussetzung (AER) Wettbewerbe. Die irische Regierung hat im Februar 2003 die AER VI verabschiedet.
Italien	Quoten und handelbare Umweltzertifikate: Die Quote sollte sich ab 2005 jedes Jahr um 0,3% erhöhen. Die Netzbehörden fixieren jedes Jahr einen Höchstpreis für Umweltzertifikate. Zertifikate werden nur während der ersten 8 Betriebsjahre ausgestellt.
Luxemburg	Einspeistarife. Prämien werden für 10 Jahre garantiert.
Niederlande	Neues Fördersystem seit 1. Juli 2003. Großhandelselektrizitätsmarkt und Einspreistarif-Prämien. Wasserkraft bekommt keine Umweltzertifikate.
Österreich	Einspeistarife: a) Alte Anlagen: Anlagen, die ihre Betriebsgenehmigung vor 1. Jänner 2003 bekamen, einschließlich jener, die derzeit in Betrieb sind, haben die Möglichkeit, die garantierten Einspeistarife für die ersten 10 Betriebsjahre in Anspruch zu nehmen. b) Neue Anlagen: Anlagen, die ihre Erlaubnis zwischen 1. Januar 2003 und 31. Dezember 2005 erhalten haben oder werden, und die bis Ende 2006 die Anlage in Betrieb nehmen, können die Einspeistarife für die ersten 13 Betriebsjahre in Anspruch nehmen.
Portugal	Einspeistarife
Schweden	Umweltzertifikate: dieses System begann am 1. Mai 2003.
Spanien	Fixpreise (Einspeistarife) und Prämienzahlungen, die jährlich von der Regierung angepasst werden.

A.3 BARRIEREN

Eine wesentliche Barriere für die Weiterentwicklung von EE - Elektrizität innerhalb der EU sind die administrativen Verfahren und die Planungsverfahren, die potentielle Kraftwerksbetreiber durchlaufen müssen. Dies wurde von der ESHA im Namen vieler repräsentativer Organisationen,

die für Kleinwasserkraftwerke verantwortlich sind, hervorgehoben. Es sollte festgehalten werden, dass diese Regeln, die oft für Groß- und Kleinprojekte gemeinsam aufgestellt wurden, den EE - Produzenten eine gewaltige Last auferlegen – sowohl insgesamt als auch hinsichtlich der Kraftwerksanlage.

Die Planungsverfahren variieren sehr stark zwischen den einzelnen Mitgliedstaaten, Regionen und Projekten. Artikel 4-6 der EE - Richtlinie gibt in diesem Belang die notwendigen Regeln vor. Wo ein Verfahren abgewickelt wird, müssen die Regeln objektiv und nicht diskriminierend sein. In der Blue Age Studie, die von der ESHA durchgeführt und zum Teil von der Kommission finanziert wurde, wurde die Länge des Bewilligungsverfahrens mit 12 Wochen in Schottland bis zu 2 Jahre in Italien und bis zu 4 Jahren Spanien geschätzt. Wesentlich auffällig ist aber, dass in beinahe jedem Mitgliedstaat in letzter Zeit nur ein paar Dutzend Genehmigungen erteilt wurden. Ohne Bewilligung ist kein Bau möglich und aus diesem Grund werden Fördersysteme, die Wettbewerbspreise unterstützen, unnötig, nicht nur für die Förderung von Kleinwasserkraftwerken, sondern auch zur Erreichung der Ziele bis 2010.

Die EE - Richtlinie schlägt vor, Anstrengungen zu unternehmen, um Fortschritte in diesem Gebiet zu machen, und meint, dass von allen Mitgliedstaaten folgendes gefordert werden sollte:

- Überprüfung der derzeit existierenden Maßnahmen hinsichtlich Planung und Verfahren, die potentielle EE - Produzenten beachten müssen, um zu erkennen, was getan werden muss, um die regulativen Barrieren zu verringern und die EE Produktion möglichst zu steigern:
 - Einführung einer einzigen Einreichstelle für das Genehmigungsverfahren
 - Sicherstellung der Koordination zwischen verschiedenen einbezogenen Verwaltungsstellen und Einführung von annehmbaren Fristen
 - Einführung eines beschleunigten Planungsverfahrens für EE - Produzenten
 - Wo anwendbar, die Möglichkeit einer automatischen Bewilligung, falls die Entscheidung hinsichtlich eines Projektes seitens der zuständigen Behörde eine Frist überschreitet
 - Zusammenstellung von spezifischen Planungsrichtlinien für EE - Projekte
 - Identifikation von geeigneten Standorten auf nationaler, regionaler und lokaler Ebene
 - Neue Kapazitäten für EE - Erzeugung
 - Einführung von Trainingprogrammen für das Personal, das für die Genehmigungsverfahren zuständig ist
- Veröffentlichung eines diesbezüglichen Berichtes, der die Schlussfolgerungen bezüglich der innerhalb von 2 Jahren nach Verabschiedung der Richtlinie zu treffenden Maßnahmen dokumentiert. Die Kommission würde auf Basis der Mitgliedstaatenberichte einen Endbericht präsentieren und auf Basis der nationalen Erfahrungen die besten Möglichkeiten darstellen.

Die Richtlinie 2003/54/EC betreffend Gemeinschaftsregeln für den Elektrizitätsbinnenmarkt im Bereich der Elektrizität schlägt in dieser Hinsicht einige Maßnahmen vor:

- In der Präambel der Richtlinie wird erwähnt:

- Damit kleine Verteilerunternehmen finanziell und administrativ nicht unverhältnismäßig stark belastet werden, sollten die Mitgliedstaaten die Möglichkeit haben, solche Unternehmen erforderlichenfalls von den Vorschriften für die rechtliche Entflechtung der Verteilung auszunehmen.
 - Die Genehmigungsverfahren sollten nicht zu einem Verwaltungsaufwand führen, der in keinem Verhältnis zur Größe und zur möglichen Wirkung der Elektrizitätserzeuger steht.
 - Fast alle Mitgliedstaaten haben sich dafür entschieden, den Wettbewerb im Elektrizitätserzeugungsmarkt durch ein transparentes Genehmigungsverfahren zu gewährleisten. Die Mitgliedstaaten sollten jedoch die Möglichkeit vorsehen, zur Versorgungssicherheit durch eine Ausschreibung oder ein vergleichbares Verfahren für den Fall beizutragen, dass sich im Wege des Genehmigungsverfahrens keine ausreichenden Elektrizitätserzeugungskapazitäten schaffen lassen. Die Mitgliedstaaten sollten die Möglichkeit haben, im Interesse des Umweltschutzes und der Förderung neuer, noch nicht ausgereifter Technologien Kapazitäten auf der Grundlage veröffentlichter Kriterien auszuschreiben. Die neuen Kapazitäten schließen unter anderem erneuerbare Energien und Kraft-Wärme-Kopplung (KWK) ein.
- In Artikel 3, der von der öffentlichen Dienstleistungsverpflichtung und Konsumentenschutz handelt, erwähnt folgendes:
 - Mitgliedstaaten tragen entsprechend ihrem institutionellen Aufbau und unter Beachtung des Subsidiaritätsprinzips dafür Sorge, dass Elektrizitätsunternehmen unbeschadet des Absatzes 2 nach den in dieser Richtlinie festgelegten Grundsätzen und im Hinblick auf die Errichtung eines wettbewerbsorientierten, sicheren und unter ökologischen Aspekten nachhaltigen Elektrizitätsmarkts betrieben werden, und dass diese Unternehmen hinsichtlich der Rechte und Pflichten nicht diskriminiert werden.
 - Die Mitgliedstaaten können unter uneingeschränkter Beachtung der einschlägigen Bestimmungen des Vertrags, insbesondere des Artikels 86, den Elektrizitätsunternehmen im Allgemeinen wirtschaftlichen Interesse Verpflichtungen auferlegen, die sich auf Sicherheit, einschließlich Versorgungssicherheit, Regelmäßigkeit, Qualität und Preis der Versorgung sowie Umweltschutz, einschließlich Energieeffizienz und Klimaschutz, beziehen können. Solche Verpflichtungen müssen klar festgelegt, transparent, nichtdiskriminierend und überprüfbar sein und den gleichberechtigten Zugang von Elektrizitätsunternehmen in der Europäischen Union zu den nationalen Verbrauchern sicherstellen. In Bezug auf die Versorgungssicherheit, die Energieeffizienz/Nachfragesteuerung sowie zur Erreichung der Umweltziele im Sinne dieses Absatzes können die Mitgliedstaaten eine langfristige Planung vorsehen, wobei die Möglichkeit zu berücksichtigen ist, dass Dritte Zugang zum Netz erhalten wollen.
 - Die Mitgliedstaaten stellen sicher, dass Elektrizitätsversorgungsunternehmen auf oder als Anlage zu ihren Rechnungen und in an Endkunden gerichtetem Werbematerial Folgendes angeben: den Anteil der einzelnen Energiequellen am Gesamtenergieträgermix, den der Lieferant im vorangegangenen Jahr verwendet hat; zumindest Verweise auf bestehende Informationsquellen, wie Internetseiten, bei denen Informationen über die Umweltauswirkungen – zumindest in Bezug auf CO₂ –Emissionen und radioaktiven

Abfall aus der durch den Gesamtenergieträgermix des Lieferanten im vorangegangenen Jahr erzeugten Elektrizität – öffentlich zur Verfügung gestellt.

- Mitgliedstaaten ergreifen geeignete Maßnahmen zur Erreichung der Ziele des sozialen und wirtschaftlichen Zusammenhalts sowie des Umweltschutzes wozu auch Energieeffizienz-/Nachfragesteuerungsmaßnahmen und Maßnahmen zur Bekämpfung von Klimaveränderungen gehören können und der Versorgungssicherheit. Diese Maßnahmen können insbesondere die Schaffung geeigneter wirtschaftlicher Anreize für den Aufbau und den Erhalt der erforderlichen Netzinfrastruktur einschließlich der Verbindungsleitungskapazitäten gegebenenfalls unter Einsatz aller auf einzelstaatlicher Ebene oder auf Gemeinschaftsebene vorhandenen Instrumente umfassen.
- Bei der Umsetzung dieser Richtlinie unterrichten die Mitgliedstaaten die Kommission über alle Maßnahmen, die sie zur Gewährleistung der Grundversorgung und Erfüllung gemeinwirtschaftlicher Verpflichtungen, einschließlich des Verbrauchers und des Umweltschutzes, getroffen haben, und deren mögliche Auswirkungen auf den nationalen und internationalen Wettbewerb, und zwar unabhängig davon, ob für diese Maßnahmen eine Ausnahme von dieser Richtlinie erforderlich ist oder nicht. Sie unterrichten die Kommission anschließend alle zwei Jahre über Änderungen der Maßnahme unabhängig davon, ob für diese Maßnahmen eine Ausnahme von dieser Richtlinie erforderlich ist oder nicht.
- Artikel 6, der die Genehmigungsverfahren für neue Kapazitäten regelt, unterstreicht, dass:
 - Genehmigungsverfahren und die Kriterien werden öffentlich bekannt gemacht. Die Gründe für die Verweigerung einer Genehmigung sind dem Antragsteller mitzuteilen. Sie müssen objektiv, nichtdiskriminierend, stichhaltig und hinreichend belegt sein. Dem Antragsteller müssen Rechtsmittel zur Verfügung gestellt werden.
- Artikel 7 erwähnt bezüglich der Ausschreibung für neue Kapazität:
 - (2) Die Mitgliedstaaten können im Interesse des Umweltschutzes und der Förderung neuer Technologien, die sich in einem frühen Entwicklungsstadium befinden, die Möglichkeit dafür schaffen, dass neue Kapazitäten auf der Grundlage veröffentlichter Kriterien ausgeschrieben werden. Diese Ausschreibung kann sich sowohl auf neue Kapazitäten als auch auf Energieeffizienz-/Nachfragesteuerungsmaßnahmen erstrecken. Ein Ausschreibungsverfahren kommt jedoch nur in Betracht, wenn die Erreichung der betreffenden Ziele durch die im Wege des Genehmigungsverfahrens geschaffenen Erzeugungskapazitäten bzw. die getroffenen Maßnahmen allein nicht gewährleistet ist.

ÜBER DIE STROMNETZVERBINDUNG UND DEN ZUGANG ZUM NETZ

Mit Ausnahme von sogenannten Inselanlagen, können diese ohne Netzverbindung nicht betrieben werden. Spezifizierungen für diese Verbindung können auch eine Abschreckung für die

Entwicklung eines Kleinwasserkraftwerkes sein und/oder die Wirtschaftlichkeit desselben beeinflussen. Energieversorgungsunternehmen, die unbegründet oder überflüssig viele Spezifizierungen oder Voraussetzungen einfordern (Fixierung des Einspeisepunktes weit weg vom Kraftwerk) beeinflussen sehr stark die Realisierbarkeit einer Anlage. In jedem Fall sollten Energieversorgungsunternehmen eine gewisse Servicequalität garantieren und aus diesem Grund vom unabhängigen Produzenten gewisse Voraussetzungen für die Netzverbindung einfordern.

Die RES-E Richtlinie hält in Artikel 7 fest, dass „Unbeschadet der Wahrung der Zuverlässigkeit und der Sicherheit des Netzes ergreifen die Mitgliedstaaten die notwendigen Maßnahmen, um sicherzustellen, dass die Betreiber der Übertragungs- und Verteilungsnetze in ihrem Hoheitsgebiet die Übertragung und Verteilung von Strom aus erneuerbaren Energiequellen gewährleisten.“ Das ist für EE-Anlagen von besonderer Bedeutung, da diese oft klein und ökonomisch verletzlich sind insbesondere im Falle der Unterbrechung der Netzeinspeisung. „Sie können außerdem einen vorrangigen Netzzugang für Strom aus erneuerbaren Energiequellen vorsehen. Bei der Behandlung der Erzeugungsanlagen gewähren die Betreiber der Übertragungsnetze Erzeugungsanlagen Vorrang, die erneuerbare Energiequellen einsetzen, soweit es der Betrieb des nationalen Elektrizitätssystems zulässt.“ Die Richtlinie fordert, dass die Mitgliedstaaten den Übertragungs- und Verteilnetzbetreibern vorschreiben, ihre Standardregeln bezüglich Kostentragung bei technischen Anpassungen, wie z.B. Netzverbindung und Netzverstärkung, wie sie bei der Neueinbindung von EE-Produzenten erforderlich werden können zu veröffentlichen und gegebenenfalls diese Kosten der Netzverbindung und Netzverstärkung zur Gänze oder zumindest zum Teil selbst zu tragen. Die Frage, wer die Kosten für Netzverstärkungen zu tragen hat kann allgemein die Anschlussquote der EE - Anlagen beeinflussen. Es sollte festgehalten werden, dass die Elektrizitätsrichtlinie in Artikel 7(2) festlegt, dass die Mitgliedstaaten die technischen Regeln und die Betriebsvoraussetzungen für eine Verbindung des Erzeugers ans Netz in einer objektiven und nicht- diskriminierenden Art und Weise zu entwerfen und zu veröffentlichen haben.

Die Richtlinie 2003/54/EC bezüglich gemeinsamer Regeln für den Elektrizitätsbinnenmarkt ist in dieser Hinsicht präziser und strenger. Z.B. ist in der Präambel, die von den Vorteilen des Binnenmarktes handelt, klar erwähnt, dass: „nach wie vor schwerwiegende Mängel und weit reichende Möglichkeiten zur Verbesserung der Funktionsweise der Märkte bestehen, insbesondere sind konkrete Maßnahmen erforderlich, um gleiche Ausgangsbedingungen bei der Elektrizitätserzeugung sicherzustellen und die Gefahr einer Marktbeherrschung und Verdrängungspraktiken zu verringern, durch Sicherstellung nichtdiskriminierender Übertragungs- und Verteilungstarife durch einen Netzzugang auf der Grundlage von Tarifen, die vor ihrem Inkrafttreten veröffentlicht werden, sowie durch Sicherstellung des Schutzes der Rechte kleiner und benachteiligter Kunden und der Offenlegung der Informationen über die bei der Elektrizitätserzeugung eingesetzten Energieträger, sowie gegebenenfalls der Bezugnahme auf Quellen, die Angaben zu deren Umweltauswirkungen enthalten. Die Haupthindernisse für einen voll funktionsfähigen und wettbewerbsorientierten Binnenmarkt hängen unter anderem mit dem Netzzugang, der Tarifierung und einer unterschiedlichen Marktöffnung in den verschiedenen Mitgliedstaaten zusammen. Ein funktionierender Wettbewerb setzt voraus, dass der Netzzugang nichtdiskriminierend, transparent und zu angemessenen Preisen gewährleistet ist. Zur Vollendung des Elektrizitätsbinnenmarktes ist ein nichtdiskriminierender Zugang zum Netz des Übertragungs- oder des Verteilernetzbetreibers von größter Bedeutung. Ein Übertragungs- oder Verteilernetzbetreiber kann aus einem oder mehreren Unternehmen bestehen.

Weiters wird unterstrichen: Der Aufbau und Erhalt der erforderlichen Netzinfrastruktur einschließlich der Verbundmöglichkeiten und der dezentralen Elektrizitätserzeugung sind wichtige Elemente, um eine stabile Elektrizitätsversorgung sicherzustellen. Die Erfüllung gemeinwirtschaftlicher Verpflichtungen ist eine grundlegende Anforderung dieser Richtlinie, und es ist wichtig, dass in dieser Richtlinie von allen Mitgliedstaaten einzuhaltende gemeinsame Mindestnormen festgelegt werden, die den Zielen des Verbraucherschutzes, der Versorgungssicherheit, des Umweltschutzes und einer gleichwertigen Wettbewerbsintensität in können, wobei das Gemeinschaftsrecht einzuhalten ist.

Einige Artikel in der Richtlinie handeln direkt vom Netzzugang, der Stromnetzverbindung und neuer Kapazität:

- Artikel 5 spezifiziert zu den technischen Vorschriften: „Die Mitgliedstaaten tragen dafür Sorge, dass Kriterien für die technische Betriebssicherheit festgelegt und für den Netzanschluss von Erzeugungsanlagen, Verteilernetzen, Anlagen direkt angeschlossener Kunden, Verbindungsleitungen und Direktleitungen technische Vorschriften mit Mindestanforderung an die Auslegung und den Betrieb ausgearbeitet und veröffentlicht werden. Diese technischen Vorschriften müssen die Interoperabilität der Netze sicherstellen sowie objektiv und nichtdiskriminierend sein. Sie werden der Kommission gemäß Artikel 8 der Richtlinie 98/34/EG des Europäischen Parlaments und des Rates vom 22. Juni 1998 über ein Informationsverfahren auf dem Gebiet der Normen und technischen Vorschriften und der Vorschriften für die Dienste der Informationsgesellschaft mitgeteilt“.
- Artikel 6 bezüglich der Genehmigungsverfahren für neue Kapazität unterstreicht, dass die Mitgliedstaaten die Kriterien für die Erteilung von Genehmigungen zum Bau von Erzeugungsanlagen in ihrem Hoheitsgebiet festlegen. Diese Kriterien können folgende Aspekte erfassen: Schutz der Gesundheit der Bevölkerung und der öffentlichen Sicherheit, Umweltschutz und Energieeffizienz.
- Artikel 14 spezifiziert die Aufgaben eines Versorgersystembetreiber hinsichtlich der EE sehr genau: „Ein Mitgliedstaat kann dem Verteilernetzbetreiber zur Auflage machen, dass er bei der Inanspruchnahme von Erzeugungslagen solchen den Vorrang gibt, in denen erneuerbare Energieträger oder Abfälle eingesetzt werden oder die nach dem Prinzip der Kraft-Wärme Kopplung arbeiten. Sofern den Verteilernetzbetreibern der Ausgleich des Verteilernetzes obliegt, müssen die von ihnen zu diesem Zweck festgelegten Regelungen objektiv, transparent und nichtdiskriminierend sein, einschließlich der Regelung über die von den Netzbenutzern für Energieungleichgewichte zu zahlenden Entgelte.“

Die Kommission soll die Umsetzung dieser Richtlinie beobachten und überprüfen und vor Ablauf des ersten Jahres nach dem Inkrafttreten dieser Richtlinie (diese Richtlinie ist bereits seit August 2003 in Kraft und sollte spätestens bis 1. Juli 2004 in nationales Recht umgewandelt worden sein) dem Europäischen Parlament einen überblicksmäßigen Fortschrittsbericht abliefern. Danach sollte ein derartiger Bericht jedes Jahr verfasst werden. Dieser Bericht soll unter anderem zumindest die Erfahrungen und den gemachten Fortschritt durch die Schaffung eines

vollständigen und voll funktionsfähigen Elektrizitätsbinnenmarktes beinhalten, sowie die weiterhin bestehenden Hindernisse, wie z.B. Aspekte der Marktvorherrschaft, Marktkonzentration, räuberisches oder nichtkompetitives Verhalten und deren marktstörende Effekte. Die Kommission soll, nicht später als am 1. Januar 2006, dem Europäischen Parlament und dem Rat einen detaillierten Bericht vorlegen, der den Fortschritt der Schaffung eines Elektrizitätsbinnenmarktes umreißt. Dieser soll speziell auf den nichtdiskriminierenden Netzzugang eingehen.

A.4 AKTUELLER EU- BINNENMARKT

Der letzte Bericht der Europäischen Kommission über Fortschritte und Erfolge der Implementierung eines Elektrizitätsbinnenmarktes in der EU beschreibt die Situation folgendermaßen:

- Die Implementierung einer Elektrizitätsrichtlinie. Obwohl seit 2001 im Elektrizitätssektor hinsichtlich der generellen Marktfunktion Fortschritte gemacht wurden, gibt es nach wie vor Bereiche, die speziell Probleme bereiten:
 - Unterschiedliche Marktöffnung reduziert für den Konsumenten die Vorteile des Wettbewerbs
 - Unterschiede hinsichtlich der Netzzugangskosten zwischen den Netzbetreibern können durch Mangel an Transparenz Barrieren für den Wettbewerb darstellen
 - Starke Marktmacht unter den bestehenden Erzeugungsunternehmen, die Neueintritte hemmen
 - Ungenügend infrastrukturelle Verbindung zwischen den Mitgliedstaaten
- Resultat der Marktöffnung für Konsumenten. Zwei unmittelbare Konsequenzen der Marktöffnung sind: sinkende Elektrizitätspreise und freie Wahl des Versorgers. Trotzdem sinkt seit 1999 der Elektrizitätspreis in der EU nicht nennenswert. Der Trend variiert je nach Land und manche Mitgliedstaaten verzeichnen sogar eine Preiserhöhung; insgesamt sinken Preise für Großkunden (Industrie) eher als für Einzelhaushalte. Hinsichtlich der freien Wahl des Versorgers haben in beinahe allen Mitgliedstaaten große Konsumenten die Möglichkeit genutzt, verschiedene Versorger auszuprobieren. Für Kleinverbraucher ist speziell anzumerken, dass diese in Deutschland und Österreich zunehmend den Versorger wechseln.
- Bezüglich öffentlichen Leistungen. Mitgliedstaaten sind sich bewusst, dass sie die Versorgungssicherheit gewährleisten müssen, um für alle Konsumenten bestes Service bereitstellen zu können und um die Umweltziele der Gemeinschaft zu fördern. Schlüsselfaktoren sind hierzu unter anderem Maßnahmen zur Anhebung des Beitrages von erneuerbarer Energie.
- Zugang zum Netz. Zwei wichtige Dinge beeinflussen den Zugang zum Netz:

- Netzzugangstarife: Es gibt starke Unterschiede zwischen den Mitgliedstaaten hinsichtlich der Anzahl an Unternehmen, die in den verschiedenen Übertragungs- und Versorgungsnetzen arbeiten. Dies ist in den meisten Fällen, ein Vermächtnis aus der Zeit vor der Marktöffnung. In einigen Fällen, wie z.B. Frankreich, Irland und Griechenland gibt es eine einzige nationale Firma, die sowohl das Übertragungs- als auch das Versorgungsnetzwerk besitzt. In anderen Ländern, wie Deutschland und Österreich wird das Übertragungsnetz regional und das Versorgungsnetzwerk von individuellen Unternehmen betrieben. Die anderen Mitgliedstaaten befinden sich irgendwo zwischen diesen beiden Extrembeispielen.

Tabelle A.3: Zugang zum Netz in der EU, Elektrizität

TOTAL NETWORK TARIFFS	Number of transmission companies	Number of distribution companies	Medium Voltage		Low voltage	
			Estimated average charge (€/MWh)	Approx. range high-low (€/MWh)	Estimated average charge (€/MWh)	Approx. range high-low (€/MWh)
Austria	3	155	20	15-25	65	50-80
Belgium	1	33	15	n.a.		
Denmark	2	77	15	n.a.	25	unknown
Finland	1	100	15	10-20	35	unknown
France	1	172	15	n.a.	50	n.a.
Germany	4	880	25	15-45	55	40-75
Greece	1	1	15	n.a.		
Ireland	1	1	10	n.a.	40	n.a.
Italy	1	219	10	n.a.		
Luxembourg	-	15	20	n.a.		
Neth	1	18	10	unknown	35	unknown
Portugal	1	3	15	n.a.		
Spain	1	297	15	n.a.	45	n.a.
Sweden	1	248	10	5-15	40	20-60
UK	4	15	unknown	10-15	40	30-50

Quelle: Second benchmarking report on the implementation of the internal electricity and gas market. Commission staff working paper, SEC (2003) 448

- Lastausgleich: Ein anderer wichtiger Faktor zur Sicherstellung eines fairen Netzwerkzuganges konzentriert sich auf den Lastausgleich. Dieser wird vom Betreiber des Übertragungssystems durchgeführt, der normalerweise den Benutzern des Netzes eine Rechnung für die Abdeckung der Überlast und die Übernahme der Überschussenergie stellt. Die Konditionen des Ausgleichs sind wichtig für Neueintritte, da diese meist ein kleines Kundenspektrum haben und das Risiko der Unausgewogenheit höher ist. In den meisten Mitgliedstaaten ist der Preis für den Lastausgleich nun auf Basis der Marktprinzipien geregelt, mit einer Methodologie, der vom Regulator zugestimmt wurde. In anderen Fällen werden Preise direkt geregelt. In Belgien und Luxemburg hat es den Anschein, als ob der Übertragungsnetzbetreiber den Ausgleich ohne regulative Intervention oder ohne Marktprozess regelt. Es gibt hierzu auch Anhaltspunkte, dass dies zu sehr ungünstigen Voraussetzungen für Neueintritte führt.

- Versorgungssicherheit. Die Einführung des Wettbewerbs im Elektrizitäts- und Gasmarkt muss so arrangiert werden, dass sich die Konsumenten auf die kontinuierliche Versorgung verlassen können. Dies bedeutet, dass es genügend Produktions- und Transportkapazität geben muss, um den unterschiedlichen Nachfrageniveaus während des Jahres nachkommen zu können. Für Elektrizität wird diese Sicherheit meist vom Übertragungsnetzbetreiber im jeweiligen Mitgliedstaat überwacht, da deren eigentliche Aufgabe ohnehin der Ausgleich zwischen Angebot und Nachfrage ist. Die Übertragungsnetzbetreiber müssen daher über die Erzeugung und die Nachfrage Bescheid wissen, um geeignete Investitionen ins Netz planen zu können. Tabelle A.4 stellt Daten bezüglich der Reservehaltungskapazität für 2002 zur Verfügung. Normalerweise erwarten sich die Mitgliedstaaten, dass diese vorgehaltene Kapazität über 5 % der verfügbaren Kapazität liegt, wobei hierbei auch die Importe berücksichtigt werden.

Tabelle A.4: Versorgungssicherheit der Elektrizität

	Security of Supply Position 2002				Measures to Encourage Peak Capacity			
	amount of reserve generating capacity ³⁰	import capacity (% of peak consumption)	% p.a. increase in peak load	increase in capacity by 2004 (GW)	Market based	Incentives e.g. capacity payments	Obligation on TSO or supplier	Tender by Regulator or TSO
Austria	34%	45%	+2.1%	0.4	x			
Belgium	2%	31%	+2.1%	0.2			x	
Denmark					x			
Finland					unknown			
France	16%	19%	+1.9%	0.4	x			
Germany	5%	15%	+0.5%	0.8	x			
Greece	7%	13%	+3.2%	1.2				(x)
Italy	9%	12%	+3.7%	5.7		(x)		
Ireland	-2%	6%	+3.0%	0.8		x		(x)
Luxembourg	-	100%	+2.8%	0.0	n.a.			
Netherlands	7%	28%	+3.0%	0.7			x	
Portugal	13%	13%	+4.0%	0.5		x		
Spain	16%	7%	+3.1%	4.6		x		
Sweden							x	
UK	12%	3%	+1.0%	5.0	x			
Nordel	1%	5%	+0.8%	6.0				

Quelle: Second benchmarking report on the implementation of the internal electricity and gas market. Commission staff working paper, SEC (2003) 448

- Umweltschutzziele: Die niedrigen Investitionskosten von gasbefuerter E-Erzeugung und deren relativ gute Effizienz im Treibstoffverbrauch führen zu weiter Anwendung innerhalb der EU. Ähnlich kann auch Wettbewerb dazu führen, dass ältere und weniger umweltfreundliche Kapazitäten eher geschlossen werden. Dies ist vor allem in England stattgefunden, wodurch die Emissionen während der 1990-er Jahre deutlich reduziert wurden. Weiters führt Wettbewerb aber auch zu niedrigen Energiepreisen. Wettbewerb bietet auch den Anreiz, Kosten durch die Schließung von ineffizienten Anlagen zu reduzieren. Dies stellt

allerdings eine Herausforderung hinsichtlich der Umwelt dar, denn niedrigere Preise verleiten zu höherem Konsum und reduzieren somit die Realisierbarkeit von erneuerbaren Energien, speziell wenn die externen Kosten der fossilen Treibstoffe nicht berücksichtigt werden. Da die Mitgliedstaaten ihren Verpflichtungen hinsichtlich der Reduktion von Treibhausgasen und anderen Emissionen nachkommen müssen, ist es wichtig die Marktöffnung mit diesen Verpflichtungen in Einklang zu bringen. Tabelle A.5 zeigt die Bemühungen der Mitgliedstaaten, um die Nachfrage zu managen und erneuerbare Energien zu fördern

Tabelle A.5: Rahmen der Umweltpolitik

	VAT rate	energy tax	main RES support mechanism	Net addition to generation 1998-2001 (MW)			
				net new coal/oil	net new gas	net new RES/CHP	other
Austria	20	**	fixed feed in tariff	no information			
Belgium	21	*	quota system (green certs.)	-225	-225	+433	-
Denmark	25	***	quota system (green certs)	-803	+317	-	+32
Finland	22	*	investment subsidies	+270	+160	+307	+220
France	19.6/5.5	*	quota system (tender)	no information			
Germany	16	**	fixed feed in tariff	-166	-101	+3150	+1251
Greece	8	none	fixed feed in tariff plus subsidies	-80	+492	-	-
Ireland	12.5	none	quota system (tender)	0	+310	+1074	+84
Italy	20/10	**	quota system	-	+4880	+1167	-
Lux	6	*	fixed feed in tariff	no information			
Neth	19	***	quota system (green certs)	-	+227	+511	-
Portugal	5	none	fixed feed in tariff	-50	+660	-	-
Spain	16	*	fixed feed in tariff	+341	-	+5942	+1057
Sweden	25	**	quota system (green certs)	-2500	-	+7	-600
UK	17.5/5	*	quota system (tender)	-5228	+5734	+109	-257
Total				-8400	+12500	+12700	+1800

Quelle: Second benchmarking report on the implementation of the internal electricity and gas market. Commission staff working paper, SEC (2003) 448

Die Tabelle zeigt, dass alle Mitgliedstaaten irgendein Programm zur Förderung von erneuerbaren Energien haben und die Wirksamkeit dieser Politik kann durch die Beobachtung des Treibstoffmix der während der Jahre 1998 bis 2001 neu hinzugekommenen Nettokapazität beurteilt werden. Dies zeigt den deutlichen Fortschritt hinsichtlich der erneuerbaren Energien, die in Europa nun beinahe 50 % der neu hinzukommenden Kapazität betragen. Deutschland und Spanien trugen am meisten zur Steigerung der erneuerbaren Energien bei. Es sollte besonders erwähnt werden, dass viele Mitgliedstaaten eine aktive Steuerpolitik betreiben, um die erneuerbaren Energien zu steigern und den Verbrauch zu verringern. Die Vorreiter sind hierbei Dänemark und die Niederlande. Im Zusammenhang mit der Energiebesteuerung ist es wichtig zu wissen, dass man Gas und Elektrizität nicht isoliert betrachten kann. Kohle und Öl sind ebenfalls stark kohlenstoffhaltige Treibstoffe und müssen in einem umfassenden Steuersystem ebenfalls integriert werden. Der Rat hat diese Diskussion über einen Vorschlag der Kommission betreffend

einer Richtlinie wieder aufgenommen, die die Besteuerung von Energie zu restrukturieren [COM (1997) 30] soll. Die Annahme des Vorschlages wird auch unterstützt.

Zusammenfassend zeigt Tabelle A.6 die Grundhaltung der Mitgliedstaaten Ende Februar 2003, den Marktanteil, der für den Wettbewerb geöffnet ist, die relevanten Schwellenwerte und Informationen bezüglich der Marktregulierung und Bereichsaufteilung.

Tabelle A.6: Elektrizitätsbinnenmarktsituation in der EU

	Electricity					
	Market opening	size of open market TWh	eligibility threshold	100% in/by	Unbundling transmission	Network access
Austria	100%	52	-	2001	Legal	Reg.
Belgium ⁷	52%	40	1/10GWh	2003/7	Legal	Reg.
Denmark	100%	32	-	2003	Legal	Reg.
Finland	100%	75	-	1997	Ownership	Reg.
France	37%	131	7 GWh	2007	Management	Reg.
Germany	100%	483	-	1999	Legal ⁹	Neg.
Greece	34%	15	1kV	2007	Legal\Mgmt	Reg.
Ireland	56%	8	0,1 GWh	2005	Legal\Mgmt	Reg.
Italy	70%	191	0,1 GWh	2007	Own\Legal.	Reg.
Luxembourg	57%	3	20 GWh	2007	Management	Reg.
Netherlands	63%	62	3*80 A	2003	Ownership	Reg.
Portugal	45%	17	1kV	2004	Legal	Reg.
Spain	100%	188	-	2003	Ownership	Reg.
Sweden	100%	129	-	1998	Ownership	Reg.
UK	100% ¹¹	330	-	1998	Ownership	Reg.

Quelle: Second benchmarking report on the implementation of the internal electricity and gas market. Commission staff working paper, SEC (2003) 448.

Literaturverzeichnis

1. Working paper of the European Commission “Electricity from renewable sources and the internal electricity market.
2. ECN Report “Renewable electricity policies in Europe. Country fact sheets 2003”.
3. Directive 2003/54/EC concerning common rules for the internal market in electricity and repealing Directive 96/92/EC
4. Commission staff working paper “Second benchmarking report on the implementation of the internal electricity and gas market. SEC(2003) 448.
5. Directive 2001/77/EC on the promotion of electricity produced from renewable energy sources in the internal electricity market.

¹ By Francis Armand (ADEME), Gema San Bruno (ESHA) and Celso Penche (ESHA)

² A part of the information presented in this chapter is taken from the French guidebook “Guide pour le montage de projets de petite hydroélectricité” ADEME – Géokos mai 2003.

³ ESHA - Presentation by Georges Babalis at Hidroenergia 97

⁴ See also TNSHP – Environmental group – Reserved flow – Short critical review of the methods of calculation at www.esha.be

⁵ A part of the following examples have been supplied by countries working in the European contract “SPLASH” (Spatial plans and Local Arrangement for Small Hydro): Ireland, Greece, and Portugal. Let them be thanked.

GLOSSAR

Abflussdauerlinie:

Die Abflussdauerlinie ist die Darstellung der Durchflüsse als Funktion der Zeit, für die bestimmte Durchflussgrößen erreicht oder überschritten werden.

Absperrschieber:

Ein vertikal öffnendes Durchflusskontrollorgan, das mehr Platz braucht als eine Drosselklappe mit gleichem Durchmesser und sowohl mechanisch als auch hydraulisch zu öffnen ist.

Anadrome Fischarten:

Fischarten (z.B. der Lachs), die zu bestimmten Zeiten vom Meer aus flussaufwärts schwimmen um zu laichen.

Aufsatzbretter:

Ein oder mehrere Bretter, die von senkrechten Eisenbolzen gestützt auf die Überfallkrone eines Wehres aufgesetzt sind und im Hochwasserfall umgelegt werden.

Ausnützungsgrad

Jenes Verhältnis, das sich durch Division der Betriebsstunden pro Jahr (oder einer anderen Zeiteinheit), durch die Gesamtstunden pro Jahr (oder einer anderen Zeiteinheit) ergibt. (Unterschiedlich zu „Lastfaktor“)

Basisabfluss:

Jener Teil der Wasserführung eines Flusses, der vom Grundwasser gespeist wird, das langsam durch den Grundwasserleiter fließt und über die Ufer und die Sohle in den Fluss eintritt.

Basisabflussindex:

Der Anteil am Gesamtabfluss, den der Basisabfluss beiträgt.

Bedarf (von Elektrizität):

Die momentane Forderung nach Strom in einem Elektrizitätsversorgungsnetz (kW oder MW). Verbrauchsmenge, die jenen Teil der Stromversorgung darstellt, der auf dem Nachfrageverhalten des Verbrauchers basiert.

Boden:

Ein Durchlässigkeitsparameter

Bruttofallhöhe:

Der Höhenunterschied zwischen Oberwasserspiegel und Unterwasserspiegel an einer WKA.

Direktabfluss:

Jener Anteil des Niederschlages, der tatsächlich entweder ober- oder unterirdisch direkt dem Vorfluter zufließt.

Drosselklappe:

Ein scheibenförmiges Absperrorgan, das, um eine horizontale Achse drehbar zur Gänze in einem kreisförmigen Rohr eingeschlossen ist und durch einen Hebel von außen zu öffnen und zu schließen ist. Wird oftmals in Rohrleitungssystemen verwendet.

Druckleitung:

Ein Rohr (für gewöhnlich aus Stahl, Beton oder Gusseisen und Kunststoff), das Wasser unter Druck vom Einlaufbecken bis zur Turbine führt.

Durchgangsdrehzahl:

Die maximale Drehzahl, wenn unter Entwurfsbedingungen alle äußeren Lasten wegfallen.

Einlaufbecken:

Ein künstliches Becken meistens am Ende eines Kanals mit vergrößerter Wasseroberfläche und –tiefe, von dem ein Druckrohr zum Krafthaus führt.

Einzugsgebiet:

Die Summe aus Land- und Wasseroberfläche, die zum Abfluss an einem bestimmten Punkt eines Wasserlaufes beiträgt.

Energie:

Arbeit gemessen in Nm oder Joule. Für elektrische Energie ist kWh der gebräuchliche Ausdruck und steht für Leistung (kW), die über eine gewisse Zeit (Stunden) wirkt. $1 \text{ kWh} = 3,6 \times 10^3 \text{ Joule}$.

Evapotranspiration:

Kombination aus Verdunstung und Pflanzenatmung.

Fischleiter:

Eine technische Konstruktion, bestehend aus einer Reihe von Überfallswehren, die in Stufen von etwa 30 cm auf einer Länge von 3,5 bis 4 m ansteigt. Sie dient als Hilfsmittel, um Fischen eine stromaufgerichtete Wanderung über einen Damm oder ein Wehr zu ermöglichen.

Freibord:

Der Abstand zwischen Uferhöhe und Wasserspiegel (z.B. in einem Kanal)

Gabionen:

Große für gewöhnlich rechteckige „Käfige“ aus Metallgittern, die mit Steinen oder gebrochenem Fels gefüllt werden.

Geotextilien:

Synthetische Materialien (z.B. Polypropylen, Nylon), die zu Rollen oder Matten gewoben werden und als dauerhafte aber durchlässige Bettung unter Steine, Fels oder Füllstoffe gelegt werden.

Gleichstrom:

Strom, der ununterbrochen in eine Richtung fließt im Gegensatz zum Wechselstrom.

Gravitationskonstante g :

Beschleunigung aufgrund der Schwerkraft, die ungefähr $9,81 \text{ m/s}^2$ beträgt.

HDPE:

Hochdichtes Polyäthylen

Hertz (Hz):

Periode pro Sekunde, in Bezug auf Wechselstromgeneratoren.

Hydraulischer Gradient:

Hydraulisches Druckgefälle entlang eines Rohres oder Leitung, die vollgefüllt durchströmt wird.

Infiltration:

Jener Prozess, bei dem Regenwasser durch die Geländeoberfläche dringt, um Bodenfeuchtigkeit oder Grundwasser zu bilden.

Installierte Leistung:

Maximalleistung der Generatoreinheiten eines Wasserkraftwerks.

Isotachen:

Linien gleicher Geschwindigkeit, welche in Querprofilen eines Wasserlaufes dargestellt werden.

Kavitation:

Ein hydraulisches Phänomen, bei dem Flüssigkeit unter extrem niedrigem Druck vergast. Diese Gasblasen fallen augenblicklich in sich zusammen (Implosion) und versetzen dadurch den Konstruktionsteilen einen hydraulischen Schlag. Dies kann bei längerer Dauer zu schweren erosiven Materialschäden führen.

Kompensator:

Eine dielektrische Anordnung, die momentan elektrische Energie aufnimmt und speichert

Last (Elektrische):

Die Leistung, die von einer bestimmten Anlage in ein E-Netz gespeist wird.

Lastfaktor:

Definiert als das Verhältnis von jährlicher Energieproduktion zur maximalen Energieproduktion multipliziert mit 8760 Stunden.

Laufkraftwerk:

Kraftwerksanlagen, in denen die natürlichen, aktuell auftretenden Durchflüsse abgearbeitet werden. Es erfolgt keine Speicherung.

Leistung:

Die Fähigkeit Arbeit zu verrichten. Gemessen in Joule/s oder Watt ($1W = 1 J/s$). Elektrische Leistung wird zumeist in kW gemessen.

Leistungsfaktor:

Das Verhältnis der Leistung, gemessen in Kilowatt (kW) zur angezeigten Leistung gemessen in Kilovoltampere (kVA).

Mittlerer Gebietsniederschlag

Der durchschnittliche Niederschlag über einem Gesamteinzugsgebiet, wobei die Unterschiede zwischen feuchteren und trockeneren Teilflächen berücksichtigt sind.

Mittlerer Tagesabfluss:

Die durchschnittliche Abflussgröße, die während eines Tages einen bestimmten Messquerschnitt durchfließt.

Nettofallhöhe:

Jene Fallhöhe, die zur Energieproduktion an der Turbine zur Verfügung steht, alle Höhenverluste an Rechen, Entnahmebauwerk, Rohrleitungen, Verschlüssen, Saugschlauch und Unterwasserkanal inkludiert.

Oberwasserkanal:

Ein offener Kanal, der das Triebwasser bei niedrigem Gefälle von der Wehranlage zu jenem Punkt führt, bis zu dem genügend Fallhöhe für die Installation einer Turbine gewonnen wurde.

Parallelbetrieb:

Dieser Ausdruck bezeichnet, dass eine Produktionseinheit im Verbund mit dem Einspeisenetz arbeitet und aus diesem Grund synchronisiert mit der selben Frequenz betrieben wird.

PE:

Polyäthylen

Perkolation:

Die abwärts gerichtete Wasserbewegung zwischen den Bodenteilchen zur phreatischen Oberfläche (Oberfläche des wassergesättigten Bodens; auch Grundwasserspiegel genannt).

Pflichtwasserabgabe:

Der gesetzlich geforderte Minimalabfluss, der in den Wasserlauf unterhalb des Entnahmebauwerks, dem Damm oder Wehr, abgegeben werden muss, um in der Entnahmestrecke adäquate Strömungsbedingungen für Ökologie, Fischerei und Wasserentnahmen zu sichern.

Produktion:

Jene Leistung (oder Energie - je nach Definition), die von einem Ausrüstungsgegenstand, einer Station oder einem System erbracht wird.

Q/H-Diagramm

Korrelation zwischen Fallhöhe und Durchfluss.

Rechen:

Eine Konstruktion, die aus einem oder mehreren Gitterrosten besteht, die aus parallelen und im einheitlichen Abstand angebrachten Metallstäben gefertigt werden.

Regler:

Eine Steuerungseinrichtung, die den Durchfluss durch die Turbine gemäß den Signalen bestimmter Sensoren (Turbinendrehzahl, Einlaufwasserspiegel,...) regelt.

Reynolds Zahl:

Ein dimensionsloser Parameter, der unter anderem für Rohrreibungsverlustberechnungen verwendet wird und sich aus dem Rohrdurchmesser, der Fließgeschwindigkeit und der kinematischen Zähigkeit ableitet.

Saugschlauch:

Ein wassergefülltes Rohr, das (bei Überdruckturbinen) vom Turbinenlaufrad bis zum niedrigsten Wasserstand im Unterwasserkanal reicht.

Schießender Abfluss:

Schneller Abfluss, der von den Unterwasserbedingungen nicht beeinflusst wird.

Spitzenkraftwerk / Speicherkraftwerk:

Ein Kraftwerk, das in Perioden maximalen Verbrauchs eines Versorgungsnetzes arbeitet.

Spitzenlast:

Die elektrische Last zur Zeit des Maximalverbrauchs

Steinwurf:

Deckmaterial aus Fels, Bruchstein oder Betonblöcken, das ungeordnet und schichtweise als Erosionsschutz (zumeist in Uferbereichen) eingebaut wird.

Stillstandzeit:

Jene Zeitspanne, in der eine Produktionseinheit, Übertragungsleitung oder eine andere Anlage außer Betrieb ist.

Synchrondrehzahl:

Die Rotationsgeschwindigkeit des Generators, bei der die Frequenz des Wechselstroms präzise jener des Einspeisnetzes entspricht.

Unterwasserkanal:

Der Auslaufkanal von der Turbine bis zur Vereinigung mit dem Hauptfluss.

Wasserspiegellage (eines Flusses):

Die Höhenlage der Wasseroberfläche

Wechselstrom:

Elektrischer Strom, der periodisch seine Polarität umkehrt (im Gegensatz zum Gleichstrom). In Europa ist die Standardperiode 50 Hz, in Nord- und Süd Amerika 60 Hz.

Wehr:

Ein niedriges Staubauwerk, konzipiert um ausreichend Tiefe im Oberwasser für eine Wasserentnahme zu gewährleisten und gleichzeitig einen Wasserüberfall über seine Krone zu ermöglichen.