

Stefan SCHACHNER

Bauausführung von Triebwassersystemen alpiner Pumpspeicherwerke

Master Arbeit

Technische Universität Graz

Institut für Baubetrieb und Bauwirtschaft, Projektentwicklung und Projektmanagement
Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft

Betreuer:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Detlef HECK
Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Gerald ZENZ
Ass.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Helmut KNOBLAUCH

Graz, Sommer 2015

This document is set in Palatino, compiled with pdfL^AT_EX₂ ϵ and Biber.
The L^AT_EX template from Karl Voit is based on KOMA script and can
be found online: <https://github.com/novoid/LaTeX-KOMA-template>

Statutory Declaration

I declare that I have authored this thesis independently, that I have not used other than the declared sources/resources, and that I have explicitly marked all material which has been quoted either literally or by content from the used sources.

Graz, _____
Date

Signature

Eidesstattliche Erklärung¹

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

Graz, am _____
Datum

Unterschrift

¹Beschluss der Curricula-Kommission für Bachelor-, Master- und Diplomstudien vom 10.11.2008; Genehmigung des Senates am 1.12.2008

Danksagung

Mein besonderer Dank gilt:

meiner Freundin *Julia* für ihr Verständnis und ihre stets aufmunternden Worte,

meiner *Familie* für die Ermöglichung dieses Bildungsweges und der Unterstützung in jeglicher Hinsicht,

Herrn *Univ.-Prof. Dr.-Ing. Detlef Heck* für die anschauliche Vermittlung der Notwendigkeit zur phasenübergreifenden Vernetzung zwischen Entwicklung, Errichtung, Betrieb und Nachnutzung von baulichen Anlagen,

Herrn *Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Gerald Zenz* der, durch fachliche Kompetenz, im Zuge einer Pflichtlehrveranstaltung meine Begeisterung für den Wasserbau und die Energiewirtschaft weckte, und so die Wahl meines Masterstudiums maßgeblich beeinflusste,

Herrn *Ass.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Helmut Knoblauch* der für mich während der Bearbeitung der vorliegenden Arbeiten ein geduldiger, aber gleichzeitig stets konstruktiver Mentor war,

sowie meinen *Freunden* und *Kollegen* im Wasserbauzeichensaal an der TU Graz, mit denen ich eine lehrreiche Studienzeit und viele schöne Stunden verbringen durfte.

Kurzfassung

Ziel der Arbeit ist es, eine allgemeine Übersicht bezüglich der Konzeption, Bauausführung und des Betriebes alpiner Pumpspeicherwerke innerhalb der Rahmenbedingungen der Elektrizitätswirtschaft zu schaffen.

Die Bearbeitung der Aufgabenstellung erfolgt aufgrund des Umfangs in 2 Masterarbeiten. Die erste Masterarbeit behandelt die Fachbereiche Energiewirtschaft und Konstruktiver Wasserbau und trägt den Titel *“Alpine Pumpspeicherwerke im europäischen Verbundnetz”* Diese bildet die Basis für die vorliegende 2. Masterarbeit im Bereich Baubetrieb.²

Die generellen Entwurfskriterien zur Linienführung von Triebwasserwegen alpiner Pumpspeicherwerke werden betrachtet. Dabei werden unter anderem die Faktoren Geologie, Felsmechanik, Betriebsführung der Anlage und die baubetriebliche Umsetzung besprochen. Verschiedene Systeme zur Auskleidung der Triebwasserwege alpiner Pumpspeicherwerke werden vorgestellt.

Zum Hohlraumbau eingesetzte Bauverfahren und -methoden werden erörtert. Ein Schwerpunkt wird dabei auf die Methoden und Geräte zum Auffahren der Druckstollen und Druckschächte gelegt. Ein Überblick über die modernen alpinen Pumpspeicherwerke Feldsee, Nant de Drance, Kops II und Limberg II bildet den Abschluss der Arbeit.

Abstract

The paper provides an overview of the design, construction, and operations of alpine pumped storage plants in the context of the power industry.

To cover the breadth and complexity of the topic, the study is divided into two master thesis, the first of which deals with energy economics and hydraulic engineering. The title of the first thesis is *“Alpine pumped storage plants within the european interconnected grid”* It thereby serves as a foundation for the second master thesis on construction operations which is presented here.³

The general design criterias for the headraces of alpine pumped storage schemes are being examined. Among other things, the factors geology, rock mechanics, operation of the plant and the execution of the construction works are discussed. Different lining systems for headraces of alpine pumped storage plants are being presented.

Different excavation techniques and procedures for underground construction are being introduced. The focus will be on techniques and equipment that are used to drive pressure tunnels and -shafts. An overview of the modern pumped storage plants Feldsee, Nant de Drance, Kops II and Limberg II completes this master thesis.

²Schachner, April 2014, Seite vii.

³Schachner, April 2014, Seite vii.

Inhaltsverzeichnis

Kurzfassung und Abstract	vii
0 Einleitung	1
0.1 Aufgabenstellung der Masterarbeiten	1
0.2 Vorgehensweise bei der Erstellung der Masterarbeiten	1
0.3 Aufbau der vorhergehenden Arbeit - <i>“Alpine Pumpspeicherwerke im europäischen Verbundnetz”</i>	2
0.4 Aufbau der vorliegenden Arbeit - <i>“Bauausführung von Triebwassersystemen alpiner Pumpspeicherwerke”</i>	3
1 Linienführung von Triebwasserwegen	5
1.1 Wirtschaftliche Trassierung von Triebwasserwegen	7
1.2 Entwurfskriterien zur horizontalen und vertikalen Linienführung	9
1.2.1 Topografie	10
1.2.2 Geologie	10
1.2.3 Hydrogeologie	11
1.2.4 Felsmechanik	14
1.2.5 Hydraulik	16
1.2.6 Betriebsführung der Anlage	16
1.2.7 Baubetriebliche Umsetzung	19
1.3 Vertikale Linienführung von Hochdruckanlagen	25
1.3.1 Italienische Bauweise - Alpine Trassierung	27
1.3.2 Norwegische Bauweise	28
1.3.3 Schwedische Bauweise	29
2 Auskleidung von Triebwasserwegen	33
2.1 Grundlagen	33
2.1.1 Allgemeine Anforderungen	34
2.1.2 Belastung der Auskleidung	34
2.1.3 Gebirgsmitwirkung	35
2.1.4 Wasserdichtheit der Auskleidung	39
2.1.5 Hydraulische Verluste	39
2.1.6 Design Kriterien	41
2.1.7 Entscheidungsmatrix für Auskleidungssysteme	42
2.2 Unausgekleidete Triebwasserwege	44
2.3 Auskleidungen mit Beton	48
2.3.1 Auskleidung mit Spritzbeton	48
2.3.2 Auskleidung mit Ortbeton	50

Inhaltsverzeichnis

2.3.3	Auskleidung mit Betonfertigteilen (Tübbing)	51
2.3.4	Auskleidung mit vorgespanntem Beton	52
2.3.5	Sandwichbauweisen (Folien, dünnwandige Panzerung, GFK)	55
2.4	Auskleidung mit dickwandiger Stahlpanzerung	56
3	Bauverfahren zum Hohlraumbau bei alpinen Pumpspeicherwerken	61
3.1	Allgemeines	61
3.1.1	Terminologie	61
3.1.2	Vortriebsarten	64
3.1.3	Vortriebsmethoden im Fels	66
3.2	Zyklischer Vortrieb - Sprengvortrieb	68
3.2.1	Bohren der Sprenglöcher	70
3.2.2	Lade- und Sprengarbeiten	72
3.2.3	Schutterung	75
3.2.4	Einbau erforderlicher Sicherungsmittel	76
3.3	Vortrieb mit Tunnelvortriebsmaschinen	77
3.3.1	offene Tunnelbohrmaschine (Gripper - TBM)	80
3.3.2	Doppelschildmaschine (Teleskopschild)	83
3.4	Verfahren zum Auffahren von Schächten im Festgestein	87
3.4.1	Zyklisches Teufen vom Schachtkopf	88
3.4.2	Zyklisches Auffahren vom Schachtfuß	92
3.4.3	Raise Boring Verfahren	95
4	Ausführungsbeispiele alpiner Pumpspeicherwerke	107
4.1	PSW Feldsee	107
4.1.1	Zugang Krafthaus	109
4.1.2	Druckstollen	110
4.2	PSW Nant de Drance	113
4.2.1	Zugang Krafthaus (Zentrale)	115
4.2.2	Druckschächte	115
5	Synthese, Schlussfolgerungen und Potentiale	123
	Literatur	129

Abbildungsverzeichnis

1.1	Bauteile eines alpinen PSW	6
1.2	Hydraulisches Schema PSW	6
1.3	Optimierungsansatz Leitungskosten	7
1.4	Wirtschaftlich optimale Trassenvariante	8
1.5	Optimierung Stollendurchmesser	9
1.6	Optimierung Stollenauskleidung	10
1.7	NPT - Mehrausbruch TBM Firste	11
1.8	NPT - Geologischer Schnitt und geänderte Linienführung	12
1.9	Grenzlagen der Triebwasserführung	12
1.10	Unterfahrung Stausee Emosson	13
1.11	Hydraulischer Gebirgsbruch	14
1.12	Beanspruchung Kluft durch Innenwasserdruck	15
1.13	Hydraulischer Felsgrundbruch Grundablassstollen Dobra Sperre 1954	15
1.14	Verlauf Innendruck und Auskleidungskonzept PSW Feldsee	18
1.15	Zutritt Bergwasser TBM Vortrieb	20
1.16	Triebwasserführung KW Bärenwerk	20
1.17	Bauseilbahn PSW Limmern	22
1.18	Höhenlage alpiner PSW	22
1.19	Mischanlage Höhenburg beim PSW Limberg II	23
1.20	Renaturierung Baustraße Limberg II	24
1.21	Ausbruchsmaterial und Betonherstellung PSW Limmern	24
1.22	Erhöhung Bockhartseedamm PSW Nassfeld	25
1.23	Vertikale Triebwasserführung von Hochdruckanlagen	26
1.24	Adaptierung Linienführung PSW Feldsee	27
1.25	Druckrohrleitung KW Bärenwerk 1922-1923	28
1.26	Nicht ausgekleidete Druckstollen in Norwegen	29
1.27	Entwicklung der Triebwasserführung Norwegen	30
1.28	Triebwasserführung PSW Atdorf	30
1.29	Triebwasserführung KW Collierville (Kalifornien / USA)	31
2.1	Seeber Diagramm zugfeste Auskleidung	36
2.2	Minimale Hauptspannung	37
2.3	TIWAG Radialpresse	38
2.4	Gripper - Druck - Verformungsdiagramm	38
2.5	Strickler Rauigkeitsbeiwerte Auskleidungsarten	40
2.6	Design Kriterien Auskleidung Triebwasserweg	41
2.7	Entscheidungsmatrix Auskleidung Triebwasserweg	43
2.8	Einsatzbereich Auskleidungssysteme Triebwasserweg	43

Abbildungsverzeichnis

2.9	Räumung Sandfang (Rock and Sand Trap)	44
2.10	Stollenlaibung bei Vortrieb mit Tunnelvortriebsmaschine	45
2.11	Schema zur Ertüchtigung lokaler Fehlstellen	46
2.12	Auskleidungskonzept PSW Venda Nova II	47
2.13	Druckstollen PSW Glendoe	48
2.14	Rissbreite und -abstand bei Betonauskleidungen	49
2.15	Spritzbetonauskleidung KW Kartell	49
2.16	Bewehrungsarbeiten PSW Glendoe	50
2.17	Fullroundschalung PSW Limmern	51
2.18	Einbau Tübbing Druckstollen PSW Kops II	52
2.19	Sohltübbinge PSW Reisseck II	53
2.20	Verfahren zur passiven Vorspannung	54
2.21	Messsysteme Injektionskontrolle	55
2.22	Panzerung Druckschacht Kops II	57
2.23	Druckentlastungsventil	58
2.24	Korrosionsschutz- und Beschichtungsarbeiten	59
2.25	Panzerung Druckschacht PSW Limberg II	59
3.1	Maschinenkaverne PSW Kannagawa Japan	63
3.2	3D FEM Model PSW Limmern	63
3.3	Bereiche Stollenvortrieb	64
3.4	Vollausbruch UW Führung PSW Kops II	65
3.5	Querschnittunterteilung beim Kavernenausbruch	66
3.6	Ausbruchlinie	67
3.7	Einsatzgrenzen Lösemethoden	68
3.8	Arbeitszyklen Sprengvortrieb	69
3.9	Schlauchzündung Ortsbrust	69
3.10	Einbrüche Stollenvortrieb	70
3.11	Überprofil Sprengvortrieb	71
3.12	Bohrwagen Atlas Copco	71
3.13	Initialkette Bohrlochsprengung	72
3.14	Mischlade Fahrzeug Fa. Orica	73
3.15	Zündschema Kalottenvortrieb Kaverne Limberg II	74
3.16	Elektronisches Zündsystem	74
3.17	Bündeln Schlauchzünder	75
3.18	Fahrlader zur Schutterung	76
3.19	Tunnel - Ladegerät	76
3.20	Einteilung TVM	77
3.21	Rollenmeissel TVM	78
3.22	Wechsel Rollenmeissel TVM	79
3.23	Transport Schneidrad Druckstollen Kops II	79
3.24	Gripper TBM KW Bärenwerk	80
3.25	Hauptbestandteile Gripper TBM	81
3.26	Bereiche und Arbeitszonen TBM Vortrieb	81
3.27	Ausnutzungsgrad Gripper TBM	82
3.28	Häufigkeit Bergschlag Jinping II Hydro Power Project	83

3.29	Bergschlagereignisse Drainagestollen Jinping II	84
3.30	Hauptbestandteile Doppelschildmaschine 1	85
3.31	Hauptbestandteile Doppelschildmaschine 2	86
3.32	Abstand Erkundungsbohrung zur Tunnelachse	86
3.33	Gripper TBM Druckschacht Kops II	88
3.34	Rückfallsicherung DSM	89
3.35	Bewertung Schachtvortriebsverfahren	90
3.36	Schutterung zyklisches Schachtteufen	91
3.37	Arbeitszyklus Schachtteufen	91
3.38	Schachtabteufeinheit Druckschacht Reisseck II	92
3.39	Alimakverfahren	93
3.40	Alimakverfahren Schrägschacht KWO plus	93
3.41	Einfahren in Schacht mit Alimakbühne	94
3.42	Arbeitsschritte Raise Boring Verfahren	95
3.43	Baustelleneinrichtung Raise Boring Anlage	96
3.44	Pilotbohrkronen Sandvik	97
3.45	Roller Reamer	97
3.46	Gestängemanipulator Druckschacht PSW Feldsee	98
3.47	Zielbohrgerät RVDS der Firma MICON	100
3.48	Aufweitkrone Raise Boring Verfahren	101
3.49	maximale Umdrehungszahl Aufweitbohrung	102
3.50	Aufweitkrone und Aufweitbohrung	103
3.51	Beräumung Verbrauch Schutterschacht Tala HEP	106
4.1	Kennzahlen alpiner PSW	108
4.2	PSW Feldsee - Schema Kraftwerksgruppe Fragant	109
4.3	PSW Feldsee Krafthaus und Transport	110
4.4	Sprengvortrieb Druckstollen PSW Feldsee	111
4.5	GFK Auskleidung PSW Feldsee	111
4.6	Transport und Einbau GFK Rohr	112
4.7	Anlagenschema Nant de Drance	114
4.8	TBM und Zugangstunnel Nant de Drance	116
4.9	Herstellung Druckschächte PSW Nant de Drance	117
4.10	Baustelleneinrichtung Raise Boring PSW Nant de Drance	117
4.11	Erweiterung Schachtkopf PSW Nant de Drance	118
4.12	Einrichtung Schachtaufweitung	119
4.13	Herrenknecht Shaft Drilling Jumbo	119
4.14	Bewehrte Ortbetonauskleidung Druckschächte	120
4.15	Injektionsarbeiten Druckschacht	121

0 Einleitung

Die zuverlässige, wirtschaftliche und umweltverträgliche Versorgung mit elektrischer Energie ist von essentieller Bedeutung für eine moderne Gesellschaft und Volkswirtschaft. Neben der Liberalisierung des Elektrizitätsmarktes führt vor allem die sogenannte *Energiewende* zu entscheidenden Veränderungen innerhalb der europäischen Elektrizitätsversorgung.

Darunter wird im deutschsprachigen Raum, neben dem Ausstieg aus der Nutzung der Kernenergie, die Forcierung des Einsatzes Erneuerbarer Energieträger zur Versorgung mit elektrischer Energie verstanden. Bis auf wenige Ausnahmen erfolgt die Einspeisung aus Erneuerbaren Energieträgern stark fluktuierend. Einen, aus technischer Sicht erforderlichen, Ausgleich zwischen Angebot und Nachfrage an elektrischer Energie ermöglichen elektrische Speicher.

Die Nutzung der Wasserkraft zur Umwandlung in elektrische Energie hat in Österreich eine lange Tradition und große Bedeutung. Rund 55 % der derzeit in Österreich verbrauchten elektrischen Energie wird in Wasserkraftwerken erzeugt. Aufgrund der Topographie verfügt Österreich über eine große Zahl an Speicherkraftwerken im alpinen Raum. Eine Sonderform der Speicherkraftwerke stellen Pumpspeicherwerke dar. Diese sind die einzig verfügbare, wirtschaftliche, großtechnische und praxiserprobte Technologie zur Speicherung elektrischer Energie.¹

0.1 Aufgabenstellung der Masterarbeiten

In zwei Masterarbeiten soll anhand einer Literaturstudie, neben den grundlegenden Rahmenbedingungen der Elektrizitätswirtschaft, die Konzeption, Bauausführung und der Betrieb alpiner Pumpspeicherwerke, innerhalb des Spannungsfeldes der nachfolgenden Fachbereiche des Bauingenieurwesens, untersucht werden:

- Energiewirtschaft
- Konstruktiver Wasserbau
- Baubetrieb

0.2 Vorgehensweise bei der Erstellung der Masterarbeiten

Die Bearbeitung der Aufgabenstellung erfolgt aufgrund des Umfanges in 2 Masterarbeiten. Unter der Betreuung von Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Gerald ZENZ und Ass.Prof.

¹Schachner, April 2014, Seite 1.

0 Einleitung

Dipl.-Ing. Dr.techn. Helmut KNOBLAUCH behandelt die Masterarbeit mit dem Titel *“Alpine Pumpspeicherwerke im europäischen Verbundnetz”*² die Fachbereiche Energiewirtschaft und Konstruktiver Wasserbau. Diese bildet die notwendige Basis für die vorliegende Masterarbeit.

In der vorliegenden Masterarbeit mit dem Titel *“Bauausführung von Triebwassersystemen alpiner Pumpspeicherwerke”* wird im Fachbereich Konstruktiver Wasserbau auf die Konzeption und Auskleidung der Triebwasserwege alpiner Pumpspeicherwege eingegangen. Die zur Bauausführung eingesetzten Bauverfahren und Gerätschaften werden innerhalb des Fachbereiches Baubetrieb behandelt. Die Betreuung für das Fachgebiet Konstruktiver Wasserbau erfolgt durch Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Gerald ZENZ und Ass.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Helmut KNOBLAUCH. Der Fachbereich Baubetrieb wird durch Univ.-Prof. Dr.-Ing. Detlef HECK betreut.

0.3 Aufbau der vorhergehenden Arbeit - **“Alpine Pumpspeicherwerke im europäischen Verbundnetz”**

Im energiewirtschaftlichen Teil dieser Arbeit werden einige wichtige Rahmenbedingungen der Elektrizitätswirtschaft behandelt. Die daraus resultierenden Bedürfnisse der agierenden Elektrizitätsversorgungsunternehmen bilden die Basis für den Betrieb bestehender, und die Konzeption neuer Anlagen.

Die Elektrizitätswirtschaft unterliegt einer Vielzahl von Paradigmen. Die wichtigsten davon werden in Kapitel 1 erläutert.

Naturgemäß spielen die energiepolitischen Rahmenbedingungen eine entscheidende Rolle für die Struktur der öffentlichen Elektrizitätsversorgung. Grundlegende Weichenstellungen dafür werden innerhalb der Europäischen Union getroffen. Die konkrete Umsetzung der Maßnahmen erfolgt in den einzelnen Mitgliedsstaaten hingegen in sehr unterschiedlicher Gestalt. Die wichtigsten Normen auf Europäischer Ebene, und teilweise deren Umsetzung in Deutschland und Österreich, werden in Kapitel 2 dieser Arbeit angeführt.

Der physikalische Austausch und Handel von elektrischer Energie, über Staatsgrenzen hinweg, wird innerhalb Europas seit nahezu 100 Jahren praktiziert. Die in Österreich und Deutschland dabei agierenden öffentlichen Elektrizitätsversorgungsunternehmen bestanden zwischen der Nachkriegszeit und der Liberalisierung des Elektrizitätsmarktes nahezu unverändert. Die Liberalisierung veränderte die Struktur dieser Unternehmen und die Preisbildung im Elektrizitätssektor gravierend. Durch die starke Subventionierung der Elektrizitätserzeugung auf Basis der Erneuerbaren Energien veränderte sich die Zusammensetzung der, in das europäische Verbundnetz, eingespeisten Elektrizitätsmenge. Neben den zuvor genannten Punkten wird im Kapitel 3 der grundlegende Bedarf an Speichern zur Integration der fluktuierenden Einspeisung aus Anlagen auf Basis der Erneuerbaren Energien im gemeinsamen Marktgebiet Österreich - Deutschland behandelt.

²Schachner, April 2014.

0.4 Aufbau der vorliegenden Arbeit - *“Bauausführung von Triebwassersystemen alpiner Pumpspeicherwerke”*

Die energiewirtschaftlichen Anforderungen der Elektrizitätswirtschaft bestimmen den Bedarf, den Betrieb und die Konzeption von Pumpspeicherwerken. Die bauliche Umsetzung dieser Anforderungen, unter teilweiser Berücksichtigung bestehender Anlagen, wird aus der Sicht des konstruktiven Wasserbaus im Kapitel 4 beschrieben.

Neben der prinzipiellen Funktionsweise von Pumpspeicherwerken, sowie deren Speicherwirkungsgrad, werden die wesentlichen Anlagenteile alpiner Pumpspeicherwerke beschrieben. Ein weiterer Punkt sind die Möglichkeiten des Einsatzes alpiner Pumpspeicherwerke innerhalb des europäischen Verbundnetzes. Die aus den Bedürfnissen der Elektrizitätsversorgungsunternehmen resultierenden historischen und aktuellen Anforderungen, und deren Auswirkungen auf die Konzeption von alpinen Pumpspeicherwerken werden ebenso in diesem Abschnitt behandelt. Eine Übersicht über die, zwischen bestehenden Speichern, neu errichteten alpinen PSW Kops II / Vorarlberg und Limberg II / Salzburg aus der Sicht des konstruktiven Wasserbaus schließt das Kapitel ab.

Im abschließenden Kapitel 5 werden die bei der Erstellung der Arbeit gewonnenen Ergebnisse zusammengefasst und besprochen.³

0.4 Aufbau der vorliegenden Arbeit - *“Bauausführung von Triebwassersystemen alpiner Pumpspeicherwerke”*

Im Kapitel 1 der vorliegenden Arbeit wird auf die grundsätzlichen Überlegungen zur Wahl der Linienführung bei alpinen Pumpspeicherwerken eingegangen. Neben wirtschaftlichen Aspekten werden im Besonderen die geologischen, die hydrogeologischen Rahmenbedingungen und deren Folgeerscheinungen behandelt. Des Weiteren wird auch auf die Bedürfnisse des Baubetriebs zur baulichen Umsetzung eingegangen.

Die Aspekte zur Wahl der optimal geeigneten Auskleidung eines Triebwasserweges werden im Kapitel 2 der Arbeit behandelt. Auf die Bedeutung der hydraulischen Verluste und die Wasserdichtheit des Triebwasserweges wird besonders hingewiesen. Dabei werden auch die typischen Auskleidungssysteme alpiner Pumpspeicherwerke und deren Bauausführung besprochen. Ausführungsbeispiele zu unausgekleideten Stollen und die Voraussetzung für deren Anwendung werden ebenfalls diskutiert.

Dem Hohlraumbau bei alpinen Pumpspeicherwerken ist das Kapitel 3 gewidmet. Es werden die unterschiedlichen Vortriebsverfahren im Fels vorgestellt, sowie die zum maschinellen Auffahren von Druckstollen und Druckschächten eingesetzten Tunnelvortriebsmaschinen. Einen wichtigen Punkt bilden die Bauverfahren zum Auffahren beziehungsweise dem Abteufen von Schächten und das Raise Boring Verfahren.

Ausführungsbeispiele moderner alpiner Pumpspeicherwerke werden in Kapitel 4 vorgestellt. Bei den Pumpspeicherwerken Kops II und Limberg II wird auf die vorhergehende Arbeit verwiesen, da diese dort ausführlich behandelt wurden. Die Pumpspeicheranlagen PSW Feldsee und PSW Nant de Drance werden bezüglich der Situierung des Krafthauses /

³Schachner, April 2014.

0 Einleitung

Kavernenzentrale und des Druckstollens (PSW Feldsee) und der Druckschächte (PSW Nant de Drance) behandelt.

Die bei der Erstellung der Arbeit gewonnenen Ergebnisse werden im Kapitel 5 zusammengefasst und diskutiert.

1 Linienführung von Triebwasserwegen

Die Triebwasserführung bildet die hydraulische Verbindung von Oberbecken, Maschinensatz und Unterbecken eines Pumpspeicherwerkes. Zur Vermeidung von hydraulischen Verlusten im Betrieb und Minimierung der Baukosten ist dabei eine möglichst direkte Verbindung innerhalb der gegebenen Rahmenbedingungen anzustreben.

Bei modernen alpinen PSW erfolgt diese in der Regel vollständig unterirdisch in Stollen und Schächten. Bei einem PSW ändert sich die Fließrichtung innerhalb der Triebwasserführung zwischen Turbinen- und Pumpbetrieb. Um einen kavitationsfreien Betrieb der Pump(-turbine) zu ermöglichen, muss diese unterhalb des tiefsten Unterwasserspiegels angeordnet werden. Dadurch stehen bei einem PSW im Betrieb sowohl der ober- als auch unterwasserseitige Teil der Triebwasserführung ständig unter Innendruck. Giesecke kategorisiert die typische Form der Triebwasserführung alpiner Hochdruckanlagen als sogenannte *Druckstollenkraftwerke*.¹

Die Triebwasserführung eines alpinen PSW besteht in der Regel aus den folgenden baulichen Anlagenteilen (siehe Abbildung 1.1):

- oberwasserseitige Triebwasserführung (Verbindung Oberbecken - Krafthaus):
 - Ein- Auslaufbauwerk
 - Druckstollen (horizontal bis flach geneigt)
 - *eventuell Wasserschluss*
 - Druckschacht (stark geneigt bis vertikal)
- unterwasserseitige Triebwasserführung (Verbindung Krafthaus - Unterbecken)
 - *eventuell Wasserschluss*
 - Unterwasserstollen
 - Ein- Auslaufbauwerk

Die Höhe des Innendruckes wird dabei, wie in Abbildung 1.2 ersichtlich, durch die Höhe des Stauzieles im Speicher, überlagert mit einer dynamischen Druckbelastung, bestimmt.

Die Höhe der dynamischen Druckbelastung ist dabei abhängig vom jeweiligen Betriebszustand des PSW und setzt sich aus einer niederfrequenten Massenschwingung und einem hochfrequenten Druckstoß zusammen.

¹Giesecke, Heimerl und Mosonyi, 2014, Seite 123.

²Kraftwerke Linth-Limmern AG, August 2006, Seite 10

³Zenz u. a., 2008, Seite 391

1 Linienführung von Triebwasserwegen

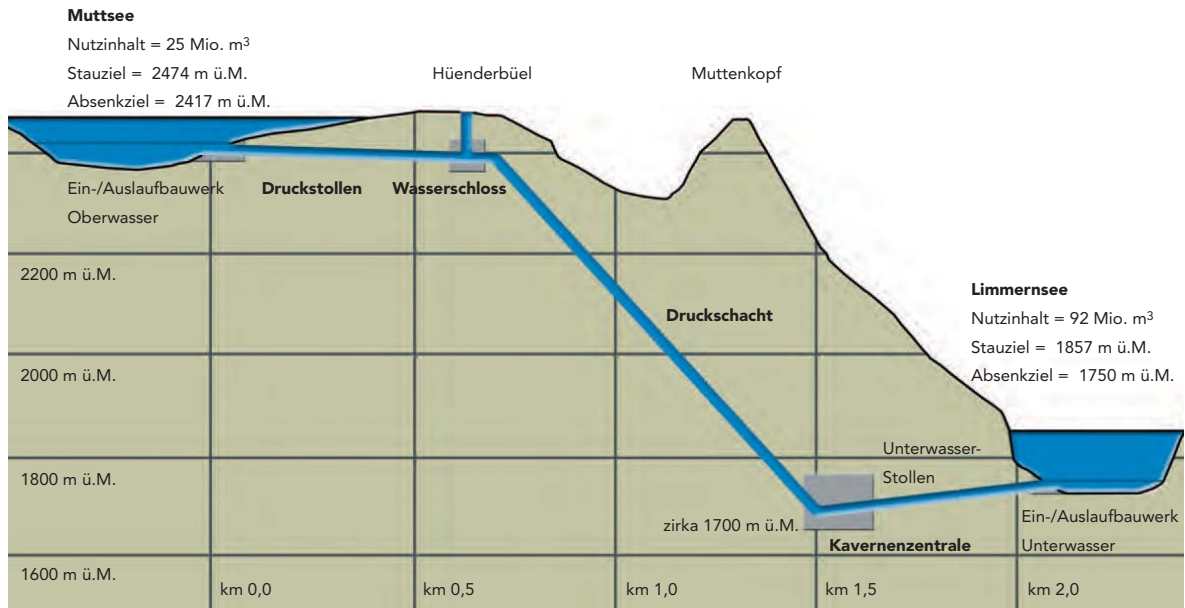


Abbildung 1.1: Typische Bauteile eines alpinen PSW am Beispiel des PSW Linthal 2015²

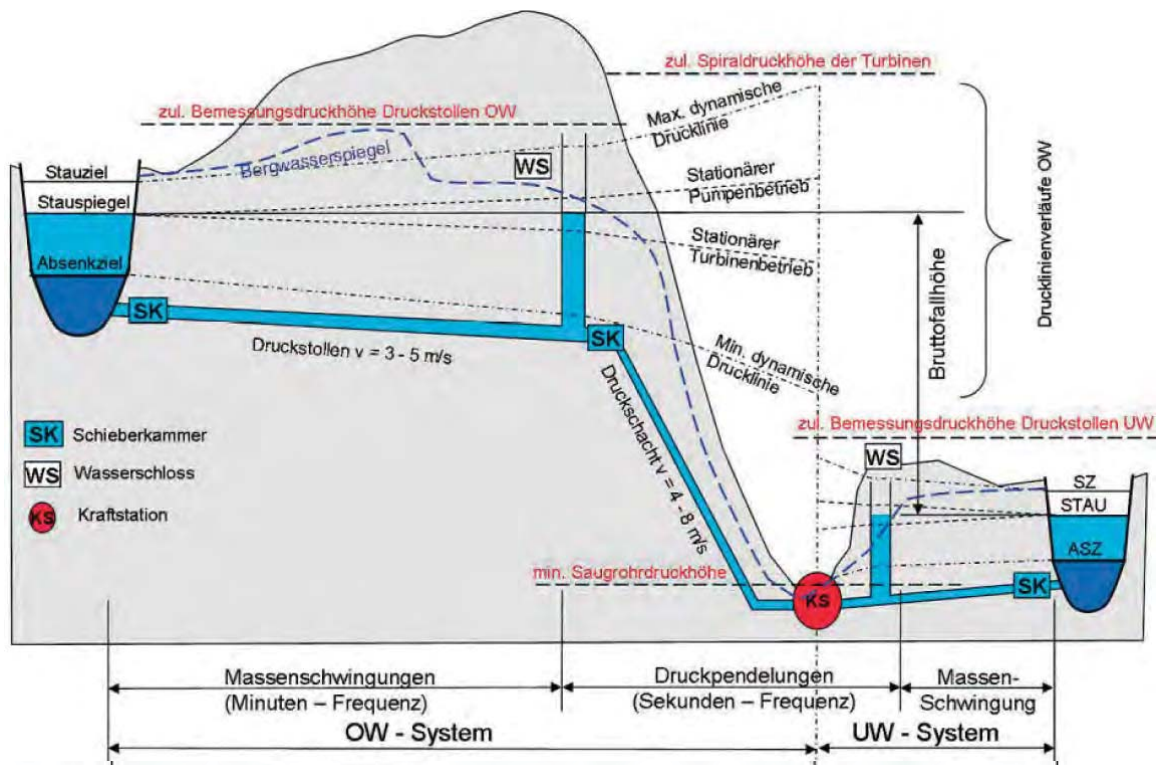


Abbildung 1.2: Hydraulisches Schema der Triebwasserführung eines alpinen PSW und dabei auftretende Wasserdrücke³

1.1 Wirtschaftliche Trassierung von Triebwasserwegen

$$K(p) = \int_A^B p \cdot ds = \text{Min [Währung]}$$

mit

K Leitungskosten [Währung]
p ortsabhängige Laufmeterkosten [Währung/m]
s Leitungslänge [m]

Abbildung 1.3: Optimierungsansatz Leitungskosten⁶

1.1 Wirtschaftliche Trassierung von Triebwasserwegen

Bei der Nutzung bestehender Speicher bilden das Ober- und Unterbecken naturgemäß Fixpunkte bei der Trassierung des Triebwasserweges. Innerhalb dieser Fixpunkte erfolgt die Wahl der Linienführung durch die Untersuchung verschiedener Varianten.

Dabei haben Schleiss zufolge die folgenden Faktoren entscheidenden Einfluss auf die horizontale Linienführung von Hochdruckanlagen:⁴

- Ausbruchsquerschnitt der Stollen und Schächte
- Innendruck
- Geologie
- Topographie (Gebirgsüberdeckung)
- Hydrogeologie (Bergwasserspiegel)
- Zwangspunkte (Zugangsmöglichkeiten, Deponieraum, etc.)

Der nachfolgende Abschnitt basiert auf dem Kapitel 6.6.2 im Buch *“Wasserbau”*⁵.

Die mit dem Triebwasserweg zu durchquerenden Abschnitte unterscheiden sich dabei im Allgemeinen sehr stark und führen zu unterschiedlichen Errichtungs-, Betriebs- und Unterhaltungskosten. In Bezug auf die Errichtung, zwischen den Punkten A und B, ist die wirtschaftlichste Trasse jene welche zu den geringsten Leitungskosten führt. (siehe Abbildung 1.3)

Die Geologie im Projektgebiet hat naturgemäß entscheidenden Einfluss auf die Konzeption, Bauausführung und Unterhaltung der unterirdischen Bauwerke. Schwierige geologische Verhältnisse führen dabei in der Regel zu hohen Kosten. Daher wird versucht diese Abschnitte, soweit möglich, zu umfahren beziehungsweise auf kurzem Weg zu durchörteren. (siehe Abbildung 1.4)

Ebenso lässt sich der Durchmesser eines Triebwasserweges hinsichtlich der Kosten für die Errichtung und den Anlagenbetrieb optimieren. Mit zunehmendem Stollendurchmesser

⁴A. Schleiss, 1986b.

⁵Patt u. a., 2011.

⁶Patt u. a., 2011, Seite 281

⁷Patt u. a., 2011, Seite 282

1 Linienführung von Triebwasserwegen

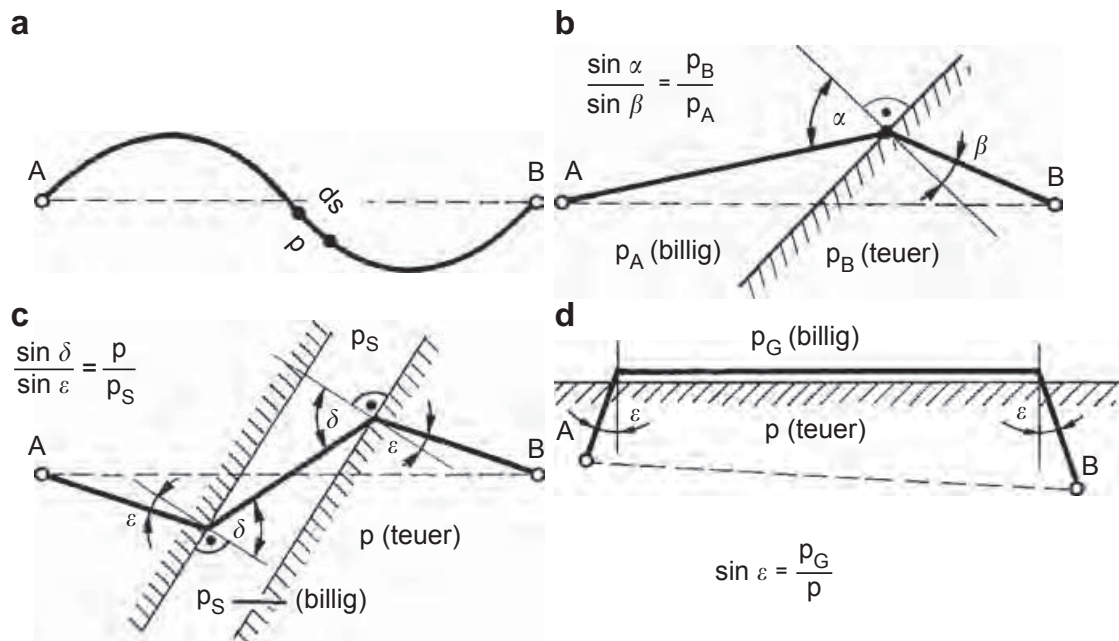


Abbildung 1.4: Wirtschaftlich optimale Verbindung der Punkte A und B mit:⁷

- a) Trassenelement d_s und ortsabhängigen Laufmeterkosten p
- b) aus einem günstigeren in ein teureres Gebiet
- c) ein billigeres Gebiet durchquerend
- d) in ein billigeres Gebiet ausweichend

1.2 Entwurfskriterien zur horizontalen und vertikalen Linienführung

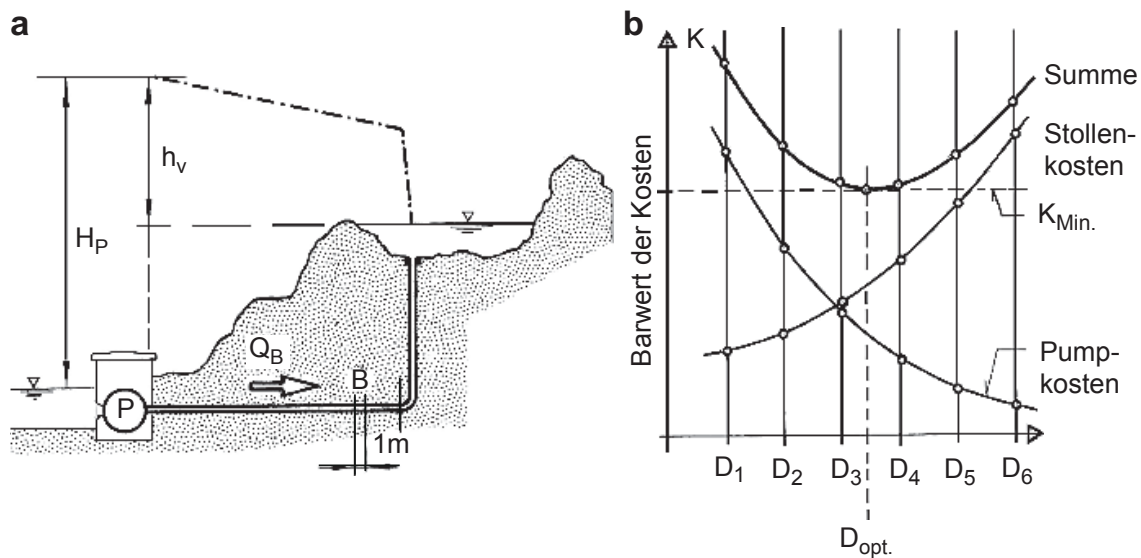


Abbildung 1.5: Optimierung des Stollendurchmessers eines PSW hinsichtlich der Kosten für den Stollen und die laufenden Kosten (hydraulischen Verluste) im Pumpbetrieb⁸

steigen die Kosten für die Errichtung und Unterhaltung des Stollens. Gleichzeitig nehmen jedoch die hydraulischen Verluste im System ab. Mit entsprechender Quantifizierung der Kosten lässt sich der wirtschaftlich optimale Stollendurchmesser D_{opt} ermitteln. (siehe Abbildung 1.5)

Ob aus wirtschaftlicher Sicht eine Auskleidung des Triebwasserweges zur Minimierung der hydraulischen Verluste sinnvoll ist, lässt sich wie in Abbildung 1.6 dargestellt, auf analoge Art und Weise ermitteln.

“Je teurer ein Gerinne ausgestaltet ist, um so kleiner ist sein optimaler Durchflußquerschnitt D_{opt} und um so höher daher seine optimale Ausbaugeschwindigkeit”⁹

1.2 Entwurfskriterien zur horizontalen und vertikalen Linienführung

Neben der bereits zuvor genannten möglichst direkten Verbindung, beeinflussen die nachfolgenden oftmals konträr wirkenden Kriterien die konkrete Gestaltung der Linienführung in Auf- und Grundriss. Der nachfolgende Abschnitt basiert, sofern nicht anders gekennzeichnet, auf dem Kapitel 1.3 von Seeber.¹¹

⁸Patt u. a., 2011, Seite 284

⁹Patt u. a., 2011.

¹⁰Patt u. a., 2011, Seite 285

¹¹Seeber und Friedrich, 1999, Seite 3ff.

1 Linienführung von Triebwasserwegen

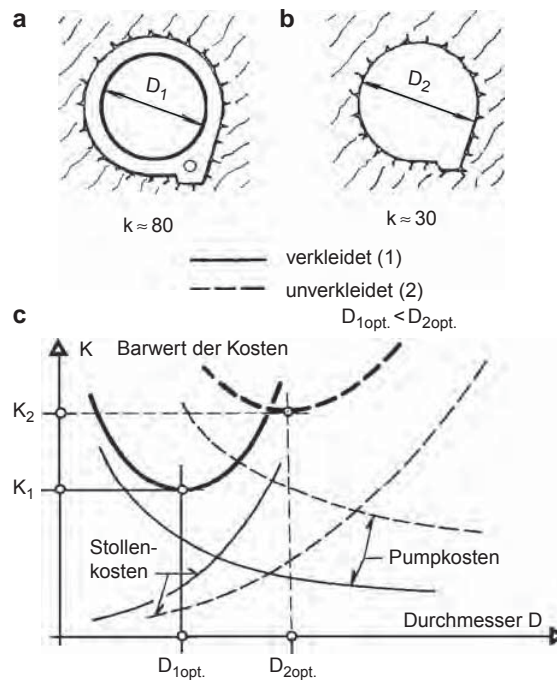


Abbildung 1.6: Optimierung der Stollenauskleidung in Bezug auf die Gesamtkosten¹⁰

1.2.1 Topografie

Die Linienführung einer Triebwasserführung hängt im Grundriss sehr stark von der jeweiligen Topografie des Geländes ab. Beispielsweise kann bei der Querung von Seitentälern, zur Sicherstellung der erforderlichen Gebirgsüberlagerung, eine Verlegung ins Berginnere erforderlich sein.

1.2.2 Geologie

Naturgemäß sollen die unterirdischen Bauwerke im möglichst standfesten jedoch auch gut lösbaren Gebirge situiert werden. Für den Fall, dass die Querung von Störungszonen unumgänglich ist, sollte diese auf kürzestem Weg erfolgen. (Siehe Abbildung 1.4) Eine einfallende Klüftung oder Schichtung sollte, sofern möglich, stumpfwinklig zur Vortriebsachse stehen.

Bei der Bauausführung eines neuen Triebwasserstollens für das *Sir Adam Beck Power Generation Plant*, dem sogenannten *Niagara Tunnel Project (NTP)*, erforderten die schwierigen geologischen Verhältnisse eine horizontale und vertikale Anpassung der Linienführung des Triebwasserweges. Der Vortrieb erfolgte mit einer Gripper Tunnelbohrmaschine (TBM), bei einem Ausbruchsdurchmesser von 14,44 m.

1.2 Entwurfskriterien zur horizontalen und vertikalen Linienführung



Abbildung 1.7: Niagara Tunnel Project (NTP) Mehrausbruch Firste durch spannungsbedingtes Versagen hinter dem TBM Kopf¹³

In der Queenston Formation (horizontal gebankte Schieferschichten) kam es aufgrund hoher Horizontalspannungen, die die Gesteinsfestigkeit überschritten, zum Gebirgsversagen. Dies führte zu spannungsbedingten Sohlaufbrüchen und Kluftkörperversagen in der Firste.

Dadurch fielen massive Blöcke mit Einzelgewichten von bis zu 20 t aus der Firste, und Mehrausbrüche von bis zu 4 m Höhe entstanden (siehe Abbildung 1.7). Gemäß ursprünglicher Linienführung wären etwa 80% des Triebwasserweges in dieser Formation gelegen. Um die Auswirkungen auf den Projektzeitplan und die Baukosten zu minimieren erfolgte eine Anpassung der Linienführung (siehe Abbildung 1.8).¹²

1.2.3 Hydrogeologie

Der anstehende Bergwasserspiegel ist entscheidend für die später erforderliche Auskleidung des Triebwasserweges im Anlagenbetrieb. Bereiche in denen der Bergwasserspiegel über dem Innendruck der Triebwasserführung liegt erfordern in der Regel keine dichte Auskleidung, da in diesen Bereichen keine Wasserverluste aus der Triebwasserführung auftreten können. (siehe Walch'sche Grenze in Abbildung 1.9 und 2.8)

Umgekehrt wirkt der Bergwasserspiegel von außen auf die Auskleidung der Triebwasserführung. Im Regelbetrieb wird diese Beanspruchung auf die Auskleidung durch den entgegengesetzt wirkenden Innendruck gemindert. Im Fall der Entleerung des Triebwassersystems zu Inspektions-, Wartungs- und Reparaturmaßnahmen, wirkt jedoch die volle Höhe des Bergwasserspiegels auf die Auskleidung. Dies kann vor allem bei dünnwandigen Panzerungen zum sogenannten "Beulen" der Auskleidung führen.

¹²Gschnitzer und Goliash, 2009, Seite 168 ff.

¹³Niagara Falls Thunder Alley, 2009

¹⁴Gschnitzer und Goliash, 2009, Seite 169

¹⁵Seeber und Friedrich, 1999, Seite 9

1 Linienführung von Triebwasserwegen

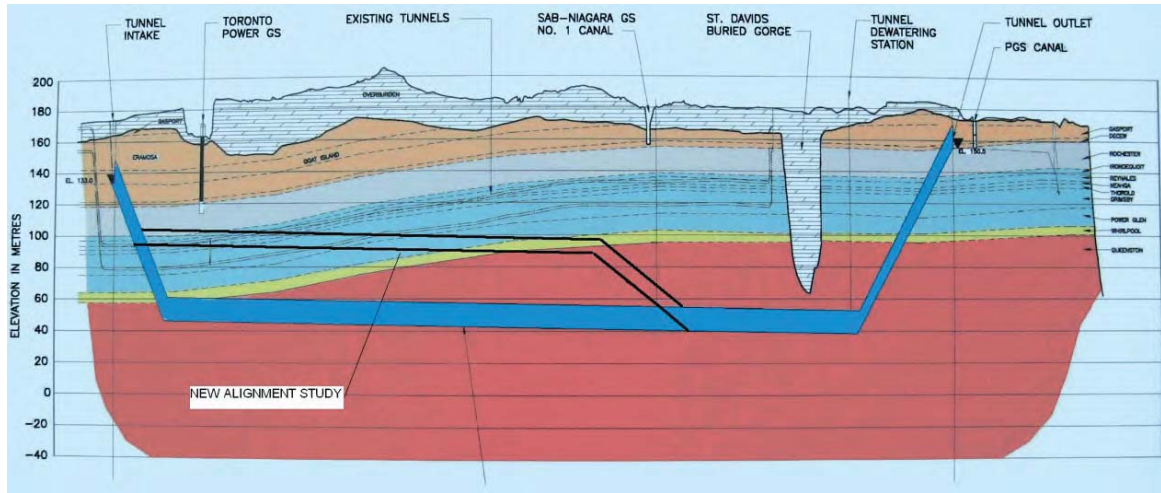


Abbildung 1.8: Niagara Tunnel Project (NPT) Geologischer Längenschnitt und Anpassung der Linienführung (rot = Queenston Schiefer Formation; blau = geplante Linienführung; schwarz = ausgeführte Linienführung)¹⁴

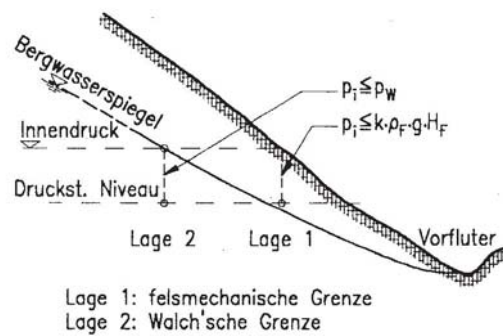


Abbildung 1.9: mögliche Grenzlagen der Triebwasserführung bei nicht dichter Auskleidung:¹⁵
Lage 1: minimale Primärspannung Fels liegt über dem Innendruck im Triebwassersystem
Lage 2: Walch'sche Grenze - Innendruck im Triebwassersystem liegt unterhalb des tiefsten Bergwasserspiegels

1.2 Entwurfskriterien zur horizontalen und vertikalen Linienführung

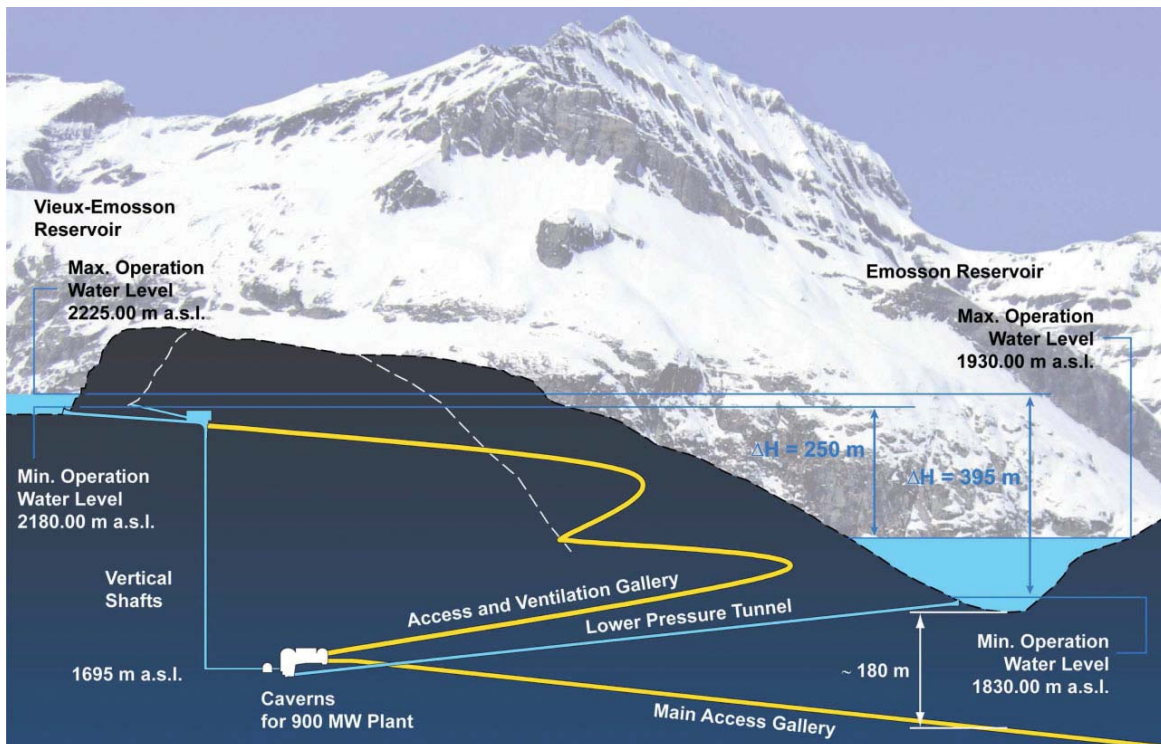


Abbildung 1.10: Unterfahrung des Stausee Emosson mit dem Hauptzugangsstollen für die Errichtung des PSW Nant de Drance¹⁷

Die hydraulische Durchlässigkeit des Gebirges, in Kombination mit der Höhe des Bergwasserspiegels, beeinflusst sehr stark die bauliche Umsetzbarkeit von unterirdischen Bauwerken. Bei hohem Bergwasserspiegel, verbunden mit einer großen Durchlässigkeit des Gebirges, sind oft umfangreiche Sondermaßnahmen mit hohem Aufwand und Kosten erforderlich um den Hohlraum überhaupt auffahren zu können. Eine, wenn auch nur temporäre, Absenkung des Bergwasserspiegels kann beispielsweise zum Versiegen von Quellen oder zu Setzungen im Gebirge führen.

Beim Zugangstunnel zur Kaverne des PSW *Nant de Drance* in der Schweiz wurde, wie in Abbildung 1.10 ersichtlich, der Stausee Emosson unterfahren. Um eine umfangreiche Drainierung des Gebirges und die dadurch befürchteten Setzungen in den Widerlagerflanken der 180 m hohen Bogenstaumauer zu vermeiden, mussten umfangreiche Abdichtungsinjektionen durchgeführt werden. Für diese Injektionskampagnen musste der Vortrieb mehrmals unterbrochen werden.¹⁶

¹⁶Bertholet, 2012, Seite 39.

¹⁷Seingre, Ihly und Frei, 2011, Seite 632

1 Linienführung von Triebwasserwegen

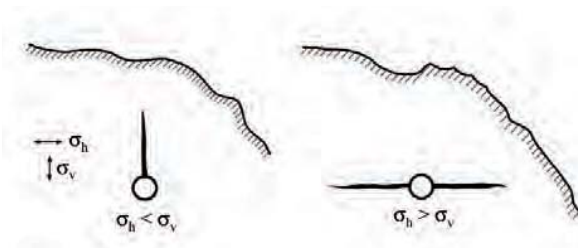


Abbildung 1.11: Hydraulische Gebirgsbrucharten bei unverkleideten oder nicht vollständig dicht ausgekleideten Druckstollen (Hydraulic Jacking)²⁰

1.2.4 Felsmechanik

Der primäre Spannungszustand im Gebirge bezeichnet den Spannungszustand im Gebirge vor dem Auffahren eines Hohlraumes. Dieser ist im Wesentlichen bestimmt von der Höhe der Überlagerung. Tektonische Spannungen durch die Faltung des Gebirges sowie lokale Effekte durch die Topographie beeinflussen vor allem die horizontale Hauptspannung (in der Regel die minimale Gebirgsspannung).

Der Seitendruckbeiwert bestimmt das Verhältnis zwischen dem vertikalen und horizontalen Gebirgsdruck. Üblicherweise liegt dieser im alpinen Raum bei $\lambda \leq 1,0$. (siehe Abbildung 1.11) Bei unverkleideten oder nicht vollständig dicht ausgekleideten Druckstollen wirkt der Innenwasserdruck auf das umgebende Gebirge. Liegt der Innenwasserdruck über dem minimalen Gebirgsdruck (in der Regel σ_h), so führt dies zur großräumigen Öffnung bestehender Klüfte, beziehungsweise zum Aufreißen des Fels (Hydraulic Fracturing). Wie in Abbildung 1.12 ersichtlich wirkt der Innenwasserdruck normal auf die Trennflächen im Gebirge.¹⁸

Der in Abbildung 1.12 gezeigte Mechanismus führte 1954 am Grundablass der Dobra Sperre in Österreich zu einem Felsgrundbruch. Aufgrund von Reparaturarbeiten an der Druckrohrleitung erfolgte der Betrieb des Grundablasses über einen längeren Zeitraum. Der Stollenabschnitt vor dem Schieberhaus war ungepanzert (nicht dicht ausgekleidet), und es kam zu Wasseraustritten in das umgebende Gebirge. Die Witterung führte zu einer Vereisung der Wasseraustritte an der Oberfläche und damit zu einem Druckaufbau innerhalb der Klüfte. Der resultierende Felsgrundbruch zerstörte wie in Abbildung 1.13 ersichtlich das Schieberhaus und Teile des Grundablasses. Der unkontrollierte Wasseraustritt führte zum kompletten Auslaufen des Speichers mit $Q_{max} \sim 100m^3/s$. Glücklicherweise waren dabei keine Personenschäden zu beklagen.¹⁹

Für den Fall der Ausführung des Triebwasserweges mit einer nicht vollständig dichten Auskleidung (ungepanzert) gilt die nachfolgende Forderung:

¹⁸A. Schleiss, 2012, Seite 215.

¹⁹Zenz, 24.10.2013, Folie 12 und 13.

²⁰A. Schleiss, 2012, Seite 217

²¹Seeber und Friedrich, 1999, Seite 47

²²Zenz, 24.10.2013, Folie 11 - 13

1.2 Entwurfskriterien zur horizontalen und vertikalen Linienführung

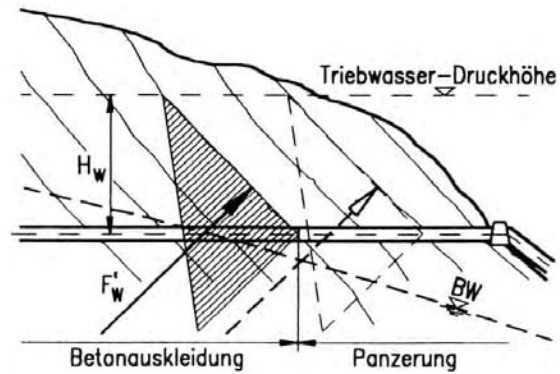


Abbildung 1.12: Beanspruchung einer Kluft durch den Innenwasserdruck am Übergang zwischen durchlässiger und dichter (Panzerung) Auskleidung²¹

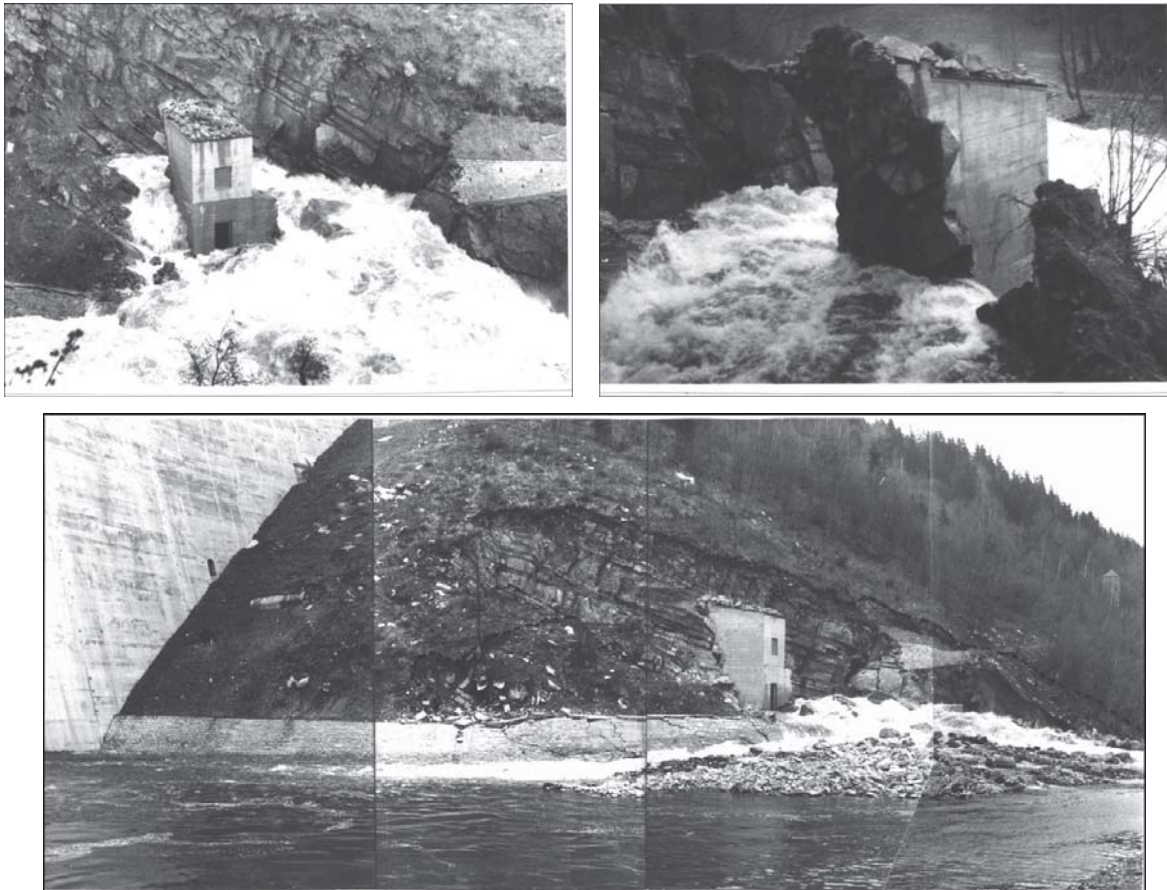


Abbildung 1.13: Hydraulischer Felsgrundbruch am Grundablassstollen der Dobra Sperre 1954 im Nahbereich des Wiederlagers der zylindrisch gekrümmten Bogenmauer²²

1 Linienführung von Triebwasserwegen

“Grundsätzlich sollte der Gebirgsdruck größer sein als der Innendruck”²³ (siehe Abbildung 1.9)

Als Trassierungskriterium für die mindestens erforderliche Überlagerung eines nicht dicht ausgekleideten Triebwasserweges kann die sogenannte *Norweger Regel* nach Bergh-Christensen angewendet werden:²⁴

$$d_{min} = \frac{\gamma_w * H * F}{\gamma_f * \cos(\beta)} + 20 [m]$$

d_{min} shortest distance from pressure tunnel to surface [m]

γ_w density of water [kg/m³] (1.1)

H water head in the power water way [m]

F factor of safety ($\geq 1,6$) [–]

γ_f density of rock overburden [kg/m³]

β average incline of hillside from tunnel level and uphill [°]

1.2.5 Hydraulik

Hydraulische Verluste wirken sich direkt auf den Wirkungsgrad und die Energieerzeugung eines Kraftwerkes aus. Bei einem PSW verschlechtert sich dadurch der Wirkungsgrad sowohl im Turbinen- als auch im Pumpbetrieb. Der Speicherwirkungsgrad (siehe Abbildung 4.5 in der 1. MA) sinkt und führt somit zu einer geringeren Rentabilität des PSW.

Unter Berücksichtigung der Bau- und Erhaltungskosten ist, neben der Trassenoptimierung, vor allem eine Optimierung der Durchmesser des Triebwassersystems erforderlich. (siehe Abschnitt 1.1)

Im Aufriss sollte die gesamte Trasse der Triebwasserführung unterhalb der tiefsten möglichen Drucklinie liegen, um mögliche Kavitation oder den Lufteinzug am Wasserschloss ins Triebwasser zu vermeiden. Hochpunkte des Triebwassersystems müssen belüftet werden.

1.2.6 Betriebsführung der Anlage

Wie bereits in Abschnitt 4.4.3 der vorangegangenen Arbeit erläutert, steigt der Bedarf an flexiblen, sehr gut zu regelnden PSW weiterhin stark an. Einschränkungen in der Betriebsführung sollten dabei so gering als möglich sein:

“Keine Einschränkungen! Nur die Physik setzt Grenzen”²⁵

²³Seeber und Friedrich, 1999, Seite 4.

²⁴Zenz, 24.10.2013, Folie 16.

²⁵Zenz, 24.10.2013, Folie 2.

1.2 Entwurfskriterien zur horizontalen und vertikalen Linienführung

Eine besondere Rolle für die Freizügigkeit in der Betriebsführung spielen die aus Durchflussänderungen resultierenden dynamischen Beanspruchungen des Triebwasserweges. Dabei handelt es sich um die nachfolgenden Beanspruchungen:

- kurzweilige Druckänderungen (Druckstoß)
- langweilige Druckschwankungen (Wasserschloßschwingung)

Die Kompressibilität des Wassers und die Verformungseigenschaften der Rohr- (Stollen-)wandung führen zum Druckstoß, während die Massenträgheit des Wassers langweilige Druckschwankungen verursacht. Erfolgt der komplette Absperrvorgang t_s innerhalb der Reflexionszeit T_R so erreicht der Druckstoß ein Maximum, den sogenannten *Joukowsky Stoß*.

$$T_R \approx \frac{2 * L}{a} \text{ [sec]} \tag{1.2}$$

T_R Reflexionszeit [sec]
 L Leitungslänge [m]
 a Druckwellenausbreitungsgeschwindigkeit (≈ 1.000) [m/s]

Die Ausbreitung des Druckstoßes erfolgt als Überdruckwelle vom Ort der Durchflussänderung hin zum nächsten freien Wasserspiegel. Dort erfolgt eine Totalreflexion der Druckwelle.²⁶

$$\Delta p = \frac{a}{g} * \Delta v = \frac{\approx 1.000 \text{ [m/s]}}{\approx 10 \text{ [m/s}^2\text{]}} * \Delta v \text{ [mWS]}$$
$$\Delta p \approx 100 * \Delta v \text{ [mWS]} \tag{1.3}$$

Δp Druckänderung [mWS]
 Δv Geschwindigkeitsänderung [m/s]
 g Erdbeschleunigung (= 9,81) [m/s²]

Die wirtschaftliche Fließgeschwindigkeit in Triebwassersystemen von Pumpspeichieranlagen liegt abhängig von der Art der Auskleidung im Bereich von 3 - 5 m/s (Betonauskleidung) und 5 - 6 m/s (Stahlpanzerung).²⁷ Eingesetzt in Gleichung 1.3 ergibt sich dadurch eine zusätzliche dynamische Beanspruchung von bis zu 600 mWS für das gesamte Triebwassersystem.

Liegt die tatsächliche Schließzeit t_s über der Reflexionszeit T_R so reduziert sich die auftretende Druckstoßhöhe näherungsweise auf den in Gleichung 1.4 angegebenen Wert.

²⁶Giesecke, Mosonyi und Heimerl, 2009, Seite 247.

²⁷Pöyry Energy AG, März 2008, Seite 6.

1 Linienführung von Triebwasserwegen

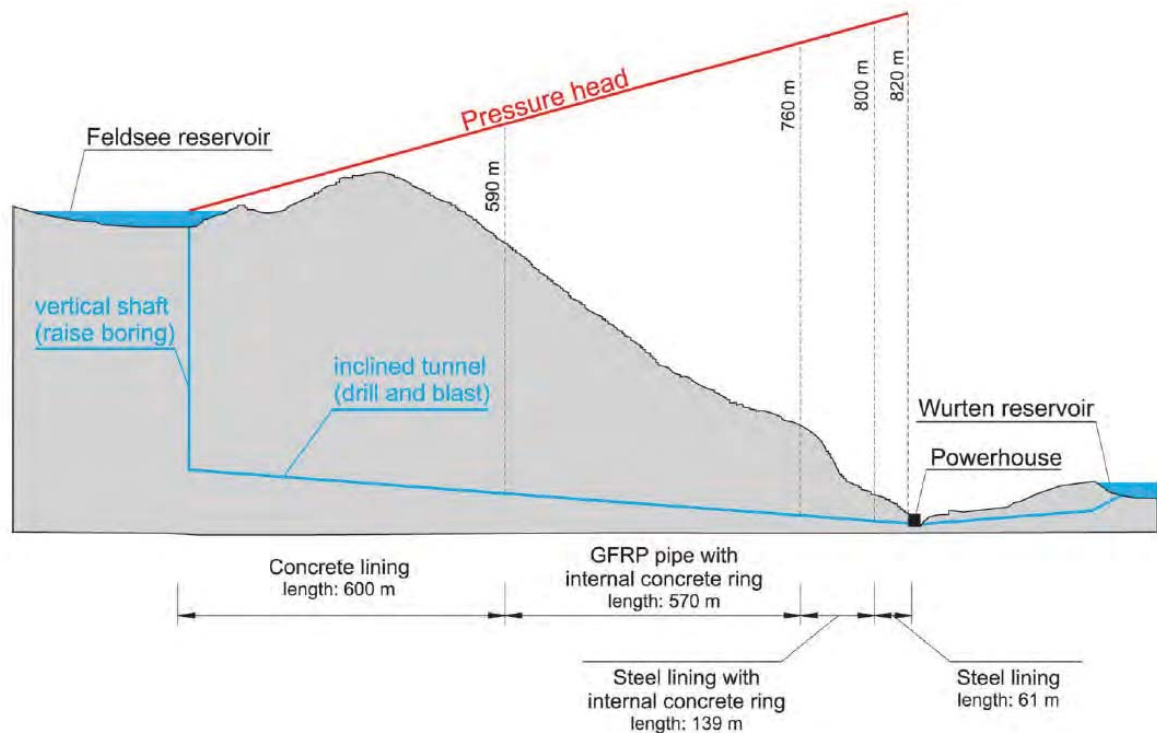


Abbildung 1.14: Verlauf der Beanspruchung zufolge Innendruck im Triebwasserweg des PSW Feldsee und das an die Belastung angepasste Auskleidungskonzept²⁹

$$\Delta p = \frac{a * \Delta v}{g} * \frac{T_R}{t_s} = \approx 100 * \Delta v * \frac{T_R}{t_s} [mWS] \quad (1.4)$$

t_s Schließzeit [s]

Ein Beispiel für die Ausführung des Triebwassersystems eines modernen alpinen Pumpspeicherwerkes ohne Wasserschloss ist das PSW Feldsee. Wie in Abbildung 1.14 zu sehen, wird der gesamte Triebwasserweg, neben dem hydrostatischen Druck, zusätzlich durch eine hydrodynamische Belastung (Druckstoß) beansprucht. Die hydrodynamische Belastung erhöht bei dieser Anlage die hydrostatische Druckhöhe um rund 40 % auf bis zu 820 m Wassersäule.²⁸

Wird am Übergang vom Druckstollen zum Druckschacht ein Wasserschloss (= freie Wasseroberfläche) angeordnet, so wird näherungsweise ausschließlich der Druckschacht durch den Druckstoß beansprucht. Die kurzwelligen Druckwellen werden an der verhältnismäßig großen Wassermasse im Wasserschloss fast reflektiert und bewegen sich wieder in Richtung

²⁸Radončić u. a., 2008, Seite 383.

²⁹Radončić u. a., 2008, Seite 383

1.2 Entwurfskriterien zur horizontalen und vertikalen Linienführung

des Orts der Durchflussänderung. Durch die dabei auftretenden Überlagerungen werden diese gedämpft.³⁰

Durch die Trägheit der sich in Bewegung befindlichen Wassermasse im Druckstollen kommt es zu einem niederfrequenten Auf- und Abschwingen des Wasserspiegels im Wasserschloss. Der Druckstollen wird weitestgehend nur durch diesen *quasistatischen* Druck beansprucht. (Siehe Abbildung 1.2)

Dies ermöglicht eine wirtschaftlichere Dimensionierung und Ausführung des Triebwasserweges und erhöht gleichzeitig die betriebliche Flexibilität des PSW. Bei großen Entfernungen zwischen dem Absperrorgan im Krafthaus und dem Speicher müssen ohne die Ausführung eines Wasserschlusses betriebliche Einschränkungen akzeptiert werden. Alternativ kann auch ein Druckluftwasserschloss ohne Verbindung zur Atmosphäre ausgeführt werden (siehe Abbildung 1.23 und Abbildung 1.27).

Bei einem PSW steht sowohl der ober- als auch der unterwasserseitige Teil der Triebwasserführung unter Druck. Da besonders bei Kavernenkraftwerken häufig lange Unterwasserstollen erforderlich sind, kann unter Umständen auch die Ausführung eines Unterwasserchlusses erforderlich sein.

1.2.7 Baubetriebliche Umsetzung

Die Art der baulichen Umsetzung eines Triebwassersystems hat entscheidenden Einfluss auf dessen Konzeption. Unabhängig vom Vortriebsverfahren (zyklisch oder kontinuierlich) sollte, zur einfacheren Ableitung der anfallenden Bergwässer ohne Pumpen, der Vortrieb steigend erfolgen. Ein möglicher Zustrom von Bergwasser ist in Abbildung 1.15 beim Auffahren eines Triebwasserstollen mit einer TBM eindrucksvoll zu sehen.

Um die notwendige Bauzeit für das Auffahren der Stollen und Schächte zu begrenzen, kann es erforderlich sein den Vortrieb an mehreren Stellen gleichzeitig zu beginnen. Beispielsweise wurde der rund 3,5 km lange Triebwasserstollen des *KW Bärenwerk* in Salzburg um 1920 gleichzeitig von mehreren Zwischenangriffen aus aufgefahren. Der Vortrieb erfolgte durch ca. 280 Mineure im Sprengvortrieb mit einem rechteckigen Ausbruchsquerschnitt. Wie in Abbildung 1.16 ersichtlich wurde die Linienführung im Grundriss den Erfordernissen des Baubetriebs angepasst um die Länge der notwendigen Fensterstollen zu minimieren. Aktuell erfolgt die Errichtung einer neuen Triebwasserführung im kontinuierlichen Vortrieb mit einer Tunnelbohrmaschine (TBM) mit kreisrundem Profil.³²

Seeber gibt 10 - 15 km für TBM Vortriebe und 5 - 6 km im Sprengvortrieb für die maximale Vortriebslänge ohne Gegen- / Zwischenangriff an.³³ Beim *Kárahnjúkar Hydropower Project* kamen 3 Gripper TBM zum Einsatz, die in Summe rund 50 km an Triebwasserstollen auffuhren. Der Ausbruchsdurchmesser lag dabei zwischen 7,23 m und 7,63 m, mit Vortriebslängen von bis zu 14,3 km.³⁴

³⁰Giesecke, Mosonyi und Heimerl, 2009, Seite 363 ff.

³¹The Robbins Company, 2015b

³²Lumetzberger und Kitzler, 2013, Seite 435.

³³Seeber und Friedrich, 1999, Seite 4.

³⁴The Robbins Company, 2014.

1 Linienführung von Triebwasserwegen

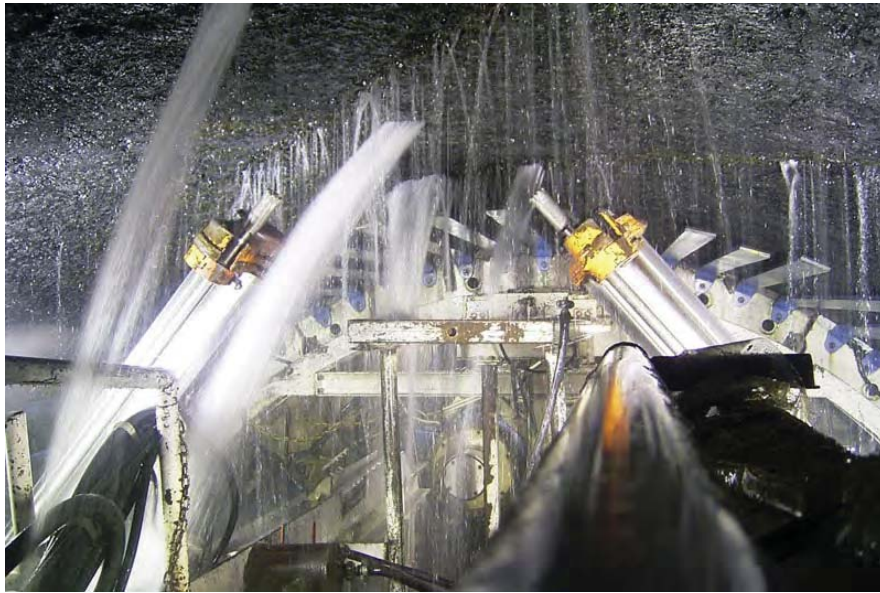


Abbildung 1.15: Zutritt von Bergwasser beim TBM Vortrieb eines Triebwasserstollens des Kárahnjúkar Hydro-power Project³¹⁾



Abbildung 1.16: Triebwasserführung KW Bärenwerk (Fusch / Salzburg)³⁵⁾

- blau: bestehende Triebwasserführung (Sprengvortrieb mit Zwischenangriffen, 1920er Jahre)
- rot: in Bau befindliche Triebwasserführung (kontinuierlicher Vortrieb / TBM, 2013)

1.2 Entwurfskriterien zur horizontalen und vertikalen Linienführung

Bei der Errichtung sowie Erweiterung alpiner PSW entstehen zusätzliche Anforderungen, vorwiegend aus der Topografie des Hochgebirges resultierend, an den Baubetrieb, die wiederum die Konzeption der Triebwasserwege sehr stark beeinflussen. Einige dieser Aspekte werden nachfolgend angeführt:

- Geländebedingte Erreichbarkeit des Baubereiches / Stollenportale (Topografie)
- Saisonale Erreichbarkeit des Baubereiches / Stollenportale (Witterung - z.B. Lawinen)
- Baubereich oftmals in ökologisch sensiblen Bereichen
- Möglichkeiten zur Deponierung / Verwertung des Ausbruchsmaterials

Geländebedingte Erreichbarkeit des Baubereiches

Die baubetriebliche Umsetzung von alpinen PSW ist oftmals durch die geländebedingte mangelnde Zugänglichkeit zum Baubereich erschwert. Die Erschließung des Baubereiches muss häufig über Tunnel und Stollen erfolgen. Für temporäre Zugänge werden oft auch Seilbahnen errichtet, deren Transportkapazität in Abhängigkeit des zu transportierenden Umfangs und der maximalen Gewichte auszulegen ist. Für den Bau des PSW Limmern in der Schweiz wurden beispielsweise 2 Bauseilbahnen mit einer Ausnahmelast von jeweils 40t errichtet (siehe Abbildung 1.17). Diese dienen bis zur Fertigstellung des rund 4 km langen Zugangstollens zur Kavernenzentrale der Erschließung des Baubereiches.³⁶

Saisonale Erreichbarkeit des Baubereiches

Die Errichtung alpiner PSW erfolgt in der Regel in einem Bereich von 1.000m - 2.500m über dem Meeresspiegel. In der Abbildung 1.18 finden sich die Höhendaten einiger alpiner PSW.

Die oftmals bereits durch die Topografie eingeschränkte Erreichbarkeit der Baubereiche wird durch die saisonale Witterung und damit einhergehende Gefahren stark erschwert. Speziell in den Wintermonaten ist aufgrund der Schnee- und Lawinensituation ein radgebundener Zugang für Personal und vor allem die Versorgung mit Baustoffen und den erforderlichen Materialien nicht möglich. Dadurch ist ein, aus terminlichen und wirtschaftlichen Gründen erstrebenswerter, durchgehender Baubetrieb nur eingeschränkt bzw. mit entsprechenden Maßnahmen realisierbar.

Bei der Errichtung des PSW Limberg II mussten bis Ende Oktober, zur Versorgung des Bauabschnittes Höhenburg während der Wintermonate 2007/2008, die nachfolgenden Massen an Bau- und Hilfsstoffen vorgelagert werden:³⁹

- 18.000 t Zuschlagstoffe
- 3.000 t Zement

³⁵Lumetzberger und Kitzler, 2013, Seite 435

³⁶Gmür und Kälin, 2011, Seite 648.

³⁷Gmür und Kälin, 2011, Seite 648

³⁸eigene Darstellung, basierend auf Daten der Betreiber

³⁹Hager, 2011, Seite 239.

1 Linienführung von Triebwasserwegen



Abbildung 1.17: Bauseilbahn mit 40t Ausnahmelast zur Erschliessung des Baubereiches für das PSW Limmern³⁷

PSW	Land	Stauziel m.ü.A.	
		Oberbecken	Unterbecken
Grand'Maison	Frankreich	1.695 m.ü.A.	725 m.ü.A.
Edolo	Italien	1.908 m.ü.A.	655 m.ü.A.
Feldsee	Österreich	2.221 m.ü.A.	1.695 m.ü.A.
Kops II	Österreich	1.809 m.ü.A.	1.007 m.ü.A.
Limberg II	Österreich	2.036 m.ü.A.	1.672 m.ü.A.
Nassfeld	Österreich	1.881 m.ü.A.	1.572 m.ü.A.
Resseck II	Österreich	2.319 m.ü.A.	1.704 m.ü.A.
Limmern	Schweiz	2.474 m.ü.A.	1.857 m.ü.A.
Nant de Drance	Schweiz	2.225 m.ü.A.	1.930 m.ü.A.

Abbildung 1.18: Übersicht der Höhenlagen einiger alpiner PSW³⁸

1.2 Entwurfskriterien zur horizontalen und vertikalen Linienführung



Abbildung 1.19: Mischanlage Höhenburg bei der Errichtung des PSW Limberg II auf einer Seehöhe von ca. 1.900m im Winter (linkes Bild) und Sommer (rechtes Bild)⁴¹

- 10.000 Stk. Felsanker
- 300.000 l Diesel
- 800 Stk Sohlübblinge a 12 t

In Abbildung 1.19 ist die Mischanlage Höhenburg auf einer Seehöhe von ca. 1.900m jeweils im Sommer und im Winter abgebildet. Die Lagerung der Zuschlagstoffe musste teilweise sogar innerhalb einer wärmeisolierten Halle mit Fußbodenheizung erfolgen.⁴⁰

Bauen in ökologisch sensiblen Bereichen

Die Nutzung bestehender Speicherbecken und die Konzeption als Kavernenkraftwerk minimieren die notwendigen Eingriffe in die Natur bei der Errichtung von alpinen PSW. Trotzdem sind unweigerlich zumindest temporäre Baumaßnahmen, mit Auswirkungen auf die Tier- und Pflanzenwelt, aber auch den Menschen erforderlich. Ziel ist es die unvermeidlichen Auswirkungen zu minimieren und eine weitestgehende Wiederherstellung des ursprünglichen Zustandes. Ein Beispiel dafür ist der schonende Abtrag und die fachgerechte Zwischenlagerung von Rasensoden im Bereich von temporären Baustraßen. Wie in Abbildung 1.20 zu sehen, erfordert dies eine koordinierte und behutsame Ausführung der Arbeiten.

Deponierung / Verwertung von Ausbruchsmaterial

Bei der Errichtung der unterirdischen Bauwerke alpiner PSW fallen große Mengen an Ausbruchsmaterial an die möglichst nah am Ort des Anfalls verwertet oder entsorgt werden sollen. Beim PSW Kops 2 waren dies rund 850.000 m³ an Ausbruchsmaterial.⁴³

⁴⁰Pichler, 2011, Seite 96.

⁴¹Verbund Hydro Power AG, 2011, Seite 220 und 244

⁴²Wittmann und Rücker, 2011, Seite 151ff

⁴³Vorarlberger Illwerke AG, 2014.

1 Linienführung von Triebwasserwegen



Abbildung 1.20: Bergung von Rasensoden und Oberboden bei der Errichtung einer temporären Baustraße, Rückbau und abschließende Renaturierung beim Projekt Limberg II⁴²

Fakten zu den Hauptmengen	
Ausbruchmaterial Stollen und Kavernen	1,4 Mio. m ³
Beton	500'000 m ³
Staumauer Muttsee	250'000 m ³
Beton Untertage	205'000 m ³
davon Pumpbeton	160'000 m ³
SCC / SVB	85'000 m ³
Kavernen	35'000 m ³
Spritzbeton	45'000 m ³
Gesteinskörnungen	1 Mio. t
aus Kieswerk Ochsenstäfeli	450'000 t
Muttsee	550'000 t

Abbildung 1.21: PSW Limmern: Anfallendes Ausbruchsmaterial und Verwendung als Zuschlagstoff zur Betonherstellung⁴⁴

Sofern sich das Ausbruchsmaterial eignet ist eine Verwertung als Zuschlagstoff zur Betonherstellung anzustreben. Wie aus der Abbildung 1.21 ersichtlich, erfolgt beim PSW Limmern eine weitestgehende Nutzung des anfallenden Ausbruchsmaterials als Zuschlagstoff für die Betonherstellung. Dieser Beton wird zur Erhöhung des Muttsee mit einer rund 1 km langen Schwergewichtsmauer, und für die Betonarbeiten Untertage verwendet.

Eine weitere Alternative zur Deponierung stellt die Verwendung als Dammschüttmaterial dar. Diese Dämme können zum Lawinen- und Steinschlagschutz von Objekten und Siedlungsbereichen, oder der Erhöhung bestehender Staudämme dienen. Beim PSW Nassfeld wurde das Ausbruchsmaterial, in Ermangelung an Deponieraum, zur Erhöhung des bestehenden Bockhartseedamm um rund 9m benutzt (siehe Abbildung 1.22).

⁴⁴Die Schweizer Baustoff Industrie, 2011, Seite 32

⁴⁵Seiwald, 2007, Seite 93

1.3 Vertikale Linienführung von Hochdruckanlagen

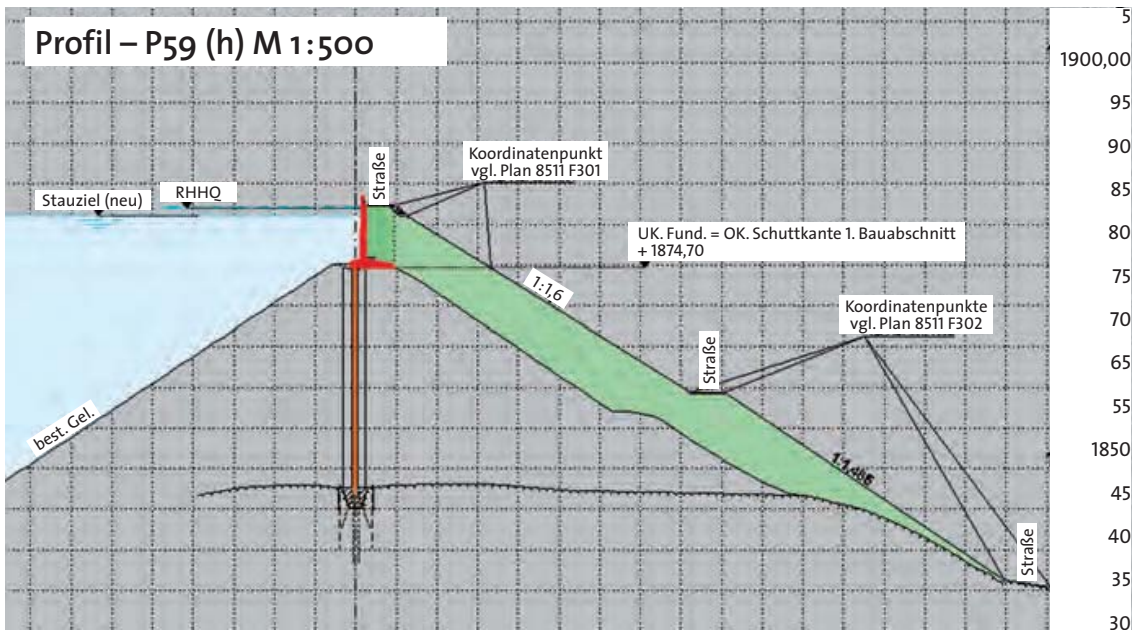


Abbildung 1.22: Verwendung von Ausbruchsmaterial zur Erhöhung des Bockhartseedamm und Vergrößerung des nutzbaren Speichereinhaltes um ca. $3,6 \text{hm}^3$ ⁴⁵

1.3 Vertikale Linienführung von Hochdruckanlagen

Für die vertikale Konzeption der Triebwasserführung haben sich historisch und geografisch die in Abbildung 1.23 dargestellten Linienführungen entwickelt. Diese Entwicklungen resultieren unter anderem auf den bautechnologischen Möglichkeiten, vor allem aufgrund neuer / weiter entwickelten Bauverfahren, als auch auf den unterschiedlichen geologischen und topografischen Gegebenheiten.

Unter Berücksichtigung der lokalen Gegebenheiten kommen jedoch auch Sonder- bzw. Mischformen zum Einsatz. Ziel ist die Konzeption technisch sicherer Anlagen mit minimalen Auswirkungen auf die Umwelt. Um diese Konzepte realisieren zu können bedarf es neben dem gesellschaftlichen Willen auch der wirtschaftlichen Umsetzbarkeit.

Die Konzeption der vertikalen Linienführung hängt dabei, ebenso wie im Grundriss, von einer Vielzahl teilweise variabler Einflussfaktoren ab. So waren bei der Projektierung des PSW Feldsee, das 2 vorhandene Speicher nutzt, folgende Grundparameter als Vorgabe gegeben:

- Speicherspiegeldifferenzen (min / max Fallhöhe)
- gewählte Leistung / Ausbauwassermenge im Pump- und Turbinenbetrieb

⁴⁶A. Schleiss, 1986b

1 Linienführung von Triebwasserwegen

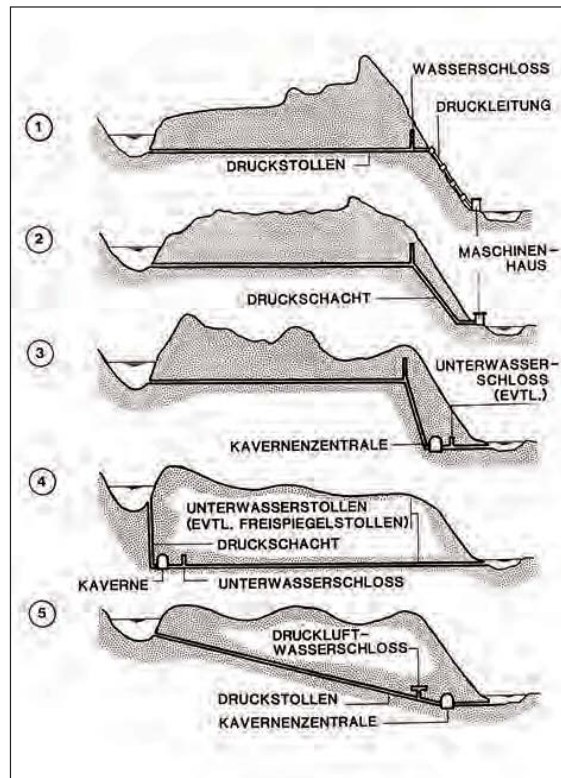


Abbildung 1.23: Historische und geografische Entwicklung der vertikalen Triebwasserführung von Hochdruckanlagen⁴⁶

Ziffer 1 - 3: Italienische Bauweise (Alpine Trassierung)

Ziffer 4: Schwedische Bauweise

Ziffer 5: Norwegische Bauweise

1.3 Vertikale Linienführung von Hochdruckanlagen

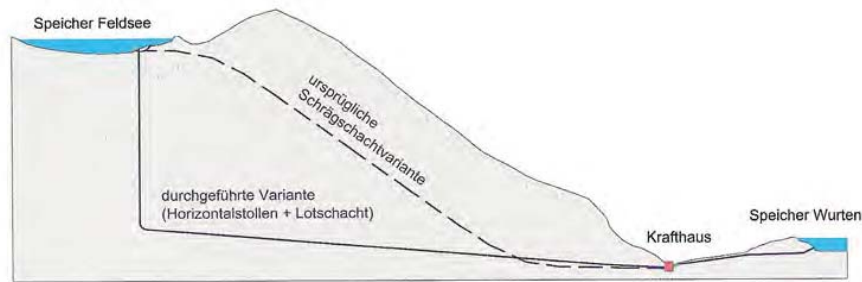


Abbildung 1.24: Wirtschaftliche Adaptierung der vertikalen Linienführung des PSW Feldsee durch Kraftwerksbetreiber, ausführende Bauunternehmung und Experten der TU Graz⁴⁸

Auf diesen Parametern aufbauend wurde von der KELAG-Kärntner Elektrizitäts - Aktiengesellschaft (KELAG) ein Einreichprojekt entwickelt und, mit der in Abbildung 1.24 strichliert dargestellten vertikalen Linienführung, mit einem Schrägschacht, zur Auftragsvergabe gebracht.

Wirtschaftliche Überlegungen zur Umsetzbarkeit des Projektes, günstige geologische Verhältnisse sowie der Einsatz innovativer Materialien führten zu einer Adaptierung der Linienführung vor Baubeginn. Unter Hinzuziehung von Experten der TU Graz konnte der Nachweis der Machbarkeit erbracht werden, und die Variante mit Horizontalstollen, Lotschacht und neuartiger Auskleidung erfolgreich realisiert werden.⁴⁷

1.3.1 Italienische Bauweise - Alpine Trassierung

Die Ausführung mit einem möglichst hochliegenden Druckstollen und kurzem Druckschacht / Druckrohrleitung kommt im Alpenraum seit rund 100 Jahren bei Hochdruckanlagen zur Anwendung. Der hochliegende Druckstollen wird durch einen vergleichsweise niedrigen Innendruck beaufschlagt und muss innerhalb der *Walch'schen Grenze* auch nicht dicht ausgekleidet werden.

Der überwiegende Teil des Höhenunterschiedes, und des damit verbundenen Druckanstieges, wurde durch Druckrohrleitungen überwunden. Die Verlegung erfolgte entweder vollständig oberirdisch oder mit geringer Erdüberdeckung. In Abbildung 1.25 ist die Errichtung der Druckrohrleitung des KW Bärenwerk dargestellt.

Weiterentwicklungen in der Fügetechnik führten zur Ablösung der Niet- und Flanschverbindungen durch Schweißverbindungen bei Hochdruckanlagen. Speziell bei großen Durchmessern und steilen Hängen setzte sich die unterirdische Bauweise mit einem stahlgepanzerten Druckschacht, unter Ausnutzung der Gebirgsmitwirkung, gegenüber einer oberirdischen Druckrohrleitungen durch.

⁴⁷Nackler, 2014, Seite 75 ff.

⁴⁸Nackler, 2014, Seite 77

⁴⁹Salzburg AG, Juni 2012, Seite 2

1 Linienführung von Triebwasserwegen



Abbildung 1.25: Errichtung der oberirdischen Druckrohrleitung des KW Bärenwerk von 1922 bis 1923⁴⁹

1.3.2 Norwegische Bauweise

Die Qualität des anstehenden Gebirges ist in weiten Teilen Skandinaviens als ausgezeichnet zu bezeichnen. Dadurch bildeten sich speziell in Norwegen steil gegen die Küste abfallende Tafelgebirge mit hohen primären Gebirgsspannungen.⁵⁰

Vier Hochdruckanlagen mit Druckschächten ohne Auskleidung wurden bei Innendrücker von bis zu 152 mWS in Norwegen bereits um 1920 errichtet. Dies geschah jedoch in erster Linie aufgrund eines Mangels an Stahl für Druckrohrleitungen und führte bei 2 Anlagen zu schweren Schäden am Triebwasserweg. Beide Fälle traten in Bereichen mit hohem Innenwasserdruck und lediglich geringer Überlagerung auf.⁵¹

Nach 1945 wurde die Kavernenbauweise zur vorherrschenden Bauweise bei Wasserkraftwerken in Norwegen. Seit den 1960er Jahren wurden nicht ausgekleidete Druckschächte die Standardbauweise für Hochdruckanlagen. 2005 waren in Norwegen mehr als 80 nicht ausgekleidete Druckstollen /-schächte, mit Innenwasserdrücken über 150 m Wassersäule (mWS), in Betrieb. Der höchste Innenwasserdruck liegt dabei, wie in Abbildung 1.26 zu sehen, bei über 1.000 mWS.

Das erste nicht ausgekleidete Druckluftwasserschloss wurde 1973 beim Druckschacht des *Driva Kraftwerk* in Betrieb genommen. Der Einsatz von Druckluftwasserschlossern erhöht die Regelfähigkeit der Kraftwerke und ermöglicht eine flacher geneigte, direkte Verbindung der Kavernenzentrale mit dem Oberbecken. Die Entwicklung bezüglich des generellen

⁵⁰A. Schleiss, 2012, Seite 206.

⁵¹Broch, 1982.

⁵²Palmström, 2014, Seite 2

1.3 Vertikale Linienführung von Hochdruckanlagen

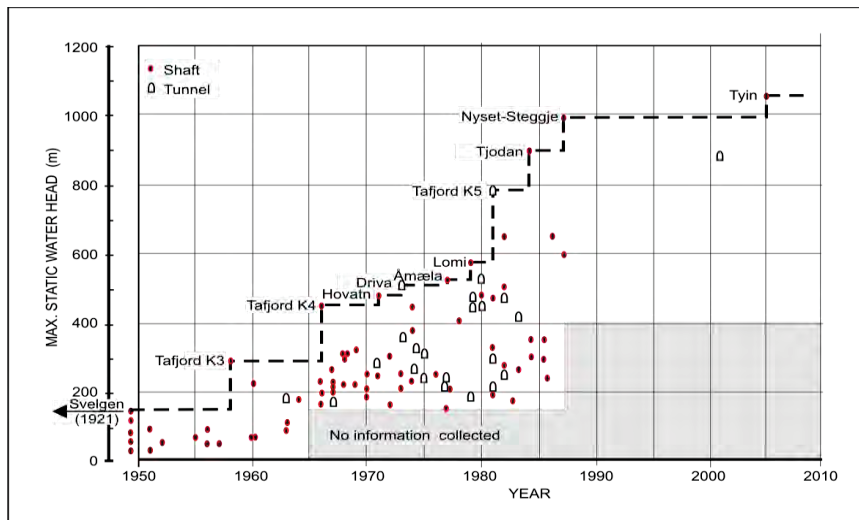


Abbildung 1.26: Ausführungsbeispiele und Innenwasserdrücke nicht ausgekleideter Druckstollen /-schächte in Norwegen⁵²

Layouts der Triebwasserführung von norwegischen Hochdruckanlagen wird in Abbildung 1.27 gezeigt.⁵³

1.3.3 Schwedische Bauweise

Bei der schwedischen Bauweise wird ebenfalls versucht die durch hohen Innendruck belasteten Abschnitte möglichst tief im Berg zu situieren. Durch die tiefe Lage des Kavernenkrafthauses sind lange Zugangstunnel und Stollen zur Energieableitung erforderlich. Liegen Ober- und Unterbecken nah beieinander oder werden entsprechend lange Regelzeiten in Kauf genommen (siehe Abschnitt 1.2.6), kann auf die Anordnung eines Wasserschlosses verzichtet werden (siehe PSW Nant de Drance Abbildung 1.10). Bei dem zurzeit im Planfeststellungsverfahren befindlichen PSW Atdorf ist, aufgrund der hohen Anforderungen an die Regelfähigkeit, ein Unterwasserschloss vorgesehen (siehe Abbildung 1.28).

Das *Raise - Boring - Verfahren* ermöglicht dabei ein vergleichsweise effizientes und schnelles Auffahren von vertikalen Schächten. Bei ausreichender Primärspannung, entsprechenden geo- und hydrogeologischen Verhältnissen kann, in weiten Abschnitten der Druckstollen und -schächte, auf eine Auskleidung und/oder Panzerung verzichtet werden. Diese Kombination ermöglicht seit rund 30 Jahren sehr wirtschaftliche Lösungen für Triebwasserführungen von Hochdruckanlagen.

Eine der ersten Anwendungen dieser Kombination war das *North Fork Stanislaus River Hydroelectric Development Project* in Kalifornien, dabei jedoch mit dem oberirdischen Krafthaus

⁵³Broch, 2005, Seite 9 ff.

⁵⁴Broch, 2005, Seite 10

⁵⁵Schluchseewerk AG, 2014

1 Linienführung von Triebwasserwegen

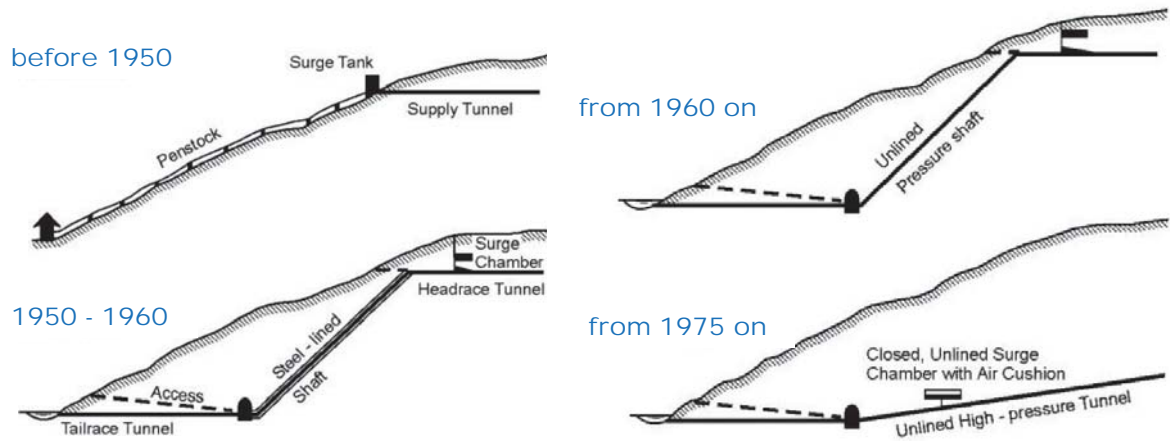


Abbildung 1.27: Entwicklung unterschiedlicher Konzepte der Triebwasserführung bei Hochdruckanlagen in Norwegen⁵⁴



Abbildung 1.28: Längsschnitt durch die Triebwasserführung des projektierten PSW Atdorf⁵⁵

1.3 Vertikale Linienführung von Hochdruckanlagen

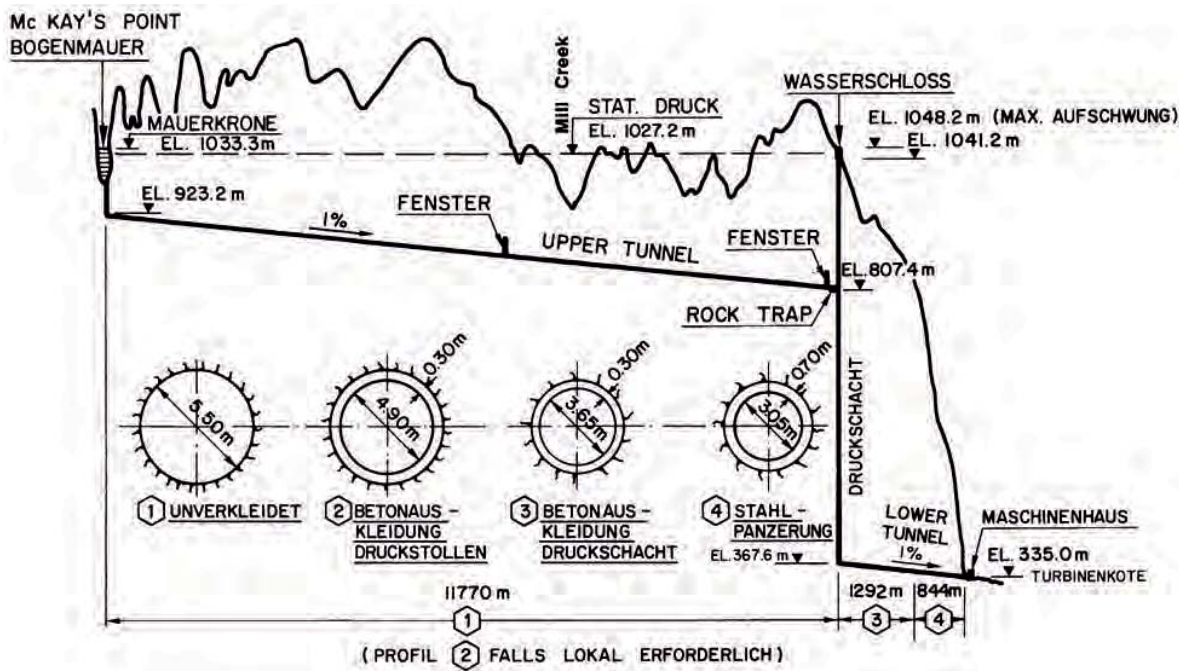


Abbildung 1.29: Längsschnitt durch das Triebwassersystem des KW Collierville (Kalifornien / USA) mit überwiegend unausgekleideter Triebwasserführung⁵⁷

Collierville. Wie in Abbildung 1.29 ersichtlich, ist der überwiegende Teil des ca. 14,5 km langen Triebwasserweges nicht ausgekleidet. Nur 844 m des flachen unteren Druckstollens wurden mit einer Stahlpanzerung versehen. Am Übergang zwischen Stahlpanzerung und Betonauskleidung wirkt ein Innenwasserdruck von 70 bar.⁵⁶

⁵⁶ A. Schleiss, 2012, Seite 206.

⁵⁷ A. Schleiss, 2012, Seite 207

2 Auskleidung von Triebwasserwegen

Das Triebwassersystem alpiner Pumpspeicherwerke unterliegt aufgrund der großen Fallhöhen (meist mehrere hundert Meter - siehe Abbildung 1.18) hohen Beanspruchungen.

Zusätzlich wirken aufgrund der Betriebsführung alpiner Pumpspeicherwerke extreme hydrodynamische Druckschwankungen auf das Triebwassersystem (siehe Abschnitt 1.2.6). Beispielsweise wird der Druckstollen des PSW Kops II, innerhalb von 20 Sekunden, mit einer zusätzlichen Innendruckschwankung von bis zu 150 m Wassersäule belastet. Diese resultieren aus der Betriebsführung der Anlage zur flexiblen Bereitstellung von Ausgleichs- und Regelenergie.¹

In bestimmten Fällen kann die Ausbruchssicherung auch als spätere Auskleidung des Triebwasserweges fungieren, oder es kann sogar ganz auf eine Auskleidung verzichtet werden. Unabhängig von der Art der Auskleidung muss, aufgrund des großen Schadenspotentials im Versagensfall, stets die Sicherheit der gesamten Anlage in allen Betriebszuständen gewährleistet sein.

2.1 Grundlagen

Die geologischen und hydrogeologischen Verhältnisse sind Hauptkriterien für die Wahl der Auskleidung des Triebwasserweges. Neben der technischen Realisierbarkeit ist vor allem die Wirtschaftlichkeit in Bau, Betrieb und Unterhaltung des Triebwasserweges und der gesamten Anlage ein wesentlicher Aspekt.

Der Standardquerschnitt für die Auskleidung von Triebwassersystemen alpiner Pumpspeicherwerke ist, sowohl für Druckstollen als auch Druckschächte, das Kreisprofil. Dieses ist unter Innen- und Aussendruck statisch vorteilhaft und auch hydraulisch günstig zur Minimierung der Reibungsverluste im Betrieb. Druckstollen und -schächte die mit Tunnelvortriebsmaschinen oder im Raise Boring Verfahren aufgefahrene werden, weisen schon im Ausbruchszustand einen kreisförmigen Querschnitt auf. Zyklisch aufgefahrene Druckstollen werden zur leichteren Bauausführung im Hufeisenprofil ausgebrochen. Die Auskleidung erfolgt jedoch auch im Kreisquerschnitt.²

¹Vigl und Barwart, 2011, Seite 94.

²A. Schleiss, 2012, Seite 207 f.

2 Auskleidung von Triebwasserwegen

2.1.1 Allgemeine Anforderungen

In Abhängigkeit der spezifischen Verhältnisse der Anlage werden folgende Anforderungen an die Auskleidung des Triebwassersystems gestellt:³

- Aufrechterhaltung der mechanischen und chemischen Stabilität des Gebirges
- Erhaltung der hydrogeologischen Verhältnisse im Gebirge
- Gewährleistung der Stabilität des Hohlraumes im Betrieb
- Beschränkung der Wasserverluste bzw. absolute Dichtigkeit
- Optimierung der hydraulischen Reibungsverluste im Betrieb
- Dauerhaftigkeit - Minimierung von Unterhaltsarbeiten

2.1.2 Belastung der Auskleidung

Auf die Auskleidung von Triebwasserwegen wirken im Wesentlichen die folgenden Belastungen:

- Gebirgsdruck (siehe Abschnitt 1.2.4)
- statischer und dynamischer Innendruck (siehe Abschnitt 1.2.6)
- Aussendruck (Bergwasserdruck - siehe Abschnitt 1.2.3)

Grundsätzlich wirken der Bergwasserdruck und der Gebirgsdruck von außen, und der Innendruck von innen, genau entgegengesetzt, auf die Auskleidung des Triebwasserweges. Eine Überlagerung dieser Belastungen ist prinzipiell möglich, jedoch muss berücksichtigt werden, dass diese während der verschiedenen Bau- beziehungsweise Betriebszustände nicht immer in der gleichen Höhe auftreten.

Die zur Ausbruchssicherung erforderlichen Stützmittel (meist Felsanker, Spritzbeton, Stahlbögen etc.) werden unmittelbar nach dem Auffahren des Querschnitts eingebaut und übernehmen den größten Teil der Belastung durch das Gebirge. Die Hohlraumdeformationen sind zum Zeitpunkt des Einbaus der endgültigen Auskleidung in der Regel weitestgehend abgeklungen. Dadurch wirkt auf die endgültige Auskleidung keine, oder nur eine geringe Belastung durch das umliegende Gebirge.⁴

Während der Innendruck in der Auskleidung eine Zugspannung verursacht, wird die Auskleidung zufolge des Bergwasserdrucks auf Druck beansprucht. Wird das Triebwassersystem entleert wirkt der Bergwasserdruck in voller Höhe auf eine wasserdichte Auskleidung. Speziell für dünnwandige Auskleidungssysteme kann dies, ohne Sondermaßnahmen, der maßgebende Lastfall sein.

³A. Schleiss, 1986b.

⁴A. Schleiss, 1985, Seite 28.

2.1.3 Gebirgsmitwirkung

Bei einer Druckrohrleitung erfolgt die Aufnahme der wirkenden Kräfte durch das Material der Leitung. Die großen Fallhöhen und daraus resultierenden Belastungen bedingen entsprechend dicke Wandstärken.

Erfolgt die Linienführung unterirdisch, im kompetenten Gebirge (Fels), kann die Tragfähigkeit des Gebirges genutzt werden. Grundlegende Idee ist es, einen Teil der Belastung zufolge des Innendrucks auf das umliegende Gebirge zu transferieren. Dadurch wird die Belastung auf die Rohrleitung gesenkt, und die zur Aufnahme des Innendrucks erforderliche Wandstärke kann entsprechend reduziert werden.

Um die komplexe Interaktion zwischen Gebirge und Auskleidung einfacher behandeln zu können, wurde von Seeber ein *Analytisch - grafisches - Berechnungs- / Bemessungsverfahren*⁵ entwickelt. Im wesentlichen wird die Arbeitslinie des Gebirges und der Auskleidung erfasst und grafisch dargestellt (*Seeber - Diagramm*).⁶

In Abbildung 2.1 wird die Anwendung des Seeber Diagramms für eine zugfeste Auskleidung gezeigt. Dieses ist unter folgenden Voraussetzungen anwendbar:⁷

- Radialverschiebung (u) der Kontaktfläche Gebirge - Auskleidung ist identisch
- Für Hinterfüllbeton, Vorklebung und Gebirge wird derselbe Verformungsmodul eingesetzt (V_{rm}^*)
- Der Innenwasserdruck wird von Auskleidung und Gebirge aufgenommen

$$\varepsilon_{rm} = \frac{u}{r} = \varepsilon_S$$

ε_{rm} Relativverschiebung des Gebirges zufolge Innendruck

ε_S Relativverschiebung der zugfesten Auskleidung zufolge Innendruck

u Radialverschiebung an der Kontaktfuge zwischen zugfester Auskleidung und dem Gebirge

r Radius der Kontaktfuge zwischen Auskleidung und Gebirge [mm]

V_{rm}^* Verformungsmodul des Gebirges im ebenen Schnitt

(2.1)

⁵Seeber und Friedrich, 1999, Seite 174.

⁶Vigl, 2015, Seite 18.

⁷Seeber und Friedrich, 1999, Seite 175 ff.

⁸Vigl, 2015, Seite 18

2 Auskleidung von Triebwasserwegen

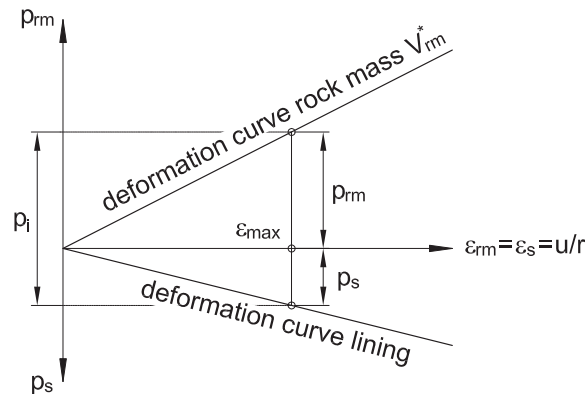


Abbildung 2.1: Seeber Diagramm für einer zugfesten Auskleidung⁸

$$p_i = p_s + p_{rm}$$

$$\begin{aligned} p_i & \dots \text{Innenwasserdruck} \\ p_s & \dots \text{von der Auskleidung aufgenommener Innendruck} \\ p_{rm} & \dots \text{vom Gebirge aufgenommener Innendruck} \end{aligned} \quad (2.2)$$

Für die maximale Höhe der Gebirgsmitwirkung ist Seeber zufolge der primäre Spannungszustand im Gebirge maßgebend. Die Gebirgsmitwirkung sollte nicht höher als die kleinste Primärspannung sein, da ansonsten sehr große Verformungen des Gebirges auftreten können.⁹

Die Ermittlung der minimalen Hauptspannung ist, wie in Abschnitt 1.2.4 beschrieben, nicht nur von der Höhe der vertikalen Überlagerung abhängig. In Abbildung 2.2 sind unterschiedliche Fälle für die Höhe der minimalen Hauptspannung abgebildet.

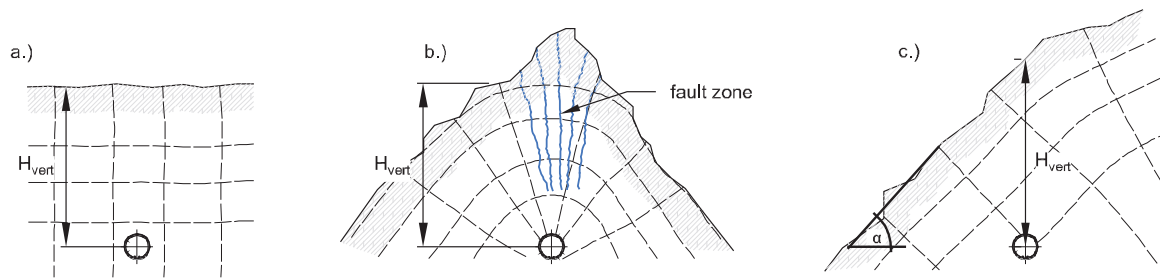
- Flache Hangneigung - Abbildung 2.2 a):

$$\sigma_{min} = K * \gamma * H_{vert} \quad (2.3)$$

- Sonderfälle - Abbildung 2.2 b):

- stark reduzierte Gebirgsmitwirkung unterhalb von Zerrzonen in Kammnähe
- keine Gebirgsmitwirkung in unmittelbarer Nähe von:
 - sehr steilen Talflanken
 - offenen Klüften

⁹Seeber und Friedrich, 1999, Seite 178.

Abbildung 2.2: Beispiele zur Abschätzung der minimalen Hauptspannung¹¹

- Hangneigung über 45 Grad - Abbildung 2.2 c):¹⁰

$$\sigma_{min} = \cos^2\alpha * \gamma * H_{vert} \quad (2.4)$$

“Die Beispiele zeigen, dass die Abschätzung der minimalen Gebirgsmitwirkung eine anspruchsvolle Aufgabe mit entsprechenden Unsicherheiten darstellt und dass diese Annahmen in der Bemessung eine entsprechende Umsicht erfordern.”¹²

Zur Überprüfung der getroffenen Annahmen können *In-situ-Versuche* mit Druckkammern, Radialpressen oder Stempelpressen durchgeführt werden da, unter Beachtung des Einflusses der Primärspannung, die Messung der Gebirgsmitwirkung meist identisch mit der Messung der Verformbarkeit des Gebirges ist.¹³

In der Abbildung 2.3 ist die Radialpresse der TIWAG zu sehen. Die Presse wurde seit 1954 bei zahlreichen Projekten eingesetzt um die Radialverformung, bezogen auf die Stollenachse, zu messen. Der Aufbau erfolgt in einem 2 m langen Stollenabschnitt mit einem Durchmesser von 2,50 m. Über Druckkissen kann die Stollenwand mit Drücken von bis zu 100 bar beansprucht werden. Durch die Messung der auftretenden Radialverschiebung in 16 über den Umfang verteilten Punkten wird auch der Einfluss der Anisotropie des Gebirges mit erfasst.¹⁴

Die Verformungseigenschaften des Gebirges können beim maschinellen Vortrieb mit einer Gripper TBM auch über die Verspannung der Gripper Platten ermittelt werden.¹⁶ Über die Erfassung der Daten aus der Verspannung der Gripperplatten konnten beispielsweise bei der Erneuerung des Schrägschachtes des KW Kaprun (Hauptstufe) die Verformungseigenschaften des Gebirges über die gesamte Länge des Druckschachtes erfasst werden (siehe Abbildung 2.4).¹⁷

¹⁰Innerhofer, 2008, Seite 588.

¹¹Vigl, 2015, Seite 20

¹²Vigl, 2015, Seite 20.

¹³Seeber und Friedrich, 1999, Seite 85.

¹⁴Eibl, Mähr und Vögele, 2012, Seite 31 ff.

¹⁵Eibl, Mähr und Vögele, 2012, Seite 35

¹⁶Pulverer, 2002.

¹⁷Zenz u. a., 2008, Seite 393.

¹⁸Zenz u. a., 2008, Seite 392

2 Auskleidung von Triebwasserwegen

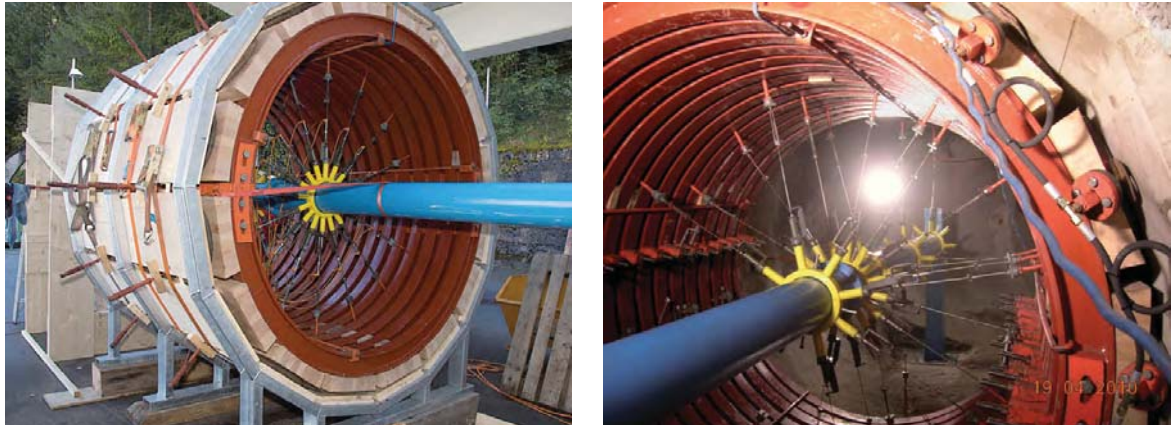


Abbildung 2.3: TIWAG Radialpresse mit automatischer Messdatenerfassung¹⁵

linkes Bild: Probeaufbau nach Instandsetzung und Automatisierung der Messdatenerfassung
 rechtes Bild: Einsatz im Sondierstollen Kample für das projektierte Speicherkraftwerk Kühtai

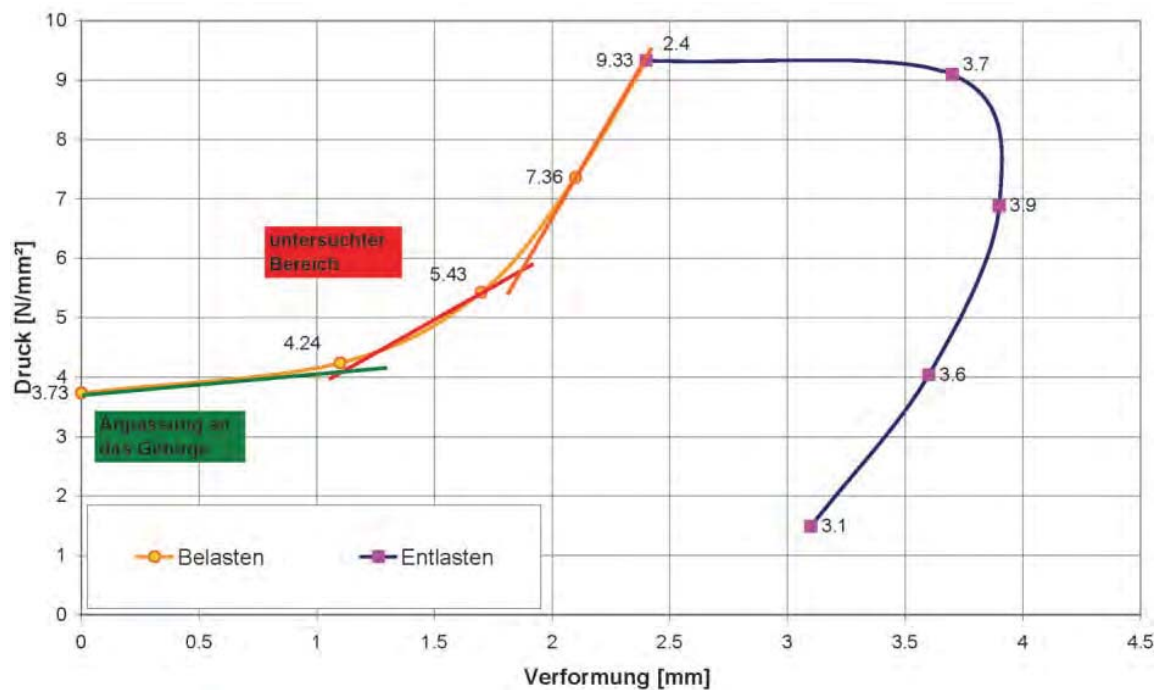


Abbildung 2.4: TBM - Gripperplatten - Druck - Verformungsdiagramm¹⁸

2.1.4 Wasserdichtheit der Auskleidung

Nach dem Grad der Wasserdurchlässigkeit lassen sich Auskleidungssysteme von Triebwasserwegen allgemein in wasserdichte (Stahlpanzerung) und wasserdurchlässige Auskleidung (Spritzbeton, Ortbeton sowie Betonfertigteile) unterteilen.

Eine Sonderform stellen vorgespannte (Ort-)Betonauskleidungen dar. Unter Belastung durch den im Triebwasserweg herrschenden Innendruck treten in einer Betonauskleidung unweigerlich Risse auf. Durch das Aufbringen einer Vorspannung wird die Anzahl und Größe der Risse minimiert.

Absolute Dichtigkeit kann bei Betonauskleidungen nur durch eine zusätzliche Abdichtungsebene (Kunststoffolie, dünnwandiges Stahlblech, etc.) versucht werden zu erreichen.¹⁹

Wasseraustritte aus dem Triebwasserweg sind auf die folgenden Auswirkungen hin zu untersuchen:²⁰

- Wirtschaftliche Auswirkungen von Wasserverlusten
- Hydrostatische Wirkung im Gebirge (Hydraulische Presse)
- Hydromechanische Wirkung des Strömungsdrucks

Eine absolut dichte Auskleidung ist nur in bestimmten Fällen oder Abschnitten des Triebwasserweges erforderlich. Zum Einen wenn die Gefahr eines hydraulischen Gebirgsbruchs besteht (siehe Abschnitt 1.2.4 und Abbildung 1.12), oder wenn das umliegende Gebirge ungünstig auf den Wasserzutritt reagiert.²¹

2.1.5 Hydraulische Verluste

Für die Höhe der hydraulischen Verluste im Betrieb spielt neben der Querschnittsform vor allem die Rauigkeit der Oberfläche eine große Rolle. Für unterschiedliche Auskleidungsarten ist in der Abbildung 2.5 eine Bandbreite der Rauigkeitesbeiwerte nach Strickler ersichtlich.

Wie in Gleichung 2.5 zu sehen ist, steigen die Reibungsverluste mit dem Quadrat der Fließgeschwindigkeit an.

¹⁹Wannenmacher, Bauert und Heizmann, 2013, Seite 1.

²⁰Seeber und Friedrich, 1999, Seite 15.

²¹A. Schleiss, 2012, Seite 207 und 208.

²²Vigl, WS 2014-15 12.02. - 13.03.2015(a), Folie 8

2 Auskleidung von Triebwasserwegen

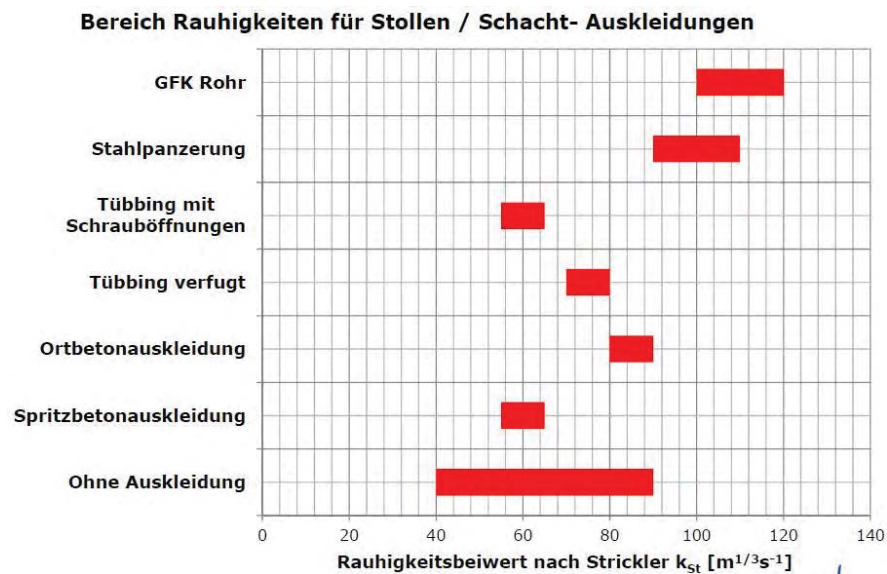


Abbildung 2.5: Bandbreite der Rauigkeitsbeiwerte nach Strickler für unterschiedliche Auskleidungsarten²²

$$h_{vs} = \frac{Q_A^2 * L}{A^2 * k_{St} * \left(\frac{D}{4}\right)^{\frac{2}{3}}} [m]$$

h_{vs} Verlusthoehe bei Druckstollen nach Manning – Strickler [m]

Q_A ... Durchfluss $\left[\frac{m^3}{s}\right]$ (2.5)

k_{St} Rauigkeitsbeiwert nach Strickler $\left[\frac{m^{\frac{1}{3}}}{s^{-1}}\right]$

L Stollenlaenge [m]

A Fliessquerschnitt [m²]

D Stollendurchmesser (hydraulischer Radius bei Kreisprofil) [m]

Seeber gibt nachfolgende Grenzgesehwindigkeiten für Druckstollen an um die hydraulischen Verluste möglichst gering zu halten:²³

- Fels standfest, unverkleidet $v_{max} = 1,5$ bis $2,0$ m/s
- Spritzbeton je nach Dicke $v_{max} = 1,5$ bis $3,0$ m/s
- Schalbeton $v_{max} = 4,0$ bis $5,0$ m/s
- Stahlpanzerung $v_{max} = 6,0$ bis $10,0$ m/s

²³Seeber und Friedrich, 1999, Seite 21.

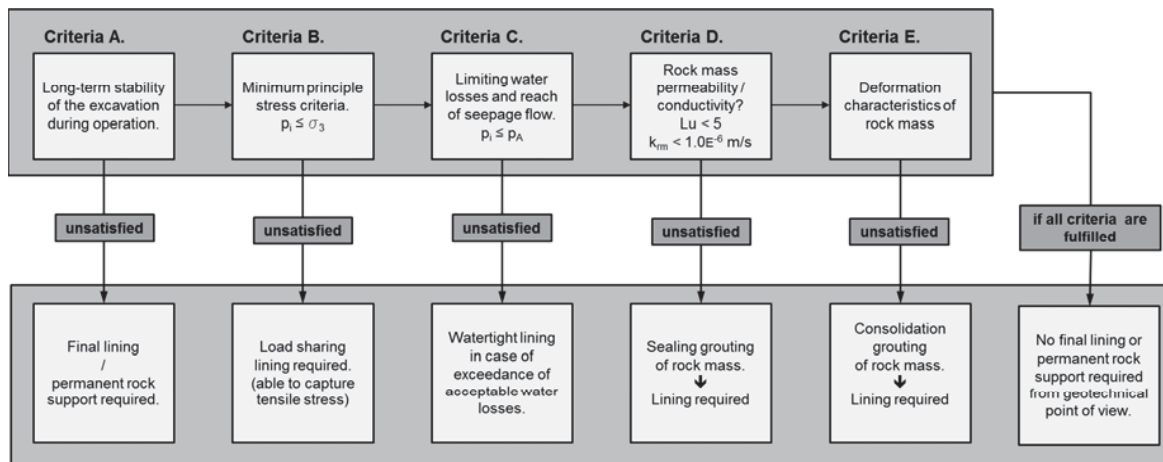


Abbildung 2.6: Kriterien zur Auswahl eines geeigneten Auskleidungssystems eines Triebwasserweges²⁵

2.1.6 Design Kriterien

Die Entscheidung bezüglich der Auskleidungsart(en) eines Triebwasserweges richtet sich im Wesentlichen nach den angetroffenen geologischen und hydrogeologischen Eigenschaften.

In der Abbildung 2.6 ist das, von Wannemacher, Bauert und Heizmann vorgestellte Flussdiagramm, mit dem unter Berücksichtigung der *Design Criteria A - E*, die für den jeweiligen Abschnitt geeignete Auskleidungsart ermittelt werden kann. Auf deren Arbeit basiert auch der nachfolgende Abschnitt.²⁴

Design Criteria A - Stabilität des Hohlraumes während des Betriebes

Hierbei wird die Langzeitstabilität des Hohlraumes während des Betriebes berücksichtigt. Durch die Interaktion des umliegenden Gebirges mit Wasser aus dem Triebwassersystem können die chemischen und mechanischen Eigenschaften des Gebirges negativ beeinflusst werden.

Design Criteria B - Innendruck kleiner als minimale Hauptspannung

Wenn der Innendruck die minimale Hauptspannung (in der Regel σ_h) übersteigt, kann dies zum großflächigen Öffnen von Klüften führen (siehe *Hydraulic Jacking* - Abschnitt 1.2.4). Dabei wird auch vom *Minimum Principle Stress Criteria* - MPSC oder der *Rock mechanical border line* gesprochen.

²⁴Wannemacher, Bauert und Heizmann, 2013.

²⁵Wannemacher, Bauert und Heizmann, 2013

2 Auskleidung von Triebwasserwegen

Design Criteria C - Beschränkung der Wasserverluste

Wie bereits im Abschnitt 1.2.3 beschrieben, treten Wasserverluste nur auf, wenn der Innendruck über dem Bergwasserspiegel liegt.

Design Criteria D - Wasserdurchlässigkeit des Gebirges

Um die Wasserbewegung aufgrund von Potentialunterschieden im Gebirge zu minimieren sollte die Wasserwegigkeit des Gebirges durch Injektionen minimiert werden.

Design Criteria E - Verformungsverhalten des Gebirges

Durch die Beaufschlagung mit Innendruck treten im Gebirge radiale Verformungen auf. Die dabei auftretende mangelnde Bettung der Auskleidung führt wiederum zu zusätzlichen Rissen in der Auskleidung.

2.1.7 Entscheidungsmatrix für Auskleidungssysteme

Ebenso erstellten Wannemacher, Bauert und Heizmann, basierend auf dem zuvor besprochenem Flussdiagramm, eine Entscheidungsmatrix (siehe Abbildung 2.7) zur Wahl eines adäquaten Auskleidungstyps. Auch der nachfolgende Abschnitt basiert auf deren Arbeit mit dem Titel: *Aspects of pressure tunnel lining; with special focus on pre-stressed pressure tunnels*²⁶

Bei wasserdurchlässigen Auskleidungen und Triebwasserwegen ohne Auskleidung wirkt auf das Gebirge der volle Innenwasserdruck. Wenn das Design Criteria A erfüllt wird, muss unterhalb der Walch'schen Grenze keine Auskleidung ausgeführt werden (Bereich 1). Liegt der Innenwasserdruck im betrachteten Abschnitt über dem Bergwasserspiegel, also außerhalb der Walch'schen Grenze, und übersteigen die dabei auftretenden Wasserverluste ein akzeptables Maß, muss eine Auskleidung vorgesehen werden (Bereich 2; 3; 4 und 5).

Wasserdichte Auskleidungen können nochmals in technisch wasserdichte und absolut dichte Auskleidungssysteme unterteilt werden.

Technisch wasserdichte Auskleidungssysteme zielen auf eine Trennung des Triebwassers und des umliegenden Gebirges mittels einer dünnen Membran ab. Dies ist möglich, solange das MPSC erfüllt ist (Bereiche 6 und 7), und die minimale Gebirgsspannung über dem Innendruck liegt. Bei höheren Innenwasserdrücken und gleichzeitig sinkender Tragfähigkeit des Gebirges, müssen zugfeste Auskleidungstypen eingesetzt werden (Bereich 8 und 9)

In Abbildung 2.8 ist der mögliche Einsatz unterschiedlicher Auskleidungssysteme für den Triebwasserweg einer Hochdruckanlage abgebildet. Die beim Druckstollen des PSW Feldsee ausgeführten Auskleidungsvarianten sind in der Abbildung 1.14 zu sehen.

²⁶Wannemacher, Bauert und Heizmann, 2013.

²⁷Wannemacher, Bauert und Heizmann, 2013

²⁸bearbeitete Abbildung nach: Seeber und Friedrich, 1999, Seite 220

2.1 Grundlagen

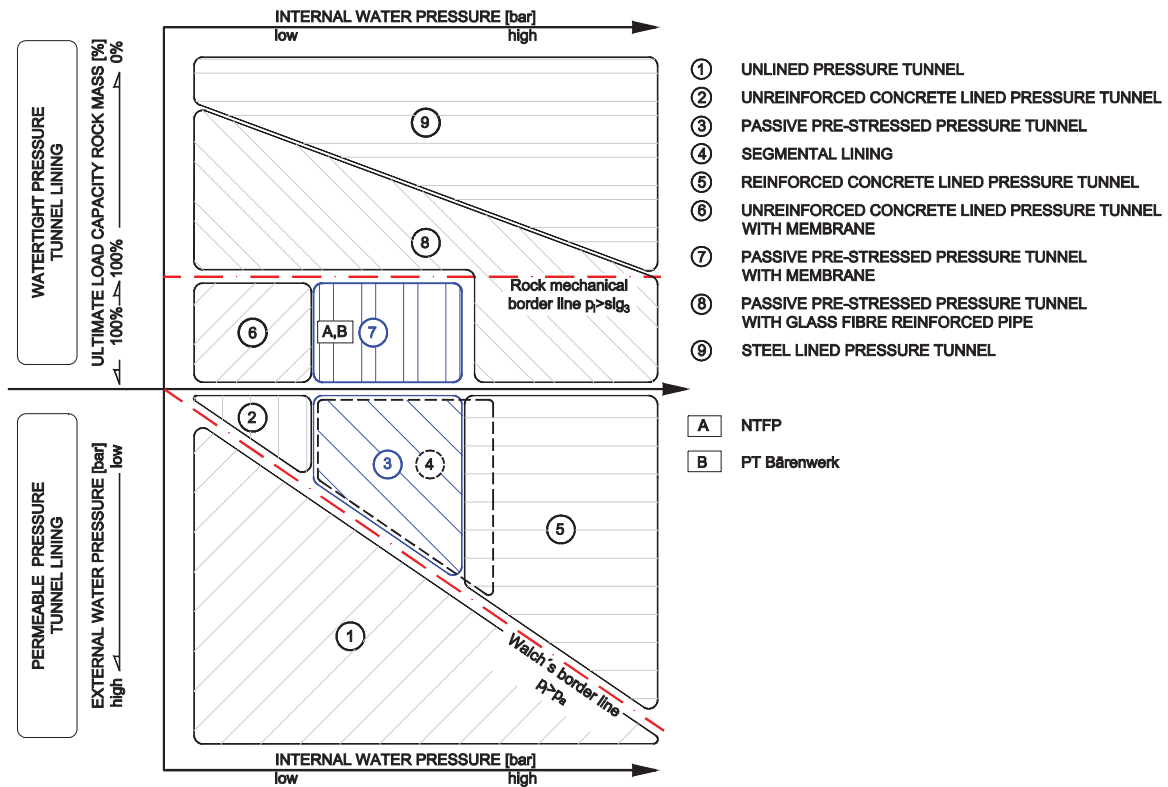


Abbildung 2.7: Entscheidungsmatrix für die Auswahl der Auskleidung eines Triebwassersystems²⁷

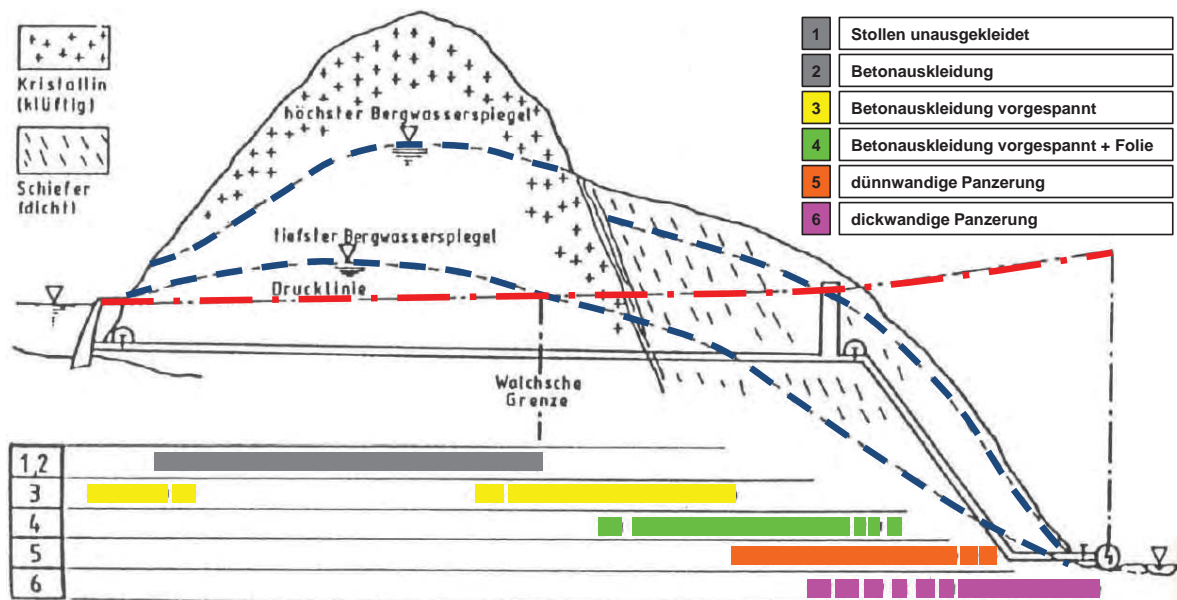


Abbildung 2.8: Einsatzbereich unterschiedlicher Auskleidungssysteme des Triebwasserweges einer Hochdruckanlage²⁸

2 Auskleidung von Triebwasserwegen



Abbildung 2.9: Räumung des Sandfangs "Rock and Sand Trap" eines nicht ausgekleideten Druckstollens ³¹

2.2 Unausgekleidete Triebwasserwege

Unter bestimmten Voraussetzungen (Bereich 1 in Abbildung 2.7) können Abschnitte des Triebwassersystems einer Hochdruckanlage ohne Auskleidung ausgeführt werden. Neben einer ausreichenden Felsüberdeckung sind vor allem geologische Kriterien bestimmend:²⁹

- hydraulischer Gebirgsbruch kann ausgeschlossen werden (kleinste Primärspannung ist größer als der Innendruck)
- Profil ist beim Ausbruch ohne Sicherung standfest
- geringe Durchlässigkeit des Fels (typisch $< 10^{-6} m/s$)
- vorteilhafte hydrogeologische Verhältnisse
- Wasserzutritt verändert die Felseigenschaften nicht
- Kluffüllungen werden nicht durch Sickerwasserverluste ausgewaschen

Wird ein Druckstollen oder -schacht ohne Auskleidung ausgeführt, sind Vorkehrungen zum Schutz der Turbinen vor dem Einzug von Geschiebe zu treffen (siehe Abbildung 2.12). Diese müssen in regelmäßigen Abständen kontrolliert und gegebenenfalls entleert werden, wozu eine komplette Entleerung des Triebwasserweges notwendig ist. In Abbildung 2.9 ist die Räumung des sogenannten "Rock and Sand Trap" (Entsander) des Druckstollens zwischen *Cherry Lake* und *Holm Powerhouse* in einer 45 tägigen Betriebsunterbrechung zu sehen. Dabei mussten rund $2.300 m^3$ Geschiebe entfernt werden.³⁰

²⁹A. Schleiss, 2012, Seite 208.

³⁰Gass, 2003, Seite 4.

³¹Gass, 2003, Seite 4



Abbildung 2.10: Vortriebsarbeiten für den ca. 6 km langen Druckstollen des Bogong Hydropower Project in Australien mit einer Gripper TBM³³

linkes Bild: Einbau der 2,4 m langen Systemankerung durch den Fingerschild der Gripper TBM
rechtes Bild: glatte Stollenwand nach Ausbruch mittels einer Gripper TBM (Spritzbeton in der Firste noch nicht aufgebracht)

Wie aus den Abbildungen 2.5 und 3.11 ersichtlich, können Stollen ohne Auskleidung eine große hydraulische Rauheit aufweisen. Um die hydraulischen Verluste gering zu halten ist ein größerer Ausbruchsdurchmesser erforderlich. Während im Sprengvortrieb aufgefahrene Querschnitte meist eine große Rauigkeit aufweisen (vergleiche Abbildung 2.9), sind mit Tunnelvortriebsmaschinen aufgefahrene Querschnitte, bei entsprechenden Gebirgsverhältnissen, hydraulisch sehr gut geeignet.

In Abbildung 2.10 sind die Vortriebsarbeiten für den Druckstollen des *Bogong Hydropower Project* zu sehen. Der Druckstollen mit einem Ausbruchsdurchmesser von 5 m wurde mittels einer Gripper TBM aufgefahren. Zur Gebirgssicherung wurde eine Systemankerung mit 2,4 m langen Stabankern und Baustahlgitter verwendet. Die so gesicherten Bereiche des Querschnittes wurden anschließend mit 50 - 100 mm Stahlfaser verstärktem Spritzbeton als Korrosionsschutz versehen. Der restliche Querschnitt erhielt aufgrund der guten Gebirgsverhältnisse keine weitere Auskleidung.³²

Wie bereits in Abschnitt 1.3.2 beschrieben ist in Norwegen eine große Zahl an nicht ausgekleideten Druckstollen und -schächten erfolgreich in Betrieb. Lokale Fehlstellen können nach der in Abbildung 2.11 dargestellten Methode ertüchtigt werden.

Vigl³⁵ zufolge ist das Zusammentreffen all der zuvor genannten erforderlichen Gebirgseigenschaften, um einen nicht ausgekleideten Triebwasserstollen sicher betreiben zu können, im europäischen Alpenraum äußerst selten, und wenn, lokal nur sehr begrenzt anzutreffen.

³²Wallis, March 2009.

³³Wallis, March 2009

³⁴Palmström, 1987, Seite 6

³⁵Vigl, 2015, Seite 21.

2 Auskleidung von Triebwasserwegen

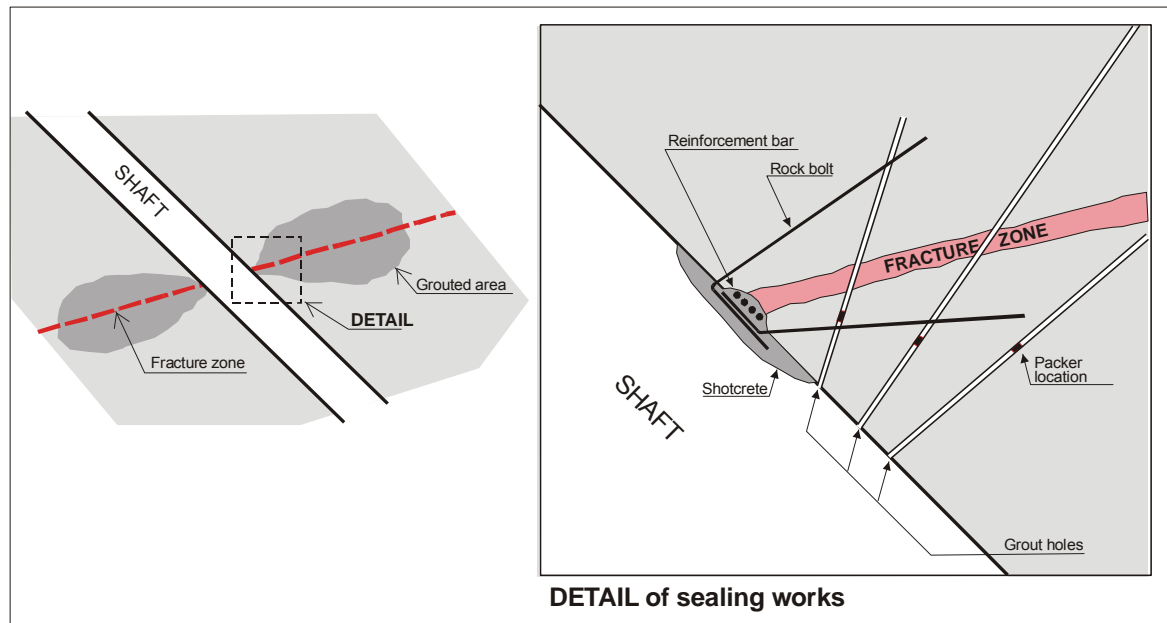


Abbildung 2.11: Schema zur Ertüchtigung einer lokalen Störung bei einem nicht ausgekleideten Druckschacht³⁴

Durch die tektonische Überbeanspruchung bei der Gebirgsbildung wechseln im Alpenraum günstige und ungünstige geologische Verhältnisse häufig auf engem Raum. Dadurch ist in der Regel eine durchgehende Auskleidung die wirtschaftlich optimale Variante.³⁶ Ähnliche Erfahrungen machte Vigl³⁷ auch im indischen Himalaya, in afrikanischen Vulkaniten und in den Gebirgsserien der südamerikanischen Kordilleren.

Ein Beispiel für die Ausführung eines nicht ausgekleideten Druckstollens bei einem Pumpspeicherkraftwerk ist das *Venda Nova II Projekt* in Portugal (siehe Abbildung 2.12). Im 2,8 km langen und 15 % geneigten Oberwasser Druckstollen wurden nur rund 7 % des Stollens mit einer Auskleidung versehen, im 1,4 km langen Unterwasser Druckstollen ca. 14 %. Der höhere Anteil an Auskleidung im Unterwasser Druckstollen resultiert aus einer Störungszone die durchörtert wurde. Die restlichen Abschnitte wurden nur in Teilbereichen mit Ankern und faserverstärktem Spritzbeton gesichert.

Besonderes Augenmerk ist dabei auf die geologische Aufnahme und Erkundung während bzw. nach dem Auffahren des Triebwasserweges zu richten. Eine nicht erkannte rund 100 m mächtige Störungszone führte beim *PSW Glendoe*, nur 9 Monate nach der Aufnahme des Betriebs, zu einem Verbruch des nicht ausgekleideten Druckstollens. In Abbildung 2.13 ist der mit einer Gripper TBM aufgefahrne Druckstollen mit einem Ausbruchsdurchmesser von 5,00 m zu sehen.

³⁶Seeber und Friedrich, 1999, Seite 221.

³⁷Vigl, 2015, Seite 21.

³⁸Lamas u. a., 2014, Seite 888

2.2 Unausgekleidete Triebwasserwege

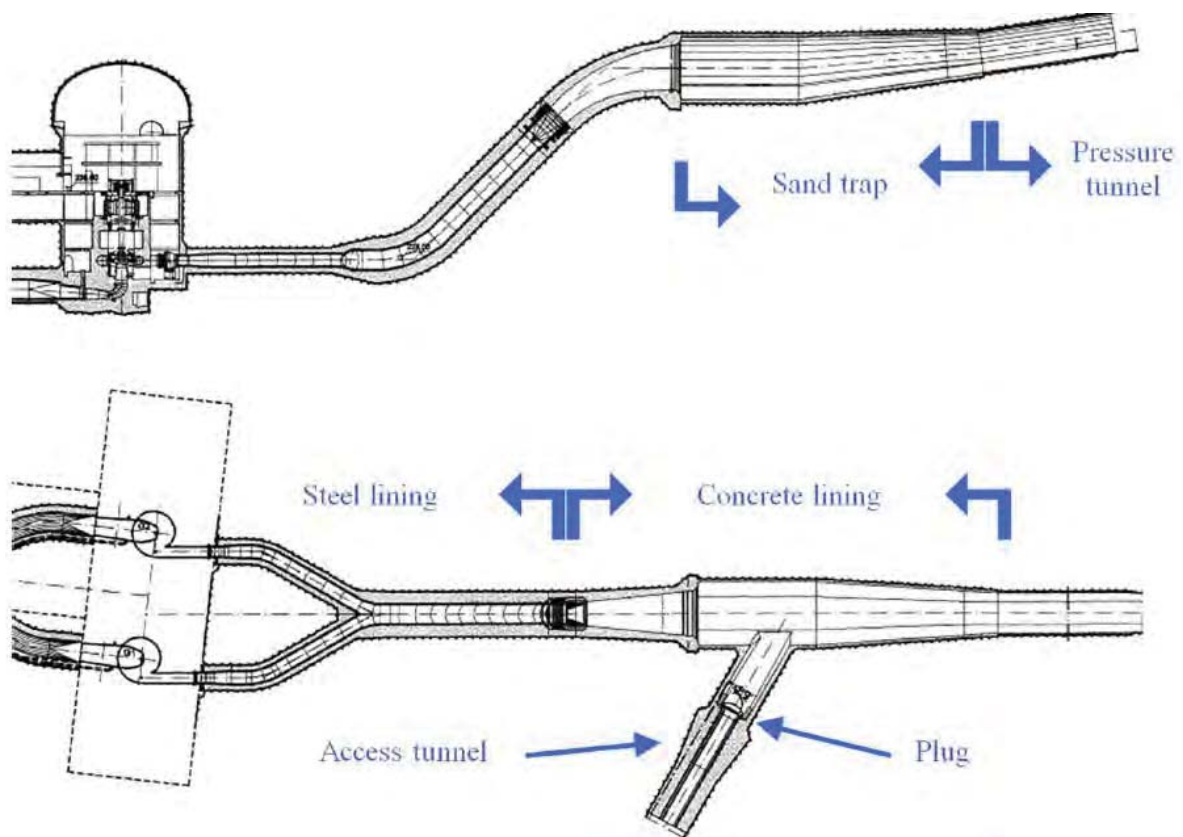


Abbildung 2.12: Auskleidungskonzept der Oberwasser Triebwasserführung des PSW Venda Nova II in Schnitt (obere Grafik) und Grundriss (untere Grafik)³⁸

2 Auskleidung von Triebwasserwegen



Abbildung 2.13: Maschinell aufgefahrener Druckstollen des PSW Glendoe ohne Auskleidung⁴¹

Der Druckstollen wurde im August 2009 plötzlich auf einer Länge von mehreren hundert Metern durch Geröll verlegt. Dieser Abschnitt musste mit einem 600 m langen Bypass Stollen umfahren werden. Zur Vermeidung weiterer Verbrüche und fortgeschrittener Erosion der Stollenlaibung wurden große Teile des Triebwasserweges anschließend mit einer armierten Spritzbetonauskleidung versehen.³⁹ Nach 3 Jahren Anlagenstillstand konnte das PSW im August 2012 wieder in Betrieb gehen.⁴⁰

2.3 Auskleidungen mit Beton

Der überwiegende Teil der Triebwasserwege alpiner PSW wird mit Beton ausgekleidet. Auskleidungen aus Beton weisen eine hohe Druckfestigkeit auf und sind daher in der Lage große Gebirgs- und Außenwasserdrücke aufzunehmen. Aufgrund der geringen Zugfestigkeit von Beton (ca. 5 - 10 % der Druckfestigkeit) entstehen schon bei einem geringen Innendruck Längsrisse in der Auskleidung.

Zusätzliche radiale Risse entstehen durch behinderte Längsdehnung beim Abkühlen des Betons und an Arbeitsfugen. Auch durch die Anordnung einer Bewehrung kann das Entstehen von Rissen wirtschaftlich nicht verhindert werden. Es bilden sich unter Innendruckbelastung jedoch mehrere Risse mit geringeren Rissweiten (siehe Abbildung 2.14).⁴²

2.3.1 Auskleidung mit Spritzbeton

Spritzbeton kann, neben der Verwendung zur Ausbruchssicherung, auch zur Auskleidung von Triebwasserwegen verwendet werden. Zur Verbesserung der mechanischen Eigen-

³⁹TunnelTalk reporting, [December 2011](#).

⁴⁰Sharp, [2013-05-23](#).

⁴¹Sharp, [2013-05-23](#)

⁴²Seeber und Friedrich, [1999](#), Seite 224 ff.

⁴³A. Schleiss, [1997](#), Seite 292

2.3 Auskleidungen mit Beton

	Radial cracks (due to shrinkage or construction joints)		Longitudinal cracks (due to internal water pressure)	
	Width	Spacing	Width	Spacing (Number)
Unreinforced concrete linings	0.5 - 1.00 mm	6 - 12 m	0.2 - 0.5 mm	Minimum two cracks
Reinforced concrete linings	0.1 - 0.3 mm	0.3 - 0.6 m	0 - 0.1 mm	Several cracks at 0.3 - 0.6 m

Abbildung 2.14: Charakteristische Rissbreite und Abstand der Risse in der Betonauskleidung eines Triebwasserwegs⁴³



Abbildung 2.15: Auskleidung von erosionsgefährdeten Abschnitten des Druckstollens für das KW Kartell mit bewehrtem Spritzbeton⁴⁶

schaften kann die Spritzbetonauskleidung auch armiert werden. Dazu können, analog zur Ausbruchssicherung, Bewehrungsmatten oder Stahlfasern verwendet werden.

Vollflächige Spritzbetonauskleidungen werden hauptsächlich zur Sicherung gegen Steinfall und zur Versiegelung von Klüften im ansonsten standfesten Gebirge eingesetzt.

Eine weitere Möglichkeit ist die Verringerung der hydraulischen Verluste von im zyklischen Vortrieb aufgefahrenen Querschnitten. Örtliche Ausbrüche und die Wandrauigkeit können durch eine Spritzbetonauskleidung geglättet werden (Siehe Abbildung 2.5).⁴⁴

In Abbildung 2.15 sind die Arbeiten zur Auskleidung mit Spritzbeton beim Druckstollen des KW Kartell zu sehen. Der Druckstollen wurde mit einer offenen Gripper TBM und einem Ausbruchsdurchmesser von 3,20 m aufgefahren. Erosionsgefährdete Abschnitte wurden mit einer bewehrten Spritzbetonauskleidung versehen.⁴⁵

⁴⁴A. Schleiss, 1997, Seite 29.

⁴⁵EWA-Energie- und Wirtschaftsbetriebe der Gemeinde St. Anton GmbH, 2015, Seite 27 - 28.

2 Auskleidung von Triebwasserwegen



Abbildung 2.16: Bewehrungsarbeiten zur nachträglichen Auskleidung mit Spritzbeton beim PSW Glendoe⁴⁸

Die Stärke der Spritzbetonauskleidung ist dabei von den lokalen Gegebenheiten abhängig. Große Teile des zuerst unausgekleideten Triebwasserwegs des *PSW Glendoe* wurden nachträglich mit einer 10 cm starken bewehrten Spritzbetonauskleidung versehen (siehe Abbildung 2.16). Der Bypass Stollen zur Umfahrung des zuvor beschriebenen Verbrauchs wurde hingegen mit einer 50 cm starken bewehrten Spritzbetonauskleidung versehen.⁴⁷

2.3.2 Auskleidung mit Ortbeton

Die Auskleidung der Triebwasserwege mit Ortbeton ist die wirtschaftlichste Auskleidungsart und wird dementsprechend häufig ausgeführt.⁴⁹

Der Beton wird in der Regel durch Pumpen in den Raum zwischen Schalung und Vorauskleidung (Gebirge) eingebracht. Die Schalung ist meist als Stahl - Fullroundschalung mit einem Schreitwerk ausgeführt. In der Abbildung 2.17 ist die Fullroundschalung zur Betonage der Ortbetonauskleidung der beiden Unterwasserdruckstollen des PSW Limmern abgebildet. Der Innendurchmesser der Ortbetonauskleidung beträgt 5,58 m.

Die Verdichtung des eingebrachten Betons erfolgt durch auf der Schalung angebrachte Außenrüttler. Während in der Sohle und im Ulmenbereich ein vollflächiger Kontakt zwischen Beton und Vorauskleidung (Gebirge) problemlos erreicht werden kann, entstehen im Firstbereich häufig Fehlstellen.

Durch die Erwärmung des Betons bei der Hydratation und der anschließenden Abkühlung durch das umliegende Gebirge beziehungsweise später durch das Triebwasser im Stollen

⁴⁶Jäger Bau GmbH, 2015, Seite 2

⁴⁷TunnelTalk reporting, December 2011.

⁴⁸TunnelTalk reporting, December 2011

⁴⁹Seeber und Friedrich, 1999, Seite 225.

⁵⁰Marti Technik AG, März 2014



Abbildung 2.17: Fullroundschalung zur Betonage der Ortbetonauskleidung der Unterwasserdruckstollen beim PSW Limmern⁵⁰

zieht sich der Beton zusammen. Wenn der Beton durch eine unregelmäßige Oberfläche am Fels haften bleibt, entstehen unweigerlich Risse in der Auskleidung. Wenn die Kontraktion nicht behindert wird bildet sich zwischen Auskleidung und Gebirge ein Spalt.⁵¹

Um eine vollflächige Bettung zu erhalten ist eine sogenannte *Kontaktinjektion* erforderlich. Durch das Einpressen von Injektionsgut sollen die Hohlräume zwischen Auskleidung und Gebirge verpresst werden und gleichzeitig das umliegende, durch den Ausbruch aufgelockerte, Gebirge vergütet werden.

In Abhängigkeit des Injektionsdrucks wird dabei die Auskleidung geringfügig gegen das Gebirge vorgespannt. Dies bedeutet, dass innerhalb der Auskleidung, ohne Belastung durch den Innendruck, eine Druckspannung vorliegt. Dadurch kann von der Auskleidung ein höherer Innendruck aufgenommen werden, ohne dass in der Auskleidung Risse entstehen. Die Kontaktinjektion wird bei Ortbetonauskleidungen über seichte, radiale angeordnete Bohrlöcher ausgeführt.⁵²

Zur Bedeutung von Injektionen im Druckstollenbau sagt Schleiss in der Arbeit *“Bemessung von Druckstollen - Teil I”*:

“Die Bedeutung von Injektionen ist sicher mit derjenigen einer Auskleidung selbst vergleichbar”⁵³

2.3.3 Auskleidung mit Betonfertigteilen (Tübbing)

Wird der Triebwasserweg mit einer Doppelschildmaschine (DSM) aufgefahren, so kann die Ausbruchssicherung mittels Betonfertigteilen (Tübbing) erfolgen (siehe Abschnitt 3.3.2 sowie Abbildung 3.34). Diese können gleichzeitig auch als Auskleidung des Triebwasserweges genutzt werden.

In der Abbildung 2.18 ist der Einbau eines Sohlübbings bei der Errichtung des Druckstollens für das PSW Kops II zu sehen. Der 9 cm starke Ringspalt zwischen Tübbing und der

⁵¹Seeber und Friedrich, 1999, Seite 226.

⁵²A. Schleiss, 1985, Seite 30.

⁵³A. Schleiss, 1985, Seite 30.

2 Auskleidung von Triebwasserwegen



Abbildung 2.18: Einbau eines Sohltübbings innerhalb des Schildmantels der DSM bei der Errichtung des Druckstollens für das PSW Kops II⁵⁵

Stollenlaibung wurde im ersten Schritt mit eingeblasenem Perlkies der Körnung 8 - 12 mm verfüllt. Im Abstand von einigen Ringen zum Schildschwanz wurde der Perlkies noch vermörtelt um die Bettung zu verbessern.⁵⁴

Bei Vortrieben mit einer Gripper TBM wird häufig nur ein Sohltübbing versetzt, der gleichzeitig der Wasserhaltung und der Befestigung des Gleises für die Versorgung der TBM dient. In Abbildung 2.19 sind bereits versetzte Sohltübbinge beim Auffahren des Druckstollens für das PSW Reisseck II mit einer Gripper - TBM zu sehen. Die Auskleidung des restlichen Querschnittes erfolgt im Regelfall mit Ortbeton. Dabei ist besonderes Augenmerk auf die Ausbildung der Fuge zwischen Ortbeton und Tübbing zu richten.

2.3.4 Auskleidung mit vorgespanntem Beton

Wie im Abschnitt 2.3.2 beschrieben, können Auskleidungen aus Beton nur einen sehr geringen Innendruck aufnehmen ohne zu reißen. Eine gerissene Auskleidung kann gar keinen Innendruck mehr aufnehmen.

Von Kieser⁵⁷ wurde die erste praktisch anwendbare Methode entwickelt um die Auskleidung in nennenswertem Umfang vorzuspannen. Dazu wird zwischen Vorauskleidung (Gebirge) und Auskleidung mit hohem Druck Injektionsgut injiziert. Dadurch wird der Gebirgsdruck aktiviert und eine Vorspannung der Auskleidung erreicht (siehe Abbildung 2.20 linkes Bild)

Von der Tiroler Wasserkraft AG (TIWAG) wurde dieses Verfahren zum TIWAG Spaltinjektionsverfahren weiterentwickelt (siehe Abbildung 2.20 mittleres Bild). Vor der Betonage der Auskleidung werden auf der Vorauskleidung (Gebirge) Manschettenrohr befestigt. Zur leichteren Lösung der Ortbetonauskleidung von der Vorauskleidung (Gebirge), kann ein Trennmittel (Kalkmilch, Dispersionsfarbe) oder eine dünne Trennlage (Kunststoffolie) an der Stollenwandung angebracht werden.

⁵⁴Schnetzer, Vigl und Wannemacher, 2006, Seite 22.

⁵⁵Vorarlberger Illwerke AG, 2005

⁵⁶G. Hinteregger und Söhne Baugesellschaft m.b.H., 2015

⁵⁷Kieser, 1960.

⁵⁸Giesecke, Heimerl und Mosonyi, 2014, Seite 332 f



Abbildung 2.19: Beim Vortrieb des Druckstollens für das PSW Reisseck II mit einer Gripper - TBM versetzte Sohlübbinge⁵⁶

2 Auskleidung von Triebwasserwegen

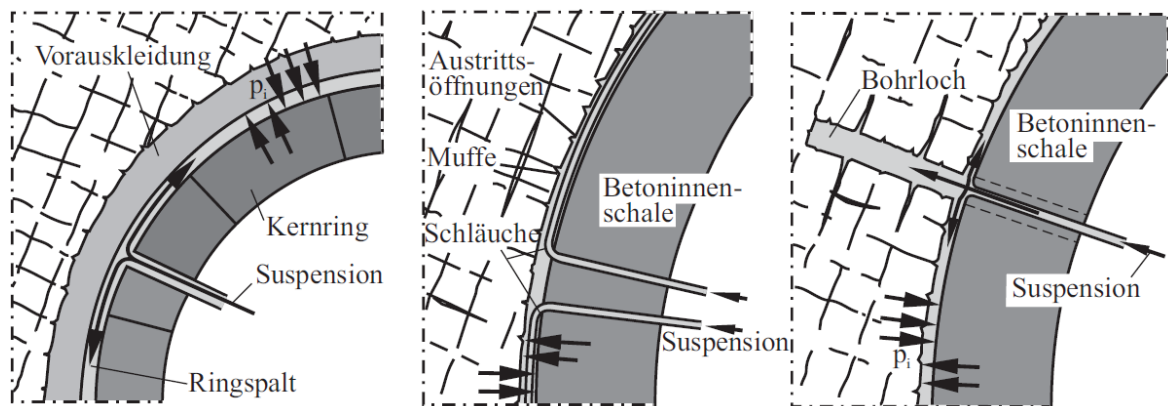


Abbildung 2.20: Verfahren zur passiven Vorspannung der Auskleidung eines Triebwasserweges⁵⁸

linke Abbildung: Kernringmethode nach Kieser (veraltet, heute nicht mehr angewandt)
mittlere Abbildung: TIWAG Spaltinjektionsverfahren mit Manschettenrohren
rechte Abbildung: seichte Bohrlochinjektion nach Wittke

Manschettenrohre sind dünne Kunststoffschläuche die im Abstand von rund 1 m gelocht sind. Über die perforierte Stelle wird ein kurzes Stück Weichgummischlauch geschoben. Der Weichgummischlauch fungiert als Ventil und verhindert den Rückfluss von Injektionsgut in den Kunststoffschlauch. Die Befestigung an der Vorklebung erfolgt durch Blechlaschen und Schussbolzen. Die Schlauchenden werden mit Stopfen an der Stahlschalung befestigt.

Die Injektion erfolgt erst nach dem vollständigen Aushärten der Betonauskleidung.

Nach erfolgter Injektion werden die Schläuche gespült damit, falls erforderlich, weitere Injektionsvorgänge durchgeführt werden können. Durch das Injektionsgut wird zum einen ein entstandener Spalt zwischen Betonauskleidung und Vorklebung (Gebirge) gefüllt. Des Weiteren dringt das Injektionsgut in die Klüfte der Auflockerungszone ein, und erhöht damit die Festigkeit in diesem Bereich.

Die Wirksamkeit der Vorspanninjektion kann über die radiale Verformung der Auskleidung gemessen werden.⁵⁹ In Abbildung 2.21 sind entsprechende Messsysteme abgebildet.

Alternativ kann die erforderliche Vorspannung auch über eine seichte Bohrlochinjektion (siehe Abbildung 2.20 rechtes Bild) aufgebracht werden.

Voraussetzung für die Anwendbarkeit des Verfahrens zur passiven Vorspannung ist eine ausreichend große Gebirgsspannung, damit das Gebirge als Widerlager für die Vorspanninjektion agieren kann.⁶¹

Liegen die entsprechenden felsmechanischen Verhältnisse nicht vor, kann die Vorspannung auch über, zwischen Auskleidung und Gebirge liegende, Vorspannglieder aufgebracht

⁵⁹A. Schleiss, 1985, Seite 30 ff.

⁶⁰linkes Bild: Gober und Nackler, 2011, Seite 134; rechtes Bild: Krenn u. a., 2013, Seite 399

⁶¹A. Schleiss, 1985, Seite 30 ff.



Abbildung 2.21: Kontrolle der Wirksamkeit der Vorspanninjektion über Messung der Radialverformung⁶⁰

linkes Bild: Seilzugsensoren bei der Injektion des Druckstollens für das PSW Feldsee
rechtes Bild: neu entwickeltes System zur Messung der Verformung mittels Rotationslaser beim NTP Projekt

werden. Dabei spricht man von *aktiver Vorspannung*. Die erste praktische Anwendung dieses Verfahrens erfolgte 1944 bei der Auskleidung des Druckstollens der Hauptstufe des KW Kaprun. Dabei wurde ein 1.316 m langer Abschnitt mit 6 mm Starken Litzen vorgespannt.⁶²

2.3.5 Sandwichbauweisen (Folien, dünnwandige Panzerung, GFK)

Mit einer vorgespannten Betonauskleidung kann in der Regel keine vollständig wasserdichte Auskleidung des Triebwasserweges erreicht werden. Auskleidungen aus Stahl können zwar hohe Innendrucke aufnehmen, reagieren aber sehr empfindlich auf den von außen wirkenden Bergwasserdruck (Beulen der Auskleidung). Der kritische Lastfall ist in diesem Fall der des entleerten Triebwasserweges. Muss eine wasserdichte Stahlauskleidung auf einen hohen Bergwasserdruck, bei gleichzeitig moderatem Innendruck bemessen werden, so führt dies zu unwirtschaftlich großen Wandstärken der Stahlauskleidung.

Bei der Sandwichbauweise wird versucht die günstigen Eigenschaften einer vorgespannten Betonauskleidung mit einer wasserdichten Schicht zu kombinieren. Dabei können zwei Systeme unterschieden werden:

- Betonauskleidung mit Foliendichtung
- Betonauskleidung mit dünnwandiger Panzerung und Betoninnenring

Bei einer vorgespannten Betonauskleidung mit Foliendichtung stellt die thermisch verschweißte Folie lediglich die Wasserdichtheit her. Der Innenwasserdruck wird über die

⁶²Matt, Thurnherr und Uherkovich, 1978, Seite 64 f.

2 Auskleidung von Triebwasserwegen

vorgespannte Betonauskleidung und das umliegende Gebirge abgetragen. Die dünnwandige Panzerung erfüllt neben der Wasserdichtheit auch eine statische Funktion.⁶³

Im Fall des entleerten Triebwasserweges wird der Bergwasserdruck über den Betoninnenring abgetragen.

Seeber gibt folgende Kriterien bezüglich des Einsatzes eines der beiden Auskleidungssysteme an:⁶⁴

- Zulässigkeit geringer lokaler Wasseraustritte
- Anwendung im Druckstollen oder Druckschacht

Wenn eine dauerhaft wasserdichte Auskleidung gefordert war, kam in der Vergangenheit immer eine Betonauskleidung mit dünnwandiger Panzerung und Betoninnenring zur Ausführung.⁶⁵

Hauptgrund waren mögliche Beschädigungen der Dichtungsbahnen während der Bau- und Installationsphase. Häufig konnten Fehlstellen erst nach Betonage der Ortbetonauskleidung beziehungsweise im Anlagenbetrieb entdeckt werden. Reparaturen sind dann nur mehr sehr eingeschränkt oder gar nicht möglich. Um Schäden an der Abdichtungsbahn frühzeitig entdecken und beheben zu können, wurde eine mehrschichtige Abdichtungsbahn entwickelt.

Die eigentliche Abdichtungsbahn ist im Wesentlichen auf beiden Seiten mit elektrisch leitenden Schichten kaschiert. An diese Schichten wird zur Überprüfung eine elektrische Spannung angelegt. Sollte die Abdichtungsbahn beschädigt sein, wird der Spannungsabfall sofort registriert. Die Fehlstelle erwärmt sich und kann mittels einer Wärmebildkamera detektiert werden, und vor der Betonage repariert werden. Diese Abdichtungsbahn kam beim NTP Projekt (siehe Abschnitt 1.2.2, sowie Abbildung 1.8), in Kombination mit einer vorgespannten Betonauskleidung zum Einsatz.⁶⁶

Eine Weiterentwicklung der dünnwandigen Panzerung mit Betoninnenring wurde erstmalig beim PSW Feldsee eingesetzt. Anstelle der verschweißten dünnwandigen Panzerung kamen Glasfaserverstärkte Kunststoffrohre mit Muffenverbindung zum Einsatz (siehe Abschnitt 4.1.2 und Abbildung 4.6).

2.4 Auskleidung mit dickwandiger Stahlpanzerung

Zufolge Schleiss wird eine Auskleidung mit Stahl (Panzerung) als dickwandig bezeichnet, wenn die Panzerung sowohl dem Innen- als auch dem Außenwasserdruck widersteht. Dünnwandige Panzerungen übernehmen nur den Teil des Innendrucks der ihrem Deformationsverhalten entspricht.⁶⁷

⁶³A. Schleiss, 1985, Seite 37 f.

⁶⁴Seeber und Friedrich, 1999, Seite 253.

⁶⁵Seeber und Friedrich, 1999, Seite 254.

⁶⁶AGRU Kunststofftechnik GmbH, 2015.

⁶⁷A. Schleiss, 1986a, Seite 297.

2.4 Auskleidung mit dickwandiger Stahlpanzerung



Abbildung 2.22: Arbeiten zur Panzerung des Druckschachtes beim PSW Kops II⁶⁹

linke Abbildung: Anlieferung der 3 m langen Rohre zur Talstation der Bauseilbahn
mittlere Abbildung: Schweißen der Rohre zu 12 m langen Montageschüssen in der Montagekammer (Schachtkopf)
rechte Abbildung: Montage der Rohre im Druckschacht mit Aussteifungsring zur Hinterbetonierung

Dickwandige Panzerungen werden für die Auskleidung von Druckstollen und -schächten bei hohem Innendruck und niedriger minimaler Hauptspannung eingesetzt. Typische Anwendung sind die Panzerung von Schrägschächten und nah an der Oberfläche liegende Abschnitte von Druckstollen (siehe Abbildung 2.8 sowie 1.14).

Die Fabrikation der der Panzerungsrohre erfolgt in der Regel im Herstellerwerk und bedingt aufgrund der Abmessungen Sondertransporte zur Baustelle. Übersteigt der Durchmesser auch die für Sondertransporte zulässigen Abmessungen, müssen die Panzerungsrohre vor Ort aus Blechen gerollt und geschweißt werden. Diese Methode wurde bei den Panzerungsarbeiten für den Druckschacht des PSW Limberg II angewandt.⁶⁸

Der Einbau der Panzerungsrohre erfolgt in Schächten vom Schachtfuß aus beginnend, wobei mehrere Rohre zu Montageschüssen am Schachtkopf verschweißt werden. Die Schüsse werden über spezielle Laufwägen in den Schacht abgelassen, und dort ebenfalls durch Schweißen verbunden. Der Raum zwischen Stahlpanzerung und Ausbruchssicherung wird mit selbstverdichtendem Beton hinterfüllt. Der sich zwischen Panzerung und Beton bildende Spalt kann durch Injektionen geschlossen werden. Durch Injektionen kann des Weiteren eine Ertüchtigung und geringfügige Vorspannung des umliegenden Gebirges erreicht werden. In Abbildung 2.22 ist der Antransport, das Schweißen und die Montage der 18 - 72 mm dicken Panzerung für den Druckschacht des PSW Kops II zu sehen.

Wie bereits in Abschnitt 2.3.5 beschrieben, reagieren Stahlauskleidungen empfindlich auf hohe Aussendrucke (Beulen der Auskleidung). Aus diesem Grund muss die Konzeption und Ausführung von Injektionsarbeiten sehr sorgfältig erfolgen. Eine unter diesem Gesichtspunkt optimierte Linienführung des Triebwasserweges führt zu gleichen Wandstärken der Stahlpanzerung zufolge der Belastung durch den Außen- und Innendruck. Um die Belastung durch den Außendruck (Bergwasserdruck) im entleerten Zustand zu reduzieren können Druckentlastungsventile oder Drainagen vorgesehen werden.

⁶⁸Hoffmann, 2011, Seite 256.

⁶⁹Vorarlberger Illwerke AG, Oktober 2006, Seite 10 f

2 Auskleidung von Triebwasserwegen

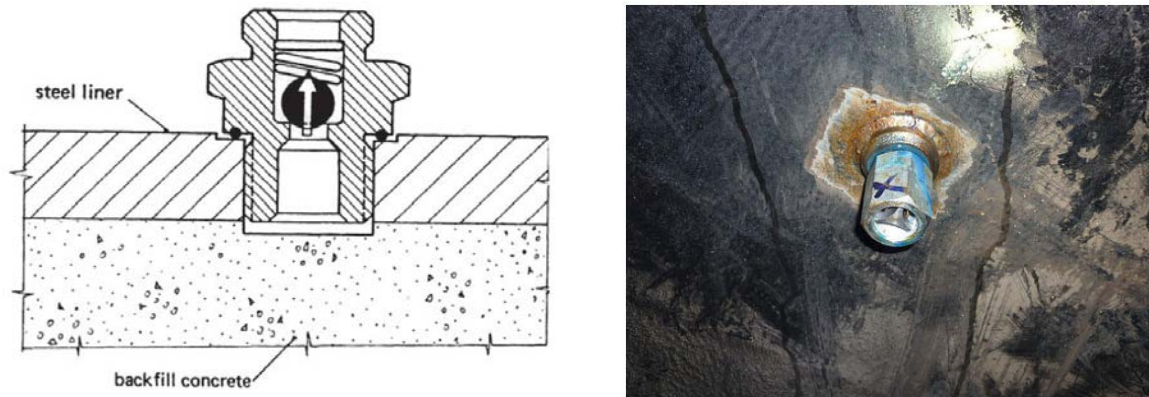


Abbildung 2.23: Druckentlastungsventil zum Abbau des Bergwasserdrucks⁷¹

linke Abbildung: schematischer Aufbau eines Entlastungsventils

rechtes Bild: Beim Druckschacht Belleplace des Kraftwerk Emosson eingebautes Druckentlastungsventil (primäre Bildquelle: Soudant, March 2010)

Drainageleitungen liegen außerhalb der Panzerung in der Betonhinterfüllung. Die Drainageleitungen werden zusammengeführt und durch eine Absperreinrichtung im Betriebsfall verschlossen. Vor und während der Entleerung des Triebwasserweges wird die Absperreinrichtung geöffnet um einen Abbau des Bergwasserdrucks zu ermöglichen. Druckentlastungsventile werden in die Stahlpanzerung eingebaut und sind im Betriebsfall ebenfalls verschlossen. Steigt der Aussenwasserdruck über den Innendruck öffnen sich die Ventile selbstständig und ermöglichen eine Entlastung des Bergwasserdrucks in den Triebwasserweg. Durch Versinterung können diese sehr schnell ihre Funktionsfähigkeit verlieren und bedürfen einer regelmäßigen Wartung⁷⁰ In Abbildung 2.23 ist der Auf- und Einbau eines Druckentlastungsventils in die Stahlpanzerung eines Triebwasserweges zu sehen.

Die Dauerhaftigkeit der Stahlpanzerung wird auf der Außenseite durch die Hinterbetonierung und auf der Innenseite durch das Aufbringen eines lösemittelfreien, mehrlagigen Beschichtungssystemes gewährleistet (siehe Abbildung 2.24).⁷²

Ein Ausführungsbeispiel für den Einsatz unterschiedlicher Stahlgüten und -stärken zur Panzerung eines Triebwasserweges ist in der Abbildung 2.25 anhand des Druckschachtes des PSW Limberg II zu sehen.

⁷⁰Schleiss, 1999.

⁷¹A. J. Schleiss und Manso, 2012, Seite 12 und 14

⁷²Holzinger und Paslar, 2011, Seite 303.

⁷³Holzinger und Paslar, 2011, Seite 305

⁷⁴Stering, Mayrhuber und Cerjak, 2013, Seite 253

2.4 Auskleidung mit dickwandiger Stahlpanzerung



Abbildung 2.24: Korrosionsschutz- und Beschichtungsarbeiten am gepanzerten Triebwasserweg einer Hochdruckanlage⁷³

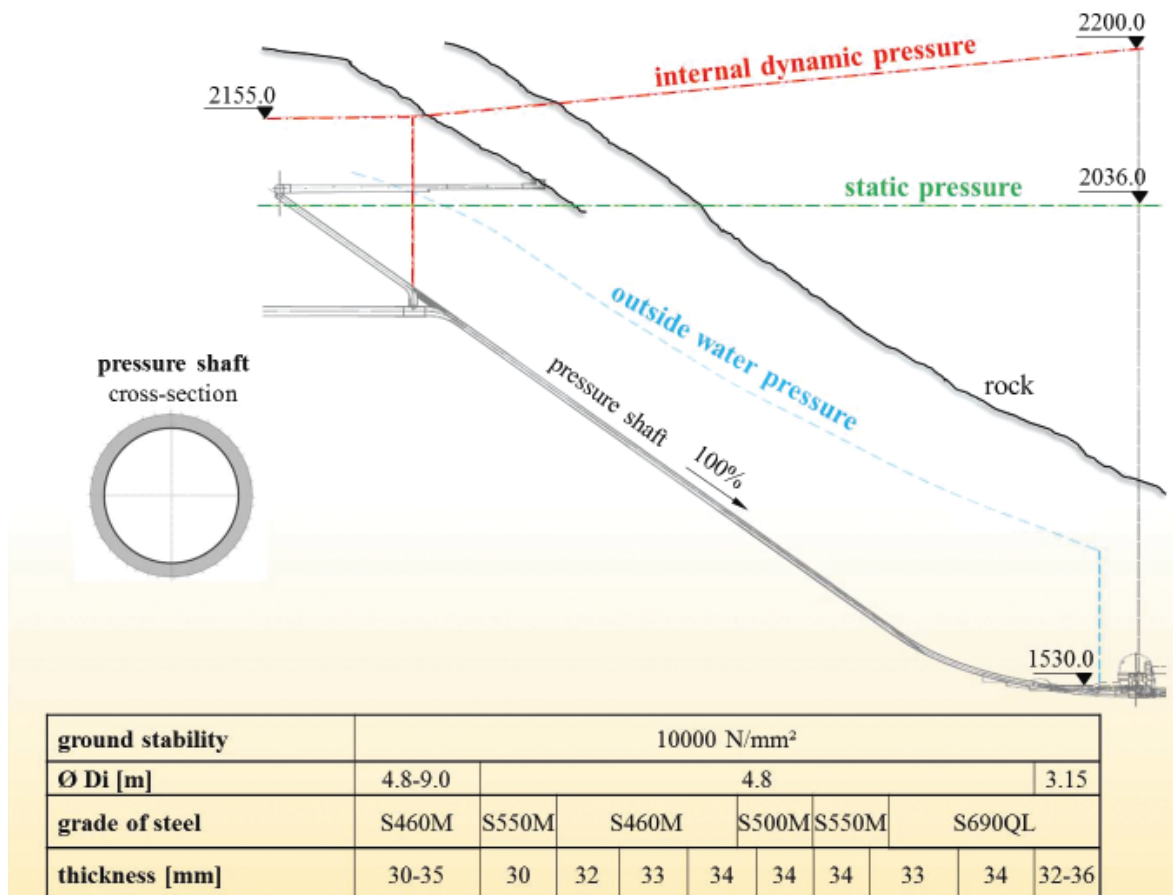


Abbildung 2.25: Ausführung unterschiedlicher Stahlgüten und -stärken bei der Panzerung des Druckschachtes des PSW Limberg II⁷⁴

3 Bauverfahren zum Hohlrumbaue bei alpinen Pumpspeicherwerken

Moderne alpine PSW werden zum überwiegenden Teil in Kavernenbauweise errichtet. Auch bei der oberirdischen Situierung des Krafthauses verläuft der meist mehrere Kilometer lange Triebwasserweg in der Regel unterirdisch und wird bergmännisch aufgeföhren.

3.1 Allgemeines

3.1.1 Terminologie

Bei einem typischen alpinen PSW werden dabei die nachfolgenden unterirdisch aufzuföhrenden Hohlräume unterschieden:

- Stollen
- Schächte
- Kavernen
- Kammern

Sowohl in der Literatur, als auch in Fachkreisen, gibt es keine vollständig einheitliche Terminologie bezüglich der oben angeführten Begriffe. Die nachfolgende Klassifizierung beruht im Wesentlichen auf Girmscheid.¹

Stollen

Darunter werden horizontale und bis 20 % geneigte Hohlräume untertage verstanden die sich hauptsächlich in der Länge erstrecken. Girmscheid gibt, als Abgrenzung zum Begriff Tunnel, einen Ausbruchsquerschnitt kleiner 25 m^2 für Stollen an. Im Allgemeinen wird auch bei wesentlicher Überschreitung der 25 m^2 Ausbruchsfläche bei PSW der Begriff Stollen für langgestreckte, weitestgehende horizontale Hohlräume verwendet.

Bei alpinen PSW werden folgende Arten von Stollen unterschieden:

- als Hauptbauwerke:
 - Druckstollen zur Triebwasserführung
 - Zugangsstollen zu Kavernen und Kammern
 - Lüftungstollen zur Ver- und Entsorgung mit Frischluft

¹Girmscheid, 2013, Seite 54.

3 Bauverfahren zum Hohlraumbau bei alpinen Pumpspeicherwerken

- Kabelstollen zur Aufnahme der Energieversorgung /-ableitung
- als Hilfsbauwerke:
 - Erkundungsstollen
 - Fensterstollen für Zwischenangriffe
 - Schutterstollen zur Abfuhr von Ausbruchsmaterial
 - Injektionsstollen

Schächte

Unter dem Begriff Schacht wird ein unterirdischer, langgestreckter, vertikal oder steiler 20 % Steigung verlaufener Hohlraum verstanden. Schächte erfüllen bei PSW ähnliche Aufgaben wie Stollen.

Die häufigsten Schachttypen bei alpinen PSW sind:

- als Hauptbauwerke:
 - Druckschächte zur Triebwasserführung
 - Steigschächte von Wasserschlössern
 - Lüftungsschächte zur Ver- und Entsorgung mit Frischluft
- als Hilfsbauwerke:
 - Schutterschächte

Kavernen

Unterirdische Hohlräume mit großem Querschnitt und relativ geringer Länge werden als Kavernen bezeichnet. Zugangstollen /-schächte stellen bei Kavernen die Verbindung zur Erdoberfläche dar. Bei der Kavernenbauweise werden die Maschinensätze und Transformatoren von PSW in unterirdischen Kavernen situiert. In [Abbildung 3.1](#) ist die Maschinenkaverne des PSW Kannagawa abgebildet.

Die Anordnung von Maschinen und Transformatoren kann sowohl in einer gemeinsamen oder jeweils separater Maschinen- und Transformatorenkaverne erfolgen. Im Alpenraum erfolgt in der Regel aus Gründen der Geologie und des Brandschutzes die Aufstellung in getrennten Kavernen. In Kombination mit den erforderlichen Zugangstollen etc. entstehen dabei komplexe untertägige Strukturen. Zur Nachweisführung innerhalb der komplexen Spannungszustände erfolgt meist eine 3 dimensionale Modellierung in Computerprogrammen die auf der Finiten Elemente Methode (FEM) basieren. Die 3D FEM Modellierung der Ausbruchskörper des PSW Limmern ist in [Abbildung 3.2](#) abgebildet.

²Peltier, 2006

³Marcher u. a., 2013, Seite 1761

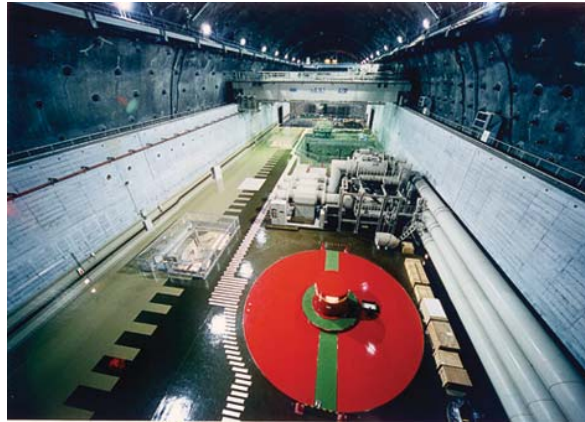


Abbildung 3.1: Maschinenkaverne des PSW Kannagawa in Japan mit den folgenden Abmessungen:²
Breite 33 m; Höhe 52 m; Länge 216 m

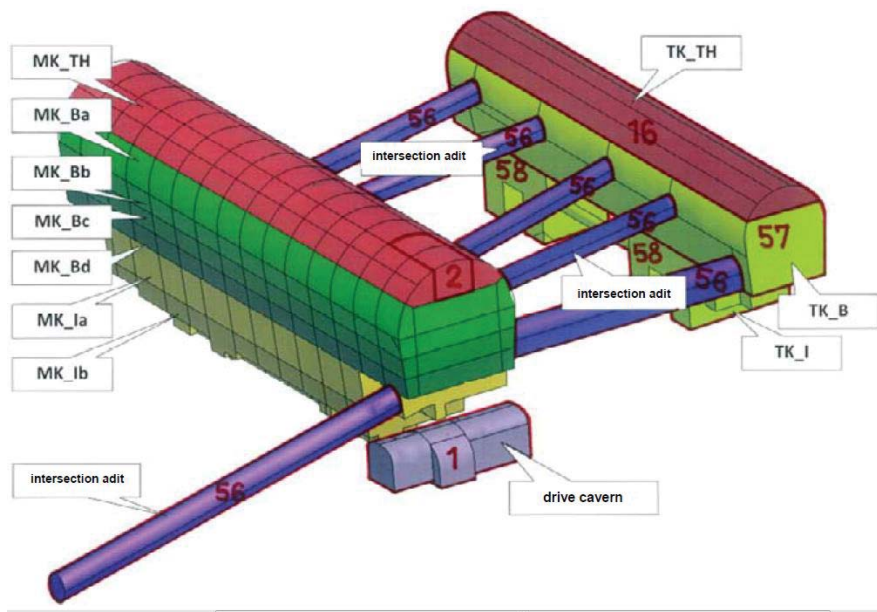


Abbildung 3.2: 3D Modell für die FEM Berechnung der Kavernen des PSW Limmern, unter Berücksichtigung der jeweiligen Ausbruchzustände³

3 Bauverfahren zum Hohlraumbau bei alpinen Pumpspeicherwerken

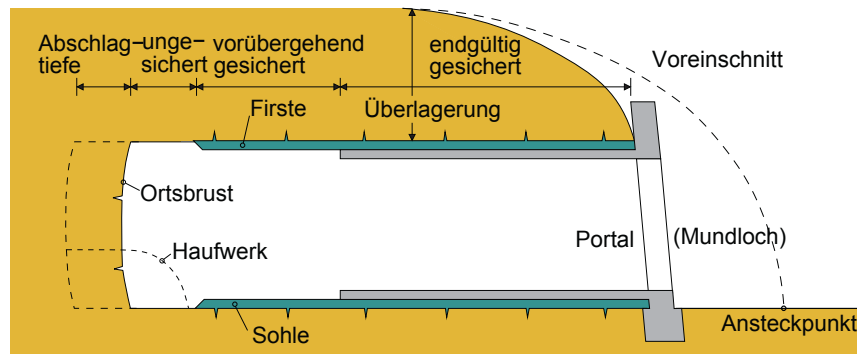


Abbildung 3.3: Bereiche eines Tunnel- / Stollenvortriebes in Längsrichtung⁴

Kammern

Als Kammer wird ein, im Verhältnis zur Kaverne kleinerer, gedrungener unterirdischer Hohlraum verstanden. Schieber- / Apparatekammern, Schwallkammern, sowie Kammern von Wasserschlossern sind typische Hohlräume dieser Art bei alpinen PSW.

In der Abbildung 3.3 sind die wichtigsten Bereiche eines Stollens dargestellt. Das, beim Vortrieb anfallende Ausbruchsmaterial wird dabei als Haufwerk bezeichnet.

3.1.2 Vortriebsarten

Grundsätzlich stehen zur Lösung der gestellten Bauaufgaben unterschiedliche Bauverfahren und -methoden zur Verfügung.

Meist erfolgen die Vortriebsarbeiten zur Errichtung von alpinen PSW bis die Portalbereiche überwiegend im Festgestein. Für den Vortrieb im Fels kommen sowohl der Voll- als auch der Teilausbruch in Frage. Typischerweise werden für die Vortriebsarbeiten bei alpinen PSW der Voll- oder Teilausbruch gemäß nachfolgender Aufzählung angewandt.

- Vollausbuch:
 - Zugangsstollen
 - Druckstollen
 - Druckschächte
- Teilausbuch:
 - Maschinen- und Trafokavernen
 - Schieber- und Apparatekammern
 - Kammern von Wasserschlossern
 - Druckschächte im Aufweitverfahren

⁴Kolymbas, 2011, Seite 457



Abbildung 3.4: Vollausbuch eines Stollenquerschnittes der Unterwasserführung des PSW Kops II⁵

Vollausbuch

Beim Vollausbuch erfolgt das Lösen des Ausbruchsmaterials von der gesamten Querschnittsfläche des Ausbruchquerschnittes. Dabei muss das anstehende Gebirge bis zum Einbau der Sicherungsmaßnahmen standfest sein. Folgende Vor- und Nachteile können für das Auffahren im Vollausbuch angeführt werden.

- Vorteile:
 - größtmöglicher Arbeitsraum (Großgeräte)
 - meist kürzere Bauzeit als beim Teilausbuch
 - gebirgsschonend durch nur einmalige Spannungsumlagerung
- Nachteile:
 - beschränkt in der maximalen Querschnittsgröße durch:
 - * Stehzeit des anstehenden Gebirges
 - * maximale Reichweite der Geräte
 - geringe Anpassungsfähigkeit bei wechselnden Gebirgsverhältnissen

In Abbildung 3.4 sind Bohrarbeiten zum Auffahren eines Stollens der Unterwasserführung des PSW Kops II im Vollausbuch zu sehen. Sehr deutlich sind die beengten Platzverhältnisse ersichtlich, die nur einen Vollausbuch wirtschaftlich zulassen.

Der Vortrieb im Vollausbuch kann dabei mit nachfolgenden Vortriebsmethoden bewerkstelligt werden:

- Tunnelbohrmaschine (TBM)
- Teilschnittmaschine (TSM)
- Sprengtechnisch

⁵Vorarlberger Illwerke AG, August 2005, Seite 7

3 Bauverfahren zum Hohlraumbau bei alpinen Pumpspeicherwerken

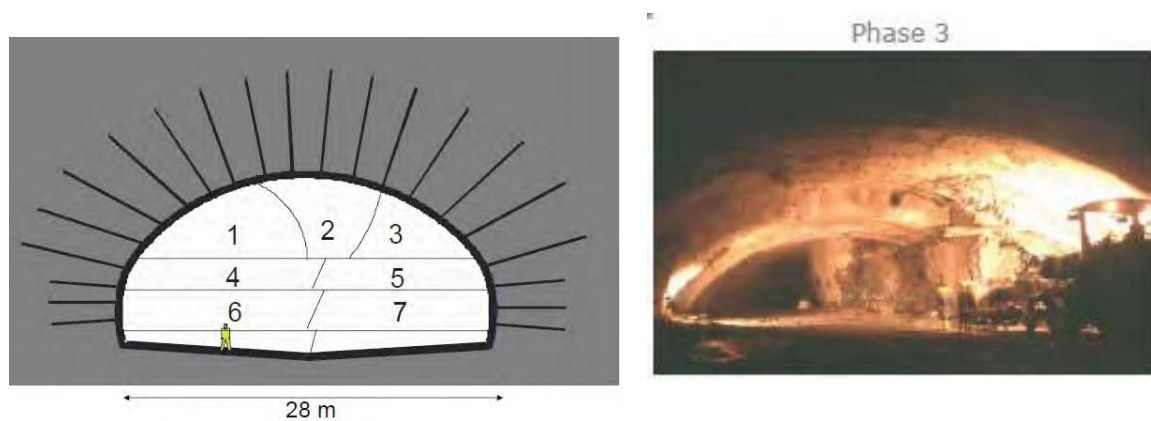


Abbildung 3.5: Unterteilung des Ausbruchsquerschnittes im Querschnitt und in Längsrichtung beim Auffahren einer Kaverne⁶

Teilausbruch

Beim Teilausbruch werden die einzelnen Ausbruchsvorgänge in der Länge derart gestaffelt, dass keine unkontrollierten Zustände entstehen können. Nach der Sicherung der ausgebrochenen Teilfläche erfolgt der Ausbruch einer weiteren Teilfläche. Mit dieser Vorgehensweise können auch sehr große Querschnitte, wie beispielsweise Kavernen und Kammern aufgeföhren werden (siehe Abbildung 3.2).

Die Unterteilung in Teilausbruchsflächen erfolgt dabei unter Berücksichtigung felsmechanischer und spezifischer Aspekte des Bauverfahrens. Ein Beispiel für die Unterteilung im Querschnitt und die fortschreitende Entwicklung in Längsrichtung ist in Abbildung 3.5 dargestellt.

3.1.3 Vortriebsmethoden im Fels

Wie bereits beschrieben sind meist mehrere Vortriebsmethoden zur Erstellung des unterirdischen Hohlraumes eines PSW möglich. An die jeweilige Vortriebsmethode werden dabei die nachfolgenden Anforderungen gestellt:⁷

- wirtschaftlicher und zügiger Abbau des Gebirges
- Entfestigung des umgebenden Gebirges vermeiden
- größtmögliche Schonung der Umwelt
- positive Beeinflussung des späteren Ausbaus / Auskleidung

Die heute gebräuchliche Unterteilung der Vortriebsmethoden erfolgt nach der Art und Weise der Arbeitsschritte *Fels Zerkleinern / Lösen, Laden, Schüttern* des Ausbruchsmaterials und *Einbau* der erforderlichen *Sicherungsmittel* in:

⁶Schubert, Sommersemester 2010

⁷Girmscheid, 2013, Seite 67.

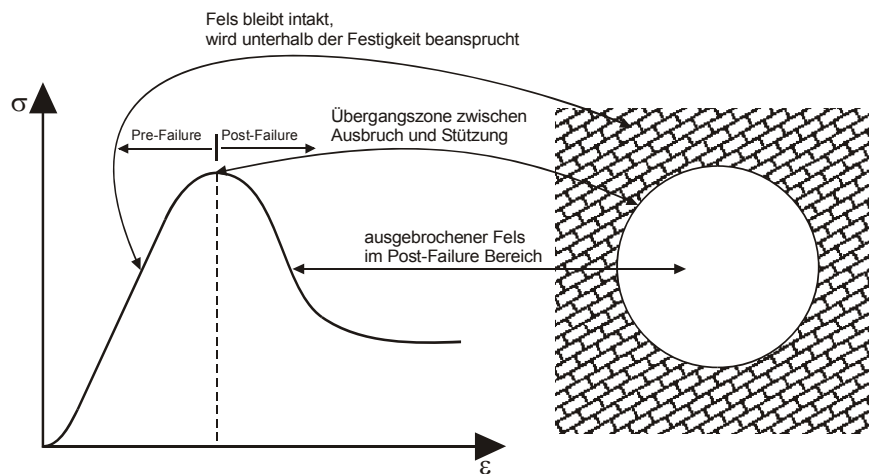


Abbildung 3.6: Gezielte Überbeanspruchung des Gebirges innerhalb des Ausbruchsquerschnittes zum Lösen des Gebirges⁸

- zyklische (konventionelle) Vortriebe
- Vortriebe mit Tunnelvortriebsmaschinen (TVM)

Die Wahl der Vortriebmethode sollte dabei, unter Bekanntgabe aller relevanten geologischen und die Leistung beeinflussenden Parameter, durch den Auftragnehmer erfolgen. Dadurch können unterschiedliche Bauunternehmungen ihre Kenntnisse und Erfahrungen einbringen, um die technisch und wirtschaftlich beste Lösung zu erzielen.

Sowohl beim zyklischen als auch beim Vortrieb mit TVM muss im ersten Schritt die Anzahl der vorhandenen Trennflächen im auszubrechenden Bereich erhöht werden. Dies erfolgt durch eine gezielte Überbeanspruchung des Gebirges durch Sprengstoffe oder mit mechanischen Lösemethoden. Das den Ausbruchsquerschnitt umgebende Gebirge sollte hingegen möglichst ungestört bleiben, um die Erhaltung der Gebirgsfestigkeit zu gewährleisten (siehe Abbildung 3.6).

Die Wahl der Lösemethode wird dabei im wesentlichen von der Gesteinsstruktur, der Gesteins- und Gebirgsfestigkeit, der Hohlraumgröße und -form sowie umweltbedingter Faktoren (beispielsweise zulässige Erschütterungen, Setzungen an der Oberfläche, Zugänglichkeit des Baubereiches, Stollenlänge, etc.) bestimmt. Eine Übersicht über die möglichen Lösemethoden in Abhängigkeit des anstehenden Gebirges ist in Abbildung 3.7 zu sehen.

⁸Schubert, Sommersemester 2010

⁹Schubert, Sommersemester 2010

3 Bauverfahren zum Hohlraumbau bei alpinen Pumpspeicherwerken

	Boden	Weicher Fels	Harter Fels
Händisch	■		
Bagger	■	■	
Teilschnittmaschine		■	
Vollschnittmaschine TBM		■	■
Sprengen		■	■

Abbildung 3.7: Einsatzgrenzen der Lösemethoden in Abhängigkeit des anstehenden Gebirges⁹

3.2 Zyklischer Vortrieb - Sprengvortrieb

Der zyklische Vortrieb ist definiert durch die ständige Wiederholung der diskontinuierlichen Prozesse Lösen, Laden / Schüttern und Einbau der Sicherungsmittel. Nach der Art des Lösens des anstehenden Gebirges, lässt sich der zyklische Vortrieb noch in die untenstehenden Vortriebsmethoden weiter unterteilen:

- Sprengvortrieb
- Einsatz von Teilschnittmaschinen (TSM)
- Baggervortrieb

Der zyklische Vortrieb besitzt die größte Flexibilität hinsichtlich der Form und Größe des aufzufahrenden Querschnittes auf. Wechsel der Größe und vor allem auch der Form des Ausbruchsquerschnittes sind mit wenig Aufwand innerhalb der Vortriebsstrecke möglich. Da zum zyklischen Auffahren von Hohlräumen bei alpinen PSW fast ausschließlich der Sprengvortrieb eingesetzt wird, wird im nachfolgenden Abschnitt nur dieser näher behandelt.

Die Zerkleinerung und das Lösen des im Ausbruchsquerschnitt anstehenden Gebirges erfolgen beim Sprengvortrieb durch den Einsatz von Sprengstoffen. In Abbildung 3.8 ist exemplarisch ein Arbeitszyklus im Sprengvortrieb dargestellt. Der Moment der Initialisierung einer Vortriebssprengung mittels pyrotechnischer Zündung (Schlauchzünder) ist in der Abbildung 3.9 zu sehen.

Die Abschlagslänge (siehe Abbildung 3.3) hängt dabei von den Gebirgseigenschaften und dem Ausbruchsquerschnitt ab. Üblicherweise beträgt die Abschlagslänge, sofern es die Gebirgsverhältnisse zulassen, zwischen 1/2 und 2/3 des Ausbruchsdurchmessers. Aus betrieblichen Gründen wird die Abschlagslänge jedoch meist auf die nutzbare Lafettenlänge der eingesetzten Bohrgeräte beschränkt (max. 4-5m).

Die Wirkung von Sprengstoffen basiert auf der schnell ablaufenden Reaktion von brennbaren Substanzen mit Sauerstoff. Dabei werden große Energiemengen freigesetzt die zu einer

¹⁰Girmscheid, 2002, Seite 268

¹¹Porr AG, 2013

3.2 Zyklischer Vortrieb - Sprengvortrieb

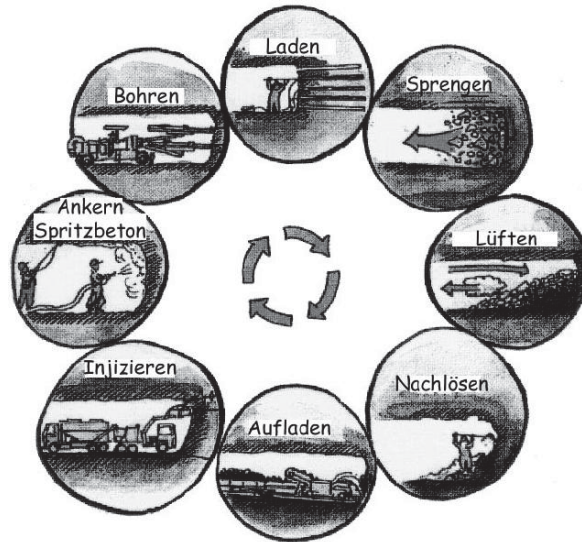


Abbildung 3.8: Arbeitszyklen im Sprengvortrieb¹⁰



Abbildung 3.9: Initialisierung einer Vortriebssprengung mit pyrotechnischer Zündung (Schlauchzündung)¹¹

3 Bauverfahren zum Hohlraumbau bei alpinen Pumpspeicherwerken

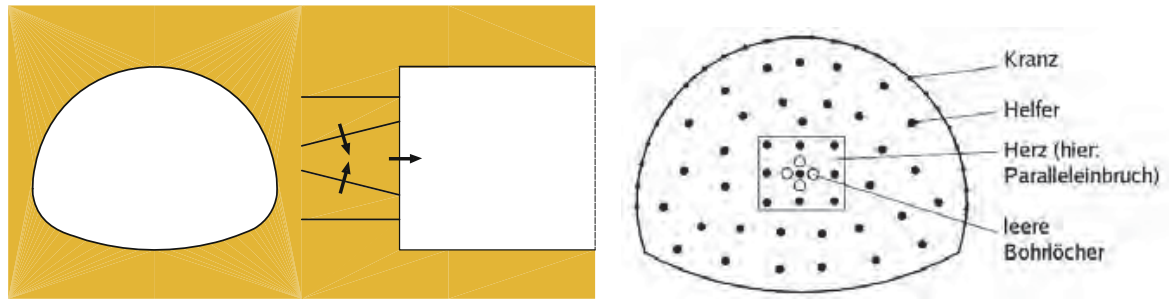


Abbildung 3.10: Keil- (linke Abbildung) und Paralleleinbruch (rechte Abbildung) beim Vortrieb eines Stollen¹³

schlagartigen Druck und Volumenzunahme führen (Detonation). Die im Sprengstoff entstehende Druckwelle wird an der nächsten freien Felsoberfläche reflektiert und als Zugwelle wieder nach innen reflektiert. Aufgrund der wesentlich geringeren Zug- als Druckfestigkeit des Gebirges erfolgt die Zerstörung des Gesteins. Daraus wird ersichtlich, dass die Sprengung immer gegen eine freie Oberfläche gerichtet sein muss um das umliegende Gebirge zu schonen und den Sprengstoffverbrauch zu minimieren. Praktisch wird dies im Hohlraumbau durch unterschiedliche Einbruchverfahren und die zeitlich gestaffelte Zündung der Sprenglöcher bewerkstelligt (siehe Abbildung 3.10)¹²

Im nachfolgenden wird auf die Hauptarbeitsschritte des Sprengvortriebes näher eingegangen.

3.2.1 Bohren der Sprenglöcher

Bohrlöcher dienen der Aufnahme des zur Zerkleinerung und dem Lösen des anstehenden Gebirges erforderlichen Sprengstoffes. Die Herstellung der Bohrlöcher erfolgt im drehschlagenden Verfahren wobei der Antrieb der Drehschlagbohrmaschinen pneumatisch oder ölhydraulisch erfolgt. Das entstehende Bohrklein wird durch kontinuierliche Spülung mit Luft oder Wasser aus dem Bohrlochtieftsten entfernt. Die Kranzlöcher am Rand des Ausbruchsquerschnittes werden zur Schonung des umliegenden Gebirges enger angeordnet. Aus geometrischen Gründen müssen diese nach außen geneigt sein um beim nächsten Abschlag wieder ein Ansetzen der Bohrwerkzeuge am Rand des Ausbruchsquerschnitts zu ermöglichen. Dadurch entsteht, wie in Abbildung 3.11 zu sehen, in Längsrichtung ein sägezahnartiges Überprofil.

Die Sprenglöcher für den Stollenvortrieb werden heute im Regelfall mit einem vollhydraulischen Bohrwagen hergestellt. Abbildung 3.12 zeigt einen Bohrwagen mit 2 Bohrlafetten. Das Bohren mit hand- bzw. stützensgeführten pneumatischen Bohrhämmern erfolgt, mit Ausnahme des sogenannten *Alimak Verfahrens* (siehe Abschnitt 3.4.2), nur bei sehr kleinen Ausbruchsquerschnitten und kurzen Vortriebslängen.

¹²Kolymbas, 2011, Seite 460 f.

¹³Kolymbas, 2011, Seite 469

¹⁴Alcan Primary Metal BC, 1955

3.2 Zyklischer Vortrieb - Sprengvortrieb



Abbildung 3.11: Sägezahnartiges Überprofil beim Sprengvortrieb der Triebwasserführung zwischen Kenney Dam und Kemano Power Station in British Columbia (Kanada)¹⁴



Abbildung 3.12: Bohrwagen Atlas Copco Boomer 282 mit 2 Bohrlafetten¹⁵

3 Bauverfahren zum Hohlraumbau bei alpinen Pumpspeicherwerken

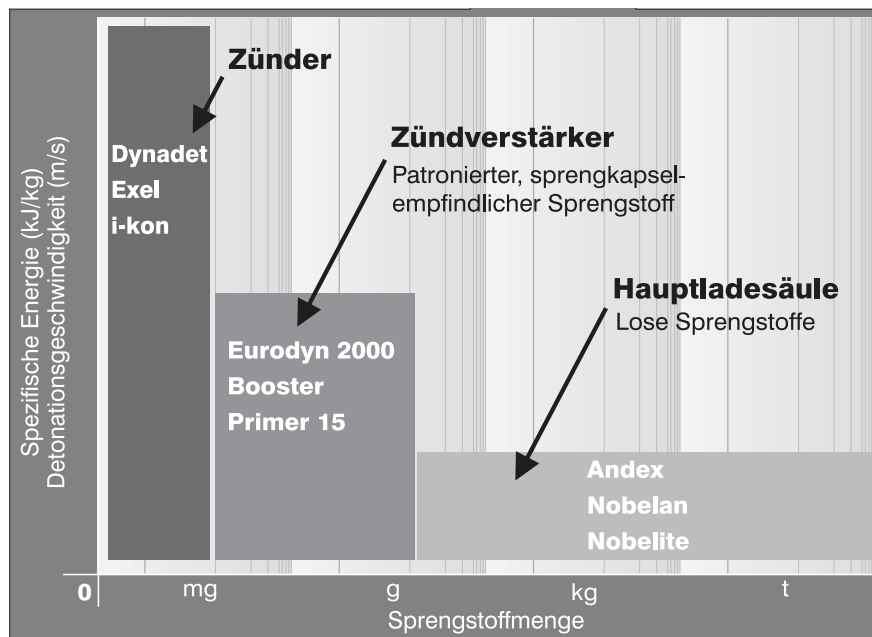


Abbildung 3.13: Aufbau der Initialkette einer Bohrlochsprengung und der Relation zwischen spezifischer Energie und Sprengstoffmenge innerhalb der Ladesäule anhand von Produktbeispielen der Firma Orica¹⁶

3.2.2 Lade- und Sprengarbeiten

Im Baubereich dürfen ausschließlich handhabungssichere Sicherheitssprengstoffe zum Einsatz gebracht werden. Zum Starten des Umsetzungsprozesses müssen diese Sprengstoffe durch ein sogenanntes Zündmittel (Sprengkapsel) initiiert werden. Im Stollen- und Tunnelbau werden hauptsächlich gelatinöse und Emulsionssprengstoffe eingesetzt. Gelatinöse Sprengstoffe sind patroniert und werden meist nur mehr als Verstärkerladungen am Bohrlochtfesten verwendet. Der prinzipielle Aufbau einer Ladesäule ist Abbildung 3.13 dargestellt. Die Sprengschwaden von Emulsionssprengstoffen beinhalten wesentlich weniger toxische Bestandteile als die Schwaden gelatinöser Sprengstoffe, was die erforderliche Zeit zur Bewetterung nach der Sprengung verkürzt (siehe Abbildung 3.8).

Emulsionssprengstoffe können entweder patroniert oder als pumpbare Emulsion (in Einzelkomponenten) an die Ortsbrust geliefert werden. Die Einbringung als pumpbare Emulsion bietet dabei neben der vollständigen Ausfüllung des Bohrlochquerschnitts mit Sprengstoff noch einen weiteren Vorteil. Die Lagerung von Sprengstoffen ist aufgrund des großen Gefährdungspotentials mit erheblichen Restriktionen verbunden. Pumpfähige Emulsionssprengstoffe bestehen aus mehreren chemischen Verbindungen, die erst bei der Vermischung im Bohrlochtfesten ein sprengfähiges Gemisch bilden. Dadurch unterliegt die Lagerung

¹⁵Atlas Copco GmbH, 2014

¹⁶Strasser, Erkurt und Hammelmann, 2006, Seite 30



Abbildung 3.14: Mischlade Fahrzeug der Fa. Orica (ehem. Dynamit Nobel) zum Einbringen pumpbarer Emulsionsprengstoffe¹⁸

der Ausgangsstoffe nicht dem Sprengmittelgesetz. In Abbildung 3.14 ist ein kombiniertes Mischlade Fahrzeug der Firma Orica mit angebautem Ladekorb zu sehen.¹⁷

Wie bereits im Abschnitt 3.2 erwähnt soll die Sprengung für ein optimales und gebirgsschonendes Lösen des Gebirges immer gegen eine freie Oberfläche gerichtet sein. Durch die Wahl eines geeigneten Einbruchverfahrens (siehe Abbildung 3.10) und eine entsprechende zeitliche Verzögerung der Zündung der einzelnen Sprengbohrlöcher kann dies bewerkstelligt werden. Von der Zuverlässigkeit und der Genauigkeit des Zündzeitpunktes hängt das Resultat der Sprengung entscheidend ab.

In Abbildung 3.15 ist das Sprengschema einer Kalottenhälfte der Maschinenkaverne des PSW Limberg II mit 28 Zeitstufen abgebildet. Die Abschlagslänge lag bei 2,0 m und die maximale Lademenge je Zündzeitstufe bei 16 kg.

Folgende Zündsysteme mit Bohrlochzündern kommen im Tunnel- und Stollenbau zum Einsatz:²⁰

- elektrische Zündung
- elektronische Zündung
- pyrotechnische Zündung

Die elektrische Zündung mit Zeitzündern in der Ausführung HU (hoch unempfindlich) stellte bis vor wenige Jahre das Standardverfahren im Untertagebau dar. Nach Fertigstellung der Verdrahtung aller Zünder einer Sprengung kann die Zündanlage mittels Ohmmeter auf richtige Ausführung kontrolliert werden. Eine Kondensator Zündmaschine liefert den notwendigen Strom zur Zündung einer Zündpille und eines entsprechenden Verzögerungssatz der wiederum einen Primär- und Sekundärsatz (Sprengkapsel) zündet.

¹⁷Staskiewicz, 2007.

¹⁸Staskiewicz, 2007, Seite 8

¹⁹Donaukraftwerk Jochenstein AG und Schober, 22.10.2010, Seite 20

²⁰Girmscheid, 2013, Seite 84 ff.

3 Bauverfahren zum Hohlraumbau bei alpinen Pumpspeicherwerken

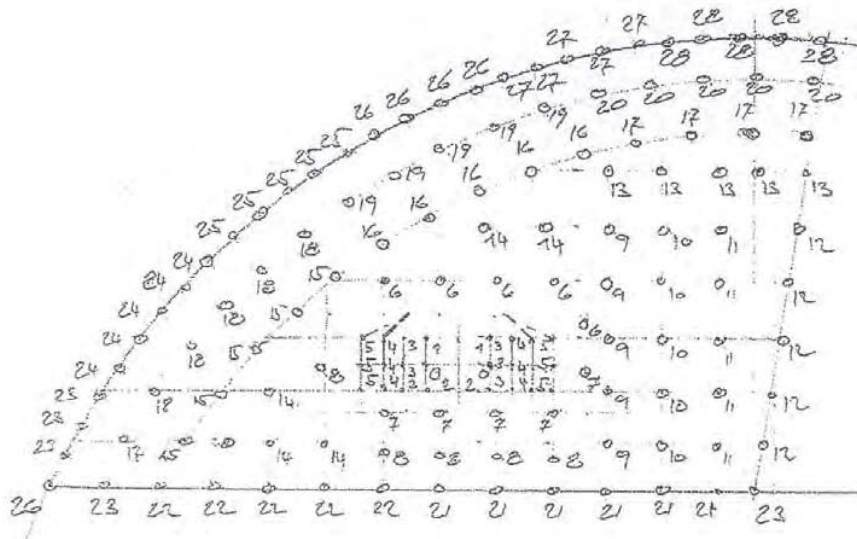


Abbildung 3.15: Zündschema im Kalottenvortrieb einer Hälfte der Maschinenkaverne des PSW Limberg II¹⁹



Abbildung 3.16: Erforderliche Komponenten des elektronischen Zündsystems *eDev II* der Firma Orica²¹

Bei der elektronischen Zündung verfügt jeder Zünder über einen eingebauten Mikrochip. Über diesen Chip kann die Verzögerung des Zünders individuell auf $< 1 \text{ ms}$ genau programmiert werden. Zur Auslösung ist der Anschluss an ein codiertes elektronisches Zündsystem erforderlich, und bietet dadurch höchste Sicherheit gegenüber Fremdeinflüssen. Durch die hohe Genauigkeit und die Freizügigkeit in der Wahl der Zeitstufen sind damit erschütterungsarme und profilgenau Sprengungen möglich. Die erforderlichen Komponenten zum Aufbau einer Zündanlage sind in Abbildung 3.16 anhand des elektronischen *eDev II* Zündsystems der Firma Orica zu sehen.

Ein weiteres Zündverfahren ist die pyrotechnische Zündung mit sogenannten *Schlauchzündern*. Diese bestehen aus dünnen Kunststoffschläuchen deren Innenseite dünn mit einem Sprengstoff beschichtet ist. Am Ende des Zündschlauches ist wiederum eine Sprengkapsel mit

²¹Reinders und Hammelmann, 2013, Seite 293



Abbildung 3.17: Einsatz von Schlauchzündern im Stollen- und Kavernenvortrieb²²
linkes Bild: Laden der Ortsbrust mit Schlauchzündern und patroniertem Sprengstoff
rechtes Bild: Bündeln der Schlauchzündern eines Abschlages

entsprechendem Verzögerungssatz situiert. Die einzelnen Zündschläuche können einfach gebündelt werden (siehe Abbildung 3.17). Die Zündung der Sprenganlage wird durch ein elektrisches Startgerät, eine einzelne Sprengkapsel oder eine Starterpistole ausgelöst.

3.2.3 Schutterung

Unter dem Begriff *Schuttern* wird das Aufnehmen und die Weitergabe des anfallenden Ausbruchsmaterials (Haufwerk) von der Ortsbrust hin zum rückwärtigen Transportgerät /-einrichtung verstanden. Bei kurzen Vortriebslängen kann die Schutterung direkt bis zum Stollenportal erfolgen. Der vorhandene Ausbruchsquerschnitt und die weitere Förderung des Ausbruchsmaterials bestimmen die zur maschinellen Schutterung einsetzbaren Geräte.

Sehr häufig werden knickgelenkte Radlader zur Schutterung eingesetzt. Bei kleinen Ausbruchsquerschnitten erfolgt die Übergabe an das Transportgerät in eigens auszubrechenden Schutternischen. Um die erforderlichen Rangiermanöver zu minimieren kann auch eine Seitenkippschaufel am Radlader montiert werden. In Abbildung 3.18 ist die Schutterung mit einem sogenannten *Fahrlader* dargestellt. Bei diesen, ursprünglich aus dem Bergbau stammenden Ladern, ist der Fahrersitz um 180 Grad drehbar oder quer zur Fahrtrichtung angeordnet. Dadurch wird die Übersicht für den Fahrer auch in Rückwärtsfahrt verbessert.

Eine weitere Möglichkeit stellt die Schutterung mit einem *Tunnel - Ladegerät* dar. Dabei ist, wie in Abbildung 3.19 zu sehen, eine Aufnahmeeinrichtung (Baggerarm) mit einem Stetigförderer

²²links: ARGE Kraftwerk Limmern, 2014; rechts: Oberingenieurkreis I Thun und Geotest AG, 2009

²³GHH Fahrzeuge GmbH, 2014

3 Bauverfahren zum Hohlraumbau bei alpinen Pumpspeicherwerken



Abbildung 3.18: Fahrlader der Firma GHH zur Schutterung und dem Transport von Ausbruchsmaterial²³



Abbildung 3.19: Tunnel - Ladegerät bei der Aufnahme und Weitergabe des Ausbruchsmaterials zum weiteren Transport an einen Muldenkipper im Druckstollen des PSW Feldsee²⁴

(Förderband) auf einem Fahrgestell kombiniert. Die zum Transport zur Deponie eingesetzten Fahrzeuge können über das integrierte Förderband ohne Rangieren direkt beladen werden. Mit dem Baggerarm ist weiters ein *Ablauten* der Ortsbrust nach der Sprengung möglich.

3.2.4 Einbau erforderlicher Sicherungsmittel

Im nicht ausreichend standfesten Gebirge müssen zur Erhöhung und Verbesserung der Eigentragfähigkeit des Gebirges sogenannte Stützmittel eingebaut werden. Auch im standfesten Gebirge ist aus Gründen des Arbeitsschutzes häufig das Anbringen eines Kopfschutzes erforderlich. Folgende Sicherungsmittel werden, in Abhängigkeit der jeweiligen Erfordernisse, beim Bau alpiner PSW eingesetzt:²⁵

- Spritzbeton
 - ohne Armierung
 - mit Armierung (Bewehrungsmatten oder Stahlfasern)

²⁴Kärntner Elektrizitäts-Aktiengesellschaft, [Januar 2007](#)

²⁵Girmscheid, 2013, Seite 171 ff.

3.3 Vortrieb mit Tunnelvortriebsmaschinen



Abbildung 3.20: Einteilung von Tunnelvortriebsmaschinen²⁷

- Stahlbögen und Gitterträger
- Felsanker (Stab- oder Litzenanker)

3.3 Vortrieb mit Tunnelvortriebsmaschinen

Im deutschen Sprachraum wurde in der Vergangenheit, speziell in Verbindung mit Wasserkraftprojekten, der Begriff "Fräsvortrieb" für den kontinuierlichen Vortrieb im Fels verwendet. Der erste kontinuierliche Vortrieb im Fels in Österreich erfolgte 1967 beim Bau der Floitenbachbeileitung zur Kraftwerksgruppe Zemm-Ziller in Tirol. Der Ausbruchsdurchmesser betrug 2,14 m bei einer Vortriebslänge von lediglich 260 m.²⁶

In der Abbildung 3.20 ist die Klassifikation von Tunnelvortriebsmaschinen des DAUB (Deutscher Ausschuss für unterirdisches Bauen e.v.) ersichtlich. Da im Fels in der Regel keine aktive Stützung der Ortsbrust erforderlich ist, werden für das kontinuierliche Auffahren von Stollen und Schächten alpiner PSW meist offene Tunnelbohrmaschinen (Gripper TBM) und Doppelschildmaschinen (DSM) eingesetzt.

Die Zerkleinerung und das Lösen des anstehenden Gebirges erfolgt dabei sehr profilgenau und gebirgsschonend durch Rollenmeissel die mit entsprechenden Druck an die Ortsbrust gepresst werden (siehe Abbildung 3.21). Die Rollenmeissel sind dabei, wie in der Abbildung 3.24 zu sehen, auf einem kreisrunden Schneidrad angeordnet. Durch den Anpressdruck und

²⁶ Angerer, 1982, Seite 248.

²⁷ Deutscher Ausschuss für unterirdisches Bauen e.V., Oktober 2010, Seite 11

3 Bauverfahren zum Hohlraumbau bei alpinen Pumpspeicherwerken

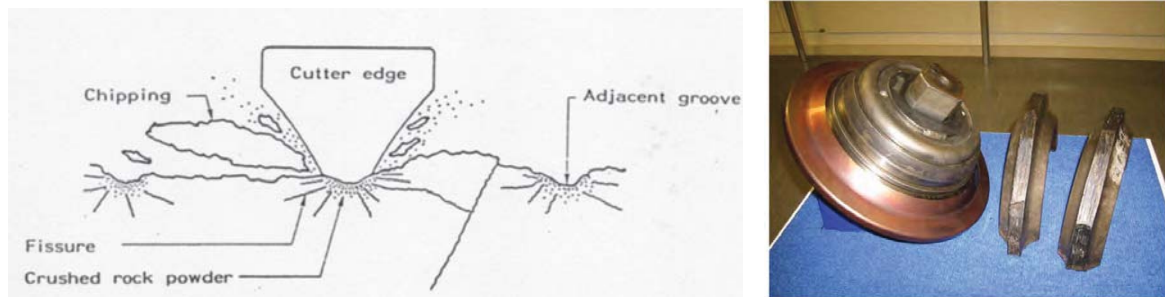


Abbildung 3.21: Rollenmeissel beim TBM Vortrieb:²⁸

linke Abbildung: Zerkleinern und Lösen des Gesteins durch einen Rollenmeissel

rechte Abbildung: Rollenmeissel TBM Lötschberg Basistunnel - links neu; rechts verschlissene Schneidringe

die gleichzeitige Rotation des Schneidrades platzen sogenannte „Chips“ von der Ortsbrust ab. Diese werden durch Schaufeln am Schneidrad von der Sohle aufgenommen und an eine rückwärtige Fördereinrichtung (Maschinenförderband) übergeben.

Die Standzeit der eingesetzten Rollenmeissel hängt sehr stark von der Abrasivität (u.a. Quarzgehalt) des anstehenden Gesteins ab. Ein Wechsel der Rollenmeissel ist nur in Vortriebspausen (Wartungsschichten) unter sehr beengten Platzverhältnissen möglich. Von der Häufigkeit und Dauer der geplanten und ungeplanten Wartungsschichten wird die erzielbare Vortriebsleistung stark beeinflusst.²⁹ In Abbildung 3.22 ist der Wechsel eines Rollenmeissels bei einer TBM zu sehen.

Der Einbau von Sicherungsmitteln kann geometriebedingt bei TVM Vortrieben erst mit dem Abstand von einigen Metern zur Ortsbrust erfolgen. Prinzipiell können dazu die gleichen Sicherungsmittel wie beim zyklischen Vortrieb verwendet werden. Beim Vortrieb mit einer Doppelschildmaschine kann der ausgebrochene Hohlraum an der Ausbruchslaubung auch vollflächig mit Betonfertigteilen (*Tübbingen*) gestützt werden.

An die Baustelleneinrichtung und die Zugänglichkeit zum Baufeld werden beim TVM Vortrieb sehr hohe Anforderungen gestellt. Nach der Abnahme im Herstellerwerke kann eine TVM, aufgrund der Abmessungen und des Gewichtes, nur in Teilen zum Einsatzort transportiert werden. Die Abbildung 3.23 zeigt den Transport des Schneidrades für die Errichtung des Triebwasserstollens PSW Kops II zum Installationsplatz (Doppelschildmaschine - Ausbruchsdurchmesser $d_a = 5,54m$)

Erst am Einsatzort erfolgt die endgültige Montage und Installation. In der Abbildung 3.24 ist die beim KW Bärenwerk (siehe Abbildung 1.16) eingesetzte TBM bei der Werksabnahme in Deutschland und vor Beginn der Bauarbeiten am Tunnelportal zu sehen.

²⁸rechts: Schubert, Sommersemester 2012, Folie 6.20; links: Kolymbas, 2011, Seite 466

²⁹Kolymbas, 2011, Seite 464.

³⁰Burger, 2006, Seite 9

³¹Vorarlberger Illwerke AG, August 2005, Seite 5

³²links: Herrenknecht AG, 2013; rechts: Marti Tunnelbau AG, 2014

3.3 Vortrieb mit Tunnelvortriebsmaschinen



Abbildung 3.22: Wechsel eines Rollenmeissels am Schneidrad einer TVM³⁰



Abbildung 3.23: Transport einer Hälfte des Schneirades der DSM zum Auffahren des Druckstollens für das PSW Kops II³¹

3 Bauverfahren zum Hohlraumbau bei alpinen Pumpspeicherwerken

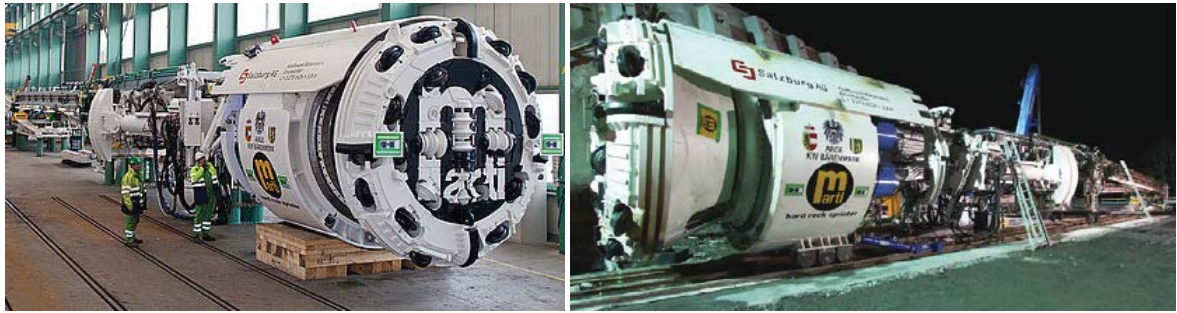


Abbildung 3.24: Beim Neubau Triebwasserstollen des KW Bärenwerk eingesetzte Gripper TBM der Firma Herrenknecht³²
linkes Bild: Abnahme der TBM im Herstellerwerk in Schwanau / Deutschland
rechtes Bild: fertig montierte TBM am Tunnelportal Fusch / Österreich

Des Weiteren sind auch die Investitionskosten und benötigten Vorlaufzeiten beträchtlich. Bei guter Abstimmung der TVM auf das anstehende Gebirge und konstanten Gebirgsverhältnissen können jedoch, im Vergleich zum zyklischen Vortrieb, wesentlich höhere Vortriebsleistungen erzielt werden.

Aufgrund dieser Faktoren werden TVM bei Wasserkraftprojekten in Gebirgsregionen bevorzugt für das Auffahren langer Stollen (ab 2km) und bis ca. 45 Grad geneigter Schächte eingesetzt. Eine Sonderform des kontinuierlichen Vortriebes stellt das sogenannte *Raise - Boring Verfahren* zum Auffahren von Schächten dar. Dabei wird ein vorab hergestelltes Bohrloch von relativ geringem Durchmesser (im Dezimeter Bereich) aufgeweitet. Auf das Verfahren wird näher in Abschnitt 3.4.3 eingegangen.

3.3.1 offene Tunnelbohrmaschine (Gripper - TBM)

Der schematische Aufbau einer Gripper TBM ist in der Abbildung 3.25 zu sehen.

Zum Vortrieb werden die Gripperschuhe radial in der Tunnellaibung verspannt und bilden das Widerlager für die Vortriebszylinder, die den rotierenden und mit Rollenmeisseln bestückten Bohrkopf an die Ortsbrust pressen. Die Vorschubkraft ist abhängig von der installierten Hydraulikleistung und der felsmechanisch möglichen Verspannbarkeit der Gripperschuhe gegen das umliegende Gebirge.

Wenn die Vortriebszylinder ganz ausgefahren sind erfolgt eine Unterbrechung des Vortriebes. Mittels der Hilfabstützung wird die Maschine stabilisiert und die gelöste Grippereinrichtung entlang des Hauptträgers (Main Beam) Richtung Bohrkopf vorgeschoben. Mit dem erneuten Verspannen der Gripperschuhe gegen die Tunnellaibung beginnt ein neuer Bohrhub.

Wie in der Abbildung 3.26 dargestellt lassen sich gemäß der Schweizer Norm *SIA 198 - Untertagebau - Ausführung* die Arbeitsbereiche eines TBM Vortriebes wie folgt unterteilen:

³³American Association of State Highway and Transportation Officials, National Highway Institute und Parsons, Brinckerhoff, Quade and Douglas, 2010, Seite Appendix D-2

3.3 Vortrieb mit Tunnelvortriebsmaschinen

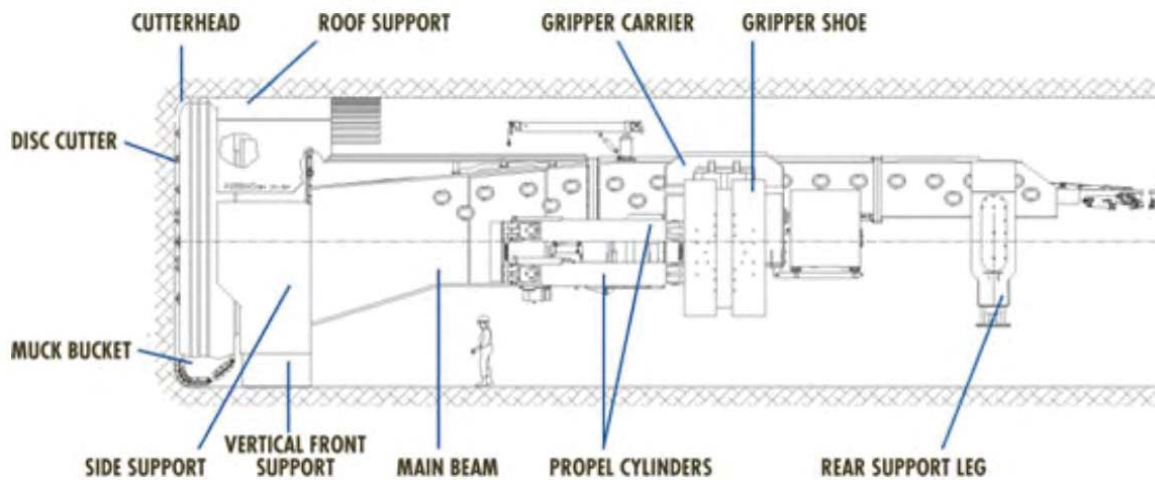


Abbildung 3.25: Hauptbestandteile einer Gripper TBM der Firma Robbins - bei Robbins als *Main Beam TBM* bezeichnet³³

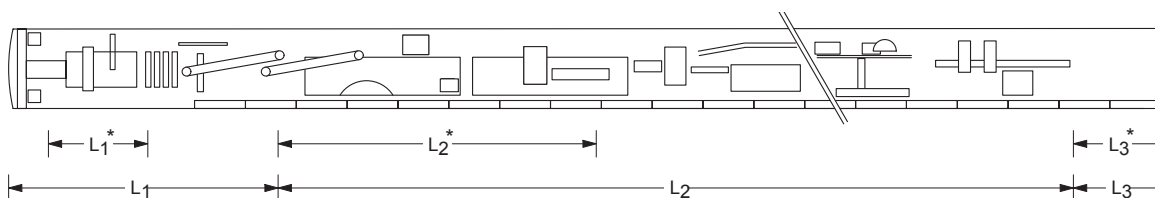


Abbildung 3.26: Bereiche und Arbeitszonen bei TBM Vortrieben im Fels ohne Tübbingausbau³⁴

- L1 - Maschinenbereich
- L2 - Nachläuferbereich
- L3 - rückwärtiger Bereich bis 200m hinter Nachläufer
- * - mögliche Arbeitszonen zur Ausbruchsicherung in den jeweiligen Bereichen

- L1 - Maschinenbereich
- L2 - Nachläuferbereich
- L3 - rückwärtiger Bereich bis 200m hinter Nachläufer

Der Einbau benötigter Sicherungsmitteln kann erst im L1* Bereich erfolgen (vergleiche Abbildung 2.10). Die dazu erforderlichen Geräte müssen bereits bei der Konfiguration der TBM berücksichtigt werden, da eine nachträgliche Adaption gar nicht oder nur unter extrem schwierigen Bedingungen möglich ist. Bevorzugt werden im L1* Bereich kurze sofort belastbare Reib- oder Spreizanker, Bewehrungsmatten und -netze sowie Ausbaubögen aus Stahl eingebaut.

Der Einbau erfolgt während des Bohrhubes, parallel zu den Vortriebsarbeiten. Die Prozesse können bei entsprechenden Voraussetzungen automatisiert bzw. teilautomatisiert erfolgen. Um eine übermäßige Verschmutzung sensibler Maschinenteile zu vermeiden, und da

³⁴Anagnostou und Ehrbar, 2013, Seite 33

3 Bauverfahren zum Hohlraumbau bei alpinen Pumpspeicherwerken

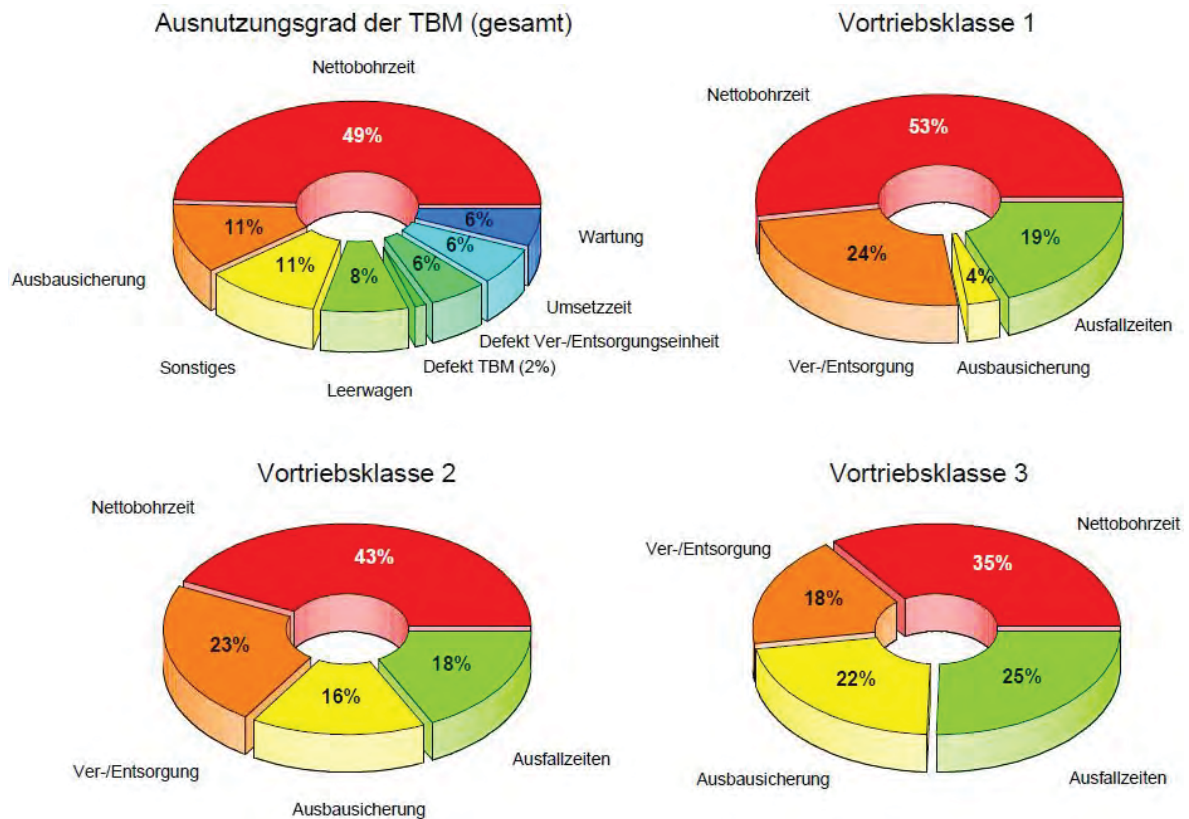


Abbildung 3.27: Ausnutzungsgrad einer Gripper TBM beim Auffahren eines Erkundungstollens in Abhängigkeit der angetroffenen Vortriebsklasse³⁶

frischer Spritzbeton im Ulmenbereich bei Verspannung der Gripperplatten zerstört werden würde, sollte, falls möglich, die Applikation von Spritzbeton erst im L2* oder L3* Bereich stattfinden. Eine radiale Systemankerung kann aus geometrischen Gründen erst im L2* oder L3* Bereich erfolgen.

Die erzielbare Vortriebsleistung hängt, ähnlich dem zyklischen Vortrieb, sehr stark von der angetroffenen Vortriebsklasse ab. Abbildung 3.27 zeigt die Ausnutzungsgrade einer Gripper TBM, in Abhängigkeit der angetroffenen Vortriebsklasse, die zum Auffahren eines Erkundungstollens verwendet wurde. Daraus ist ersichtlich das mit steigender Vortriebsklasse die zur Ausbruchssicherung benötigte Zeit im Verhältnis zur Nettobohrzeit stark ansteigt. Im genannten Beispiel wurden in 66 Vortriebstagen 2.820 m Stollen mit einem Ausbruchsdurchmesser von 3,60 m aufgefahren. Dabei wurde eine durchschnittliche Tagesleistung von 43,38 m und eine Tageshöchstleistung von 83,60 m erzielt.³⁵

Bei ungünstigen Gebirgsverhältnissen kann die zum Einbau der Ausbausicherung erforderliche Zeit die Nettobohrzeit weit übersteigen (siehe Abbildung 1.7). Die daraus entstehenden Vortriebsstillstände wirken sich wiederum direkt auf die Vortriebsleistung aus.

³⁵Thuro und Brodbeck, 1998.

³⁶Thuro und Brodbeck, 1998, Seite 3

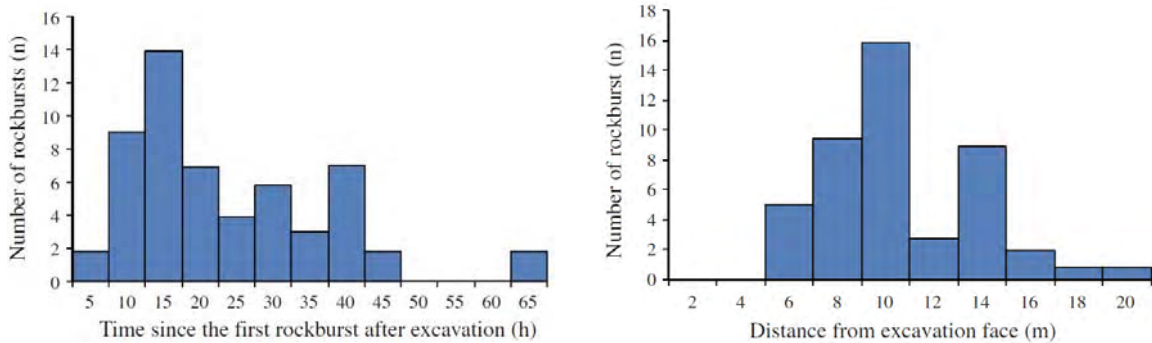


Abbildung 3.28: Auftreten von Bergschlägen (*rock burst*) bei der Errichtung des *Jinping II Hydro Power Project* in China³⁸

linke Grafik: Häufigkeit von Bergschlagereignissen in Abhängigkeit der Zeit seit dem Ausbruch
 rechte Grafik: Häufigkeit von Bergschlagereignissen in Abhängigkeit des Abstandes zur Ortsbrust

Sprödes Gebirge kann in Kombination mit einem hohen Spannungszustand zum plötzlichen Gebirgsversagen, dem sogenannten Bergschlag führen. Vor allem beim Vortrieb mit Tunnelvortriebsmaschinen treten diese Phänomene erst zeitversetzt, mit Abstand zur Ortsbrust auf (siehe Abbildung 3.28). Neben der großen Gefahr für die Sicherheit der Vortriebsmannschaft kann sprödes Gebirgsverhalten, wie in Abbildung 3.29 zu sehen, auch zur Blockade der TBM führen. Beim *Jinping II Hydro Power Project* musste zum Abbau des hohen Spannungsniveaus durch die bis zu 2.500 m hohe Überlagerung, ein Pilotstollen zyklisch vorgetrieben werden. Dieser konnte im Anschluss mit einer TBM erweitert werden.³⁷

3.3.2 Doppelschildmaschine (Teleskopschild)

Eine besondere Bauform stellen sogenannte Doppelschildmaschinen (DSM) dar. Ihr Einsatz erfolgt bevorzugt in Gebirgen die zu Nachbrüchen neigen und daher einen erhöhten Sicherungsaufwand erfordern. Die Doppelschildmaschine stellt eine Kombination aus Gripper TBM und Schildmaschine dar. In der Abbildungen 3.30 sind die wesentlichen Bauteile einer DSM der Firma Robbins zu sehen.

Im standfesten Gebirge erfolgt der Vortrieb analog einer Gripper TBM durch verspannen der Gripper gegen das Gebirge. Wenn es die Gebirgsverhältnisse zulassen kann auf den Einbau einer Ausbruchsicherung oder Tübbingauskleidung verzichtet werden. Meist wird jedoch im Schutz des Schildschwanzes während des Bohrhubes eine Schale aus Betonfertigteilen (Tübbing) eingebaut. Dabei dient der Teleskopschild dem Längenausgleich zwischen

³⁷Zhang u. a., 2012, Seite 289 - 309.

³⁸Shan und Yan, 2010

³⁹Zhang u. a., 2012, Seite 296

⁴⁰The Robbins Company, 2015a

3 Bauverfahren zum Hohlraumbau bei alpinen Pumpspeicherwerken

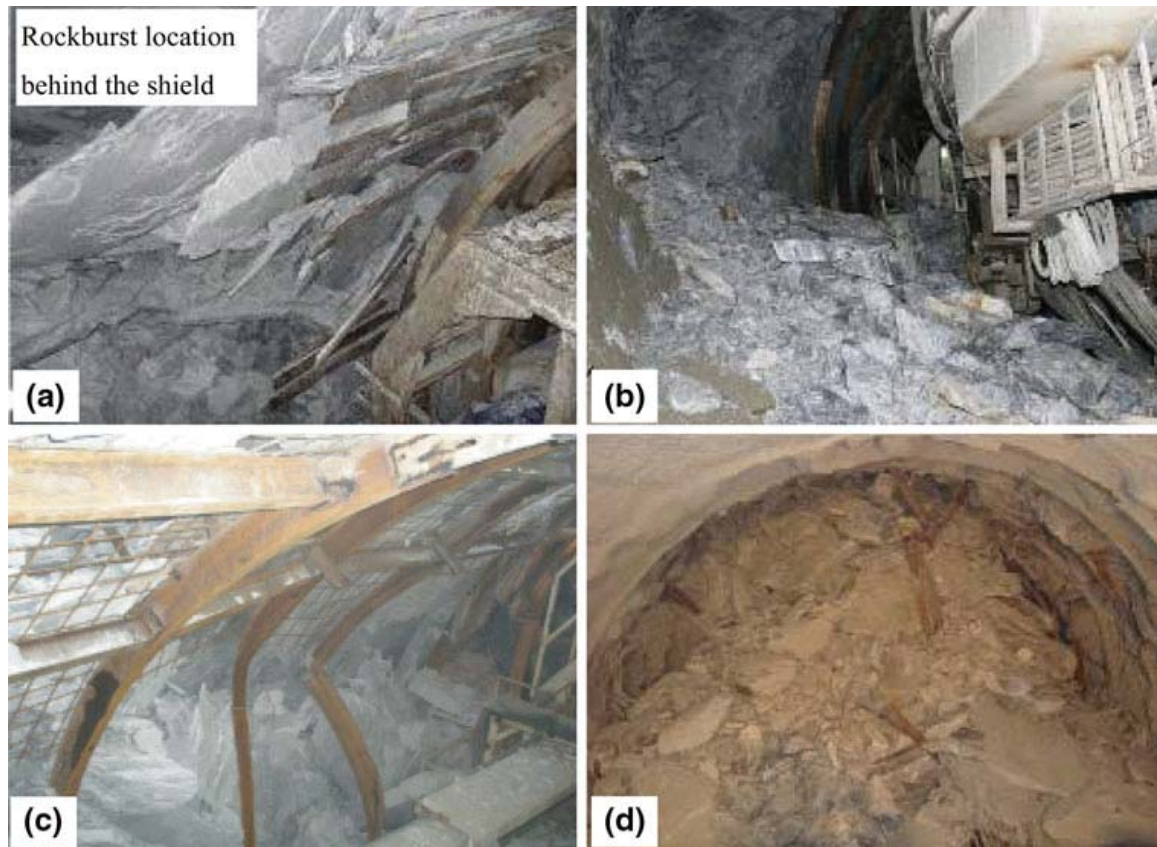


Abbildung 3.29: Exemplarische Bergschlagereignisse (*rock burst*) bei der Errichtung des vorlaufenden Drainagestollens zur Errichtung der Druckstollen des *Jinping II Hydro Power Project* in China zwischen August 2008 und November 2009³⁹

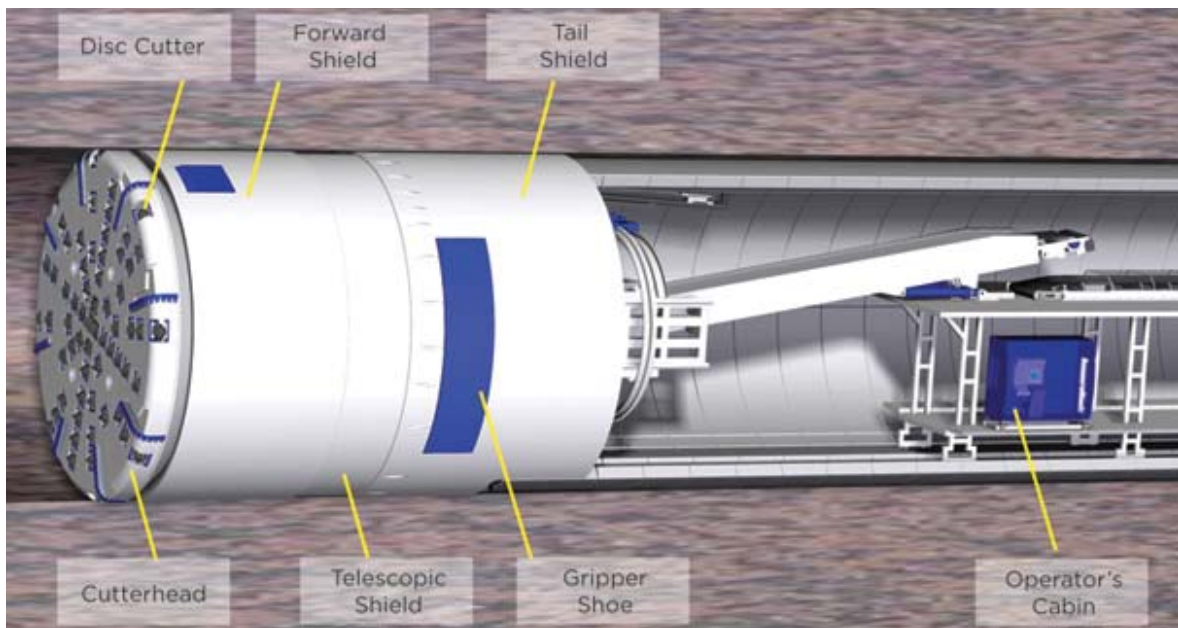


Abbildung 3.30: Hauptbestandteile einer Doppelschildmaschine (DSM) der Firma Robbins ¹ ⁴⁰

Maschinenschild und der Grippereinrichtung mit Schwanzschild. Durch die vollständige Entkoppelung von Vortriebs- und Sicherungsarbeiten sind in diesem Betriebsmodus höchste Vortriebsleistungen möglich.

Kann das umliegende Gebirge die zum Vortrieb notwendige Verspannkraft nicht aufnehmen, so ist eine Abstützung der Vortriebszylinder auf die Tübbingauskleidung möglich. Die Montage der Tübbinge erfolgt wie in der Abbildung 3.31 dargestellt durch einen um 360 Grad drehbaren Erektor. Der zwischen Tübbingschale und Ausbruchslaibung verbleibende Ringspalt kann mit eingblasenem Perlkies oder Mörtel gefüllt werden.

Zur Erkundung des Gebirges vor der Ortsbrust können zusätzliche Bohrgeräte eingesetzt werden. Über diese Bohrungen kann das Gebirgsverhalten durch entsprechende Injektionen auch verbessert werden. Geometriebedingt können ungesteuerte Bohrungen nur Bereiche weit von der Tunnelachse entfernt erreichen. Durch gesteuerte Bohrsysteme können Bohrlochabweichungen minimiert, und der Abstand zur Tunnelachse aktiv verringert werden (siehe Abbildung 3.32).

Durch den im Verhältnis zu Gripper TBM sehr langen Schildmantel einer DSM besteht beim Auftreten von Gebirgskonvergenzen die Gefahr des Blockierens der DSM. Im nicht druckhaften Gebirge behindern meist Nachbrüche im Bereich des Teleskopschildes das Nachziehen des Gripperschildes und können so zum Stillstand der DSM führen. Druckhaftes Gebirgsverhalten kann durch die erhöhte Reibung am Schildmantel zum Steckenbleiben der DSM führen. Mögliche Gegenmaßnahmen sind ein entsprechender Überschnitt (Vergrößerung des

⁴¹The Robbins Company, 2015a

⁴²Kogler und Krenn, 2014, Seite 532

3 Bauverfahren zum Hohlraumbau bei alpinen Pumpspeicherwerken

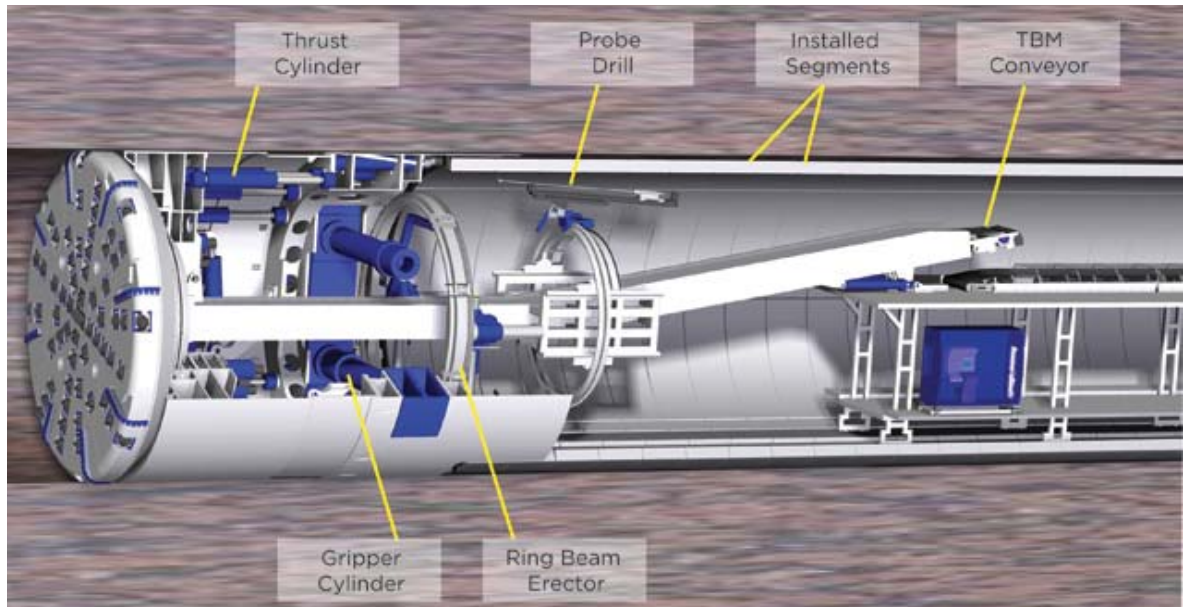


Abbildung 3.31: Hauptbestandteile einer Doppelschildmaschine (DSM) der Firma Robbins ²⁴¹

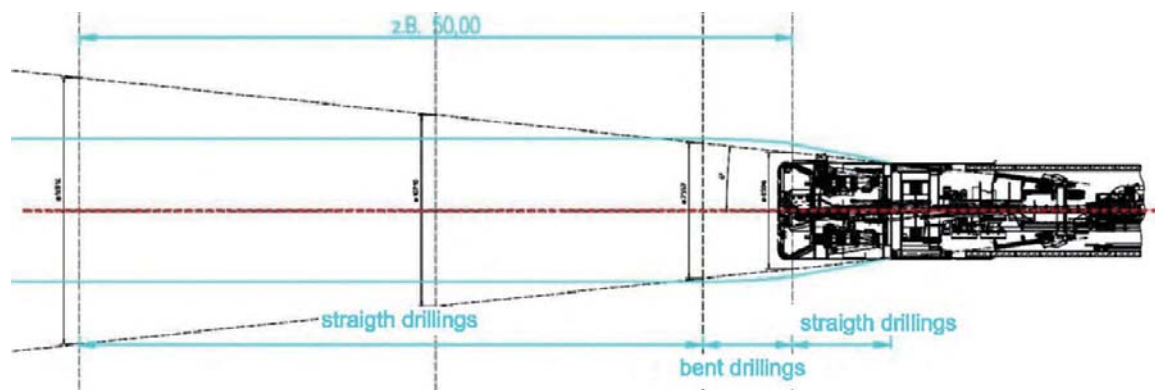


Abbildung 3.32: Abstand von ungesteuerter und gesteuerter Erkundungsbohrung zur Tunnelachse⁴²

Ringspalts) und eine hohe Vortriebsleistung. Voraussetzung dafür ist jedoch ein ständiger Vortrieb ohne Unterbrechungen.⁴³

3.4 Verfahren zum Auffahren von Schächten im Festgestein

Zum Auffahren von Schächten für Pumpspeicherwerke werden in Abhängigkeit der Rahmenbedingungen im Wesentlichen die nachfolgenden Bauverfahren eingesetzt:

- Zyklische Schachtbauverfahren
 - Zyklisches Teufen vom Schachtkopf
 - * im Vollprofil
 - * mit Nachriss
 - Zyklisches Auffahren vom Schachtfuß (*Alimak Verfahren*)
 - * im Vollprofil
 - * mit Nachriss
- kontinuierliche Schachtbauverfahren
 - Auffahren mit Gripper TBM vom Schachtfuß
 - Auffahren mit Doppelschildmaschine vom Schachtfuß
- Raise - Boring Verfahren
 - Pilotbohrung, anschließende Aufweitungsbohrung
 - Pilotbohrung, anschließende Aufweitungsbohrung, nachfolgende zyklische Vergrößerung des Ausbruchsquerschnitts
 - Pilotbohrung, anschließende Aufweitungsbohrung, nachfolgende gestängelose Aufweitungsbohrung

Prinzipiell können Schächte sowohl im zyklischen als auch kontinuierlichen Vortrieb aufgefahren werden.

Im zyklischen Vortrieb können Schächte sowohl vom Schachtfuß fallend abgeteuft (siehe Abschnitt 3.4.1), als auch vom Schachtkopf aus steigend (siehe Abschnitt 3.4.2) aufgefahren werden. Die zyklischen Verfahren eignen sich prinzipiell für alle Schachtneigungen und werden in den zuvor genannten Abschnitten näher behandelt.

Mit Gripper TBM und Doppelschildmaschinen können Schächte bis zu einer Neigung von ca. 45 Grad gegen die Horizontale vom Schachtfuß aus aufgefahren werden. Besondere Anforderungen werden dabei an die Verspannung und Rückfallsicherung der Vortriebsmaschine gestellt. Dabei muss sowohl die notwendige Vortriebskraft auf die Rollenmeissel aufgebracht werden als auch das Zurückrutschen der Vortriebsinstallation mit den angehängten Nachläufern verhindert werden.

Beim 45 Grad geneigten Druckschacht des Projektes Limberg II betrug das Gewicht der Vortriebsmaschine ca. 560 Tonnen.⁴⁴ Die Montage der Gripper TBM für das Auffahren des

⁴³Maidl u. a., 2013, Seite 212.

⁴⁴Rowa Tunneling Logistics AG und Messerli, 2007, Seite 4.

3 Bauverfahren zum Hohlraumbau bei alpinen Pumpspeicherwerken



Abbildung 3.33: Montage der Gripper TBM am Schachtfuß für das Auffahren des 38,7 Grad geneigten Druckschachtes des PSW Kops II⁴⁵

38,7 Grad geneigten Druckschachtes des PSW Kops II ist in Abbildung 3.33 ersichtlich. Die Ausbruchssicherung kann wie in den Abschnitten 3.3.1 und 3.3.2 erläutert ausgeführt werden.

Bei einem Vortrieb des Schachtes mittels Doppelschildmaschine und Tübbingauskleidung über die gesamte Länge des Schachtes dient die Tübbingauskleidung gleichzeitig als Rückfallsicherung der DSM (siehe Abbildung 3.34).

Wenn sowohl der Schachtfuß als auch der Schachtkopf zugänglich sind kann auch das ursprünglich aus dem Bergbau stammende *Raiseboring Verfahren* eingesetzt werden. Im Abschnitt 3.4.3 wird näher auf dieses Bauverfahren eingegangen.

Von Vigl wurden, wie in Abbildung 3.35 zu sehen, die gängigen mechanischen (kontinuierlichen) Vortriebsverfahren auf ihre prinzipielle Anwendbarkeit in Abhängigkeit des prognostizierten Gebirgsverhaltens nach der ÖGG Richtlinie für geotechnische Planung⁴⁷ hin, dargestellt.

3.4.1 Zyklisches Teufen vom Schachtkopf

Beim Abteufen eines Schachtes im Festgestein vom Schachtkopf aus können die Sprenglöcher vertikal bzw. leicht nach außen geneigt von oben nach unten abgebohrt und geladen werden.

⁴⁵Vorarlberger Illwerke AG, März 2005, Seite 1

⁴⁶Vigl, WS 2014-15 12.02. - 13.03.2015(b), Folie 8

⁴⁷Österreichische Gesellschaft für Geomechanik, 2008.

⁴⁸Vigl, 2015, Seite 26

3.4 Verfahren zum Auffahren von Schächten im Festgestein

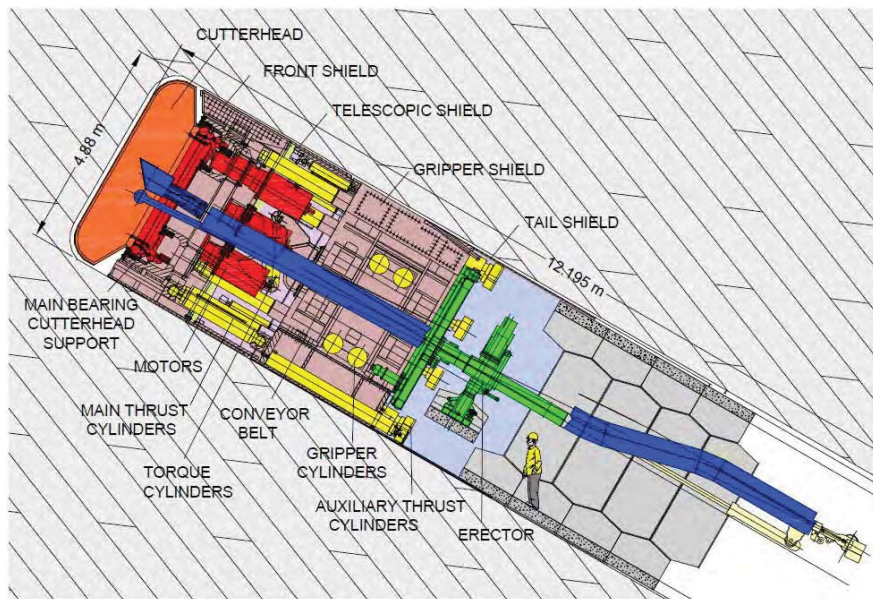


Abbildung 3.34: Rückfallsicherung einer Doppelschildmaschine beim Ausbruch eines Schachtes durch Formschluss mit der Tübbingauskleidung⁴⁶

Die Anordnung der Bohrlöcher und Zünderstufen erfolgt ähnlich dem Stollenvortrieb (siehe Abbildung 3.10). Vor dem Abtun der Sprengung muss das Personal aus dem Schacht ausfahren und kann erst nach erfolgter Bewetterung wieder in den Schacht einfahren. Das gesprengte Ausbruchsmaterial wird an der Schachtsohle in Transportkübel geladen (siehe Abbildung 3.36), an den Schachtkopf transportiert und dort zur weiteren Schutterung umgeladen.

Der Transport von Personal, Gerät, Material und Ausbruchsmaterial wird über Winden und/oder Krane am Schachtkopf abgewickelt. Verläuft die Schachtachse nicht vertikal sind Sonderkonstruktionen zum Befahren des Schachtes notwendig.

Spritzbeton, Anker, Ausbaubögen oder Fertigteile können zur primären Sicherung der Schachtlauflänge eingebaut werden. Zutretendes Bergwasser sammelt sich an der Schachtsohle und muss im Rahmen der Wasserhaltung abgepumpt werden. Eine Verbesserung des Gebirgsverhaltens und eine Verringerung von Wasserzutritten ist mit vorausgehenden Injektionen oder Vereisungen möglich.

Mit steigender Schachttiefe sinkt die Teufleistung aufgrund der länger werdenden Seilfahrt deutlich ab, wobei vor allem die Schutterung des Ausbruchsmaterials sehr zeitaufwendig ist. In Abbildung 3.37 ist der 12,5 h dauernde Arbeitszyklus für das Abteufen eines Schachtes im Bergbau exemplarisch dargestellt.

Bei größeren Schachttiefen werden deshalb speziell konstruierte Schachtarbeitsbühnen eingesetzt die ein paralleles Arbeiten auf mehreren Ebenen ermöglichen. Ein Beispiel dafür

⁴⁹Boylan, 2012

⁵⁰eigene Darstellung - Daten aus: Grieves, 1996, Seite 193 Table 10-1

3 Bauverfahren zum Hohlraumbau bei alpinen Pumpspeicherwerken

Proposed rock mass behavior	Inclined shafts TBM o (30-45°)	Inclined shafts TBM DS (30-40°)	Inclined shafts RB (> 45°)	Vertical RB (90°)
Stable rock mass, potential of small local gravity induced sliding of blocks	well suitable, little support required, fall-back protection efficient	well suitable, no segmental lining required	pilot drill hole and enlargement without problems	pilot drill hole and enlargement without problems
Stable with the potential of discontinuity controlled block fall	well suitable, support measures with increased efforts	well suitable, increasing benefit of segmental lining	pilot drill hole without problems, enlargement with probable problems	pilot drill hole and enlargement without problems
Shallow shear failure	well suitable, support measures with increased efforts; fall-back protection with increasing problems	well suitable, increasing benefit of segmental lining	pilot drill hole and enlargement with probable problems	pilot drill hole and enlargement with probable problems
Deep seated shear failure	difficult support measures with highly increased efforts; fall-back protection with big problems	difficult excavation, with probably additional and special measures, danger for trapping of shield; advantages of segmental lining	pilot drill hole difficult or not feasible; too big risk for enlargement without support	pilot drill hole difficult or not feasible; big risk for enlargement without support
Rock burst and Buckling failure	huge support required	well suitable, increasing benefit of segmental lining	no negative impact	no negative impact
Shear failure under low confining pressure	requires for extensive support in advance	requires for extensive support in advance	too big risk for enlargement without support	can become a no go criterion regarding shaft walls
Ravelling ground and Flowing ground	difficult support measures with highly increased efforts; fall-back protection with big problems	difficult excavation, with probably additional and special measures; advantages of segmental lining	pilot drill hole difficult or not feasible; too big risk for enlargement without support	pilot drill hole difficult or not feasible; big risk for enlargement without support
Swelling	very little negative impact	very little negative impact	can lead to a relevant increase of the friction upon the drilling rod	can lead to a relevant increase of the friction upon the drilling rod

Abbildung 3.35: Qualitative Bewertung von mechanischen (kontinuierlichen) Schachtvortriebsverfahren in Abhängigkeit des Gebirgsverhaltens:⁴⁸

Grün: Verfahren ist voraussichtlich mit gutem Erfolg einsetzbar

Orange: Verfahren ist voraussichtlich mit erheblichen Schwierigkeiten einsetzbar

Rot: Verfahren stößt voraussichtlich an die Grenzen seiner Anwendbarkeit

3.4 Verfahren zum Auffahren von Schächten im Festgestein



Abbildung 3.36: Schutterung an der Schachtsohle beim zyklischen Abteufen eines Schachtes im Festgestein⁴⁹

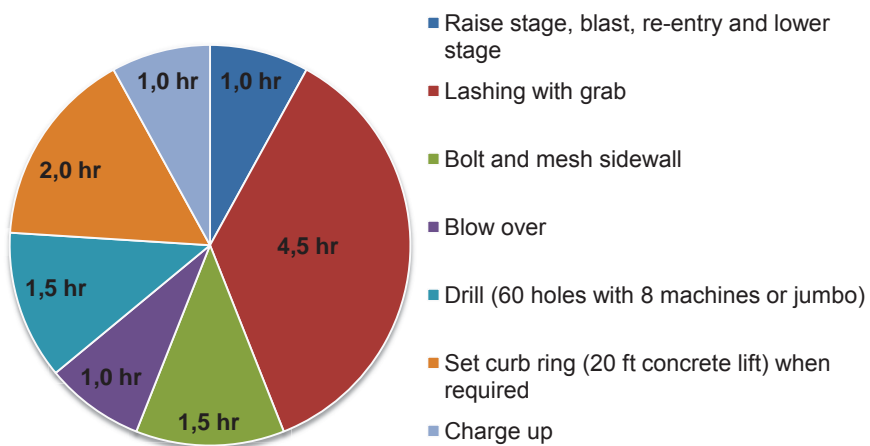


Abbildung 3.37: 12,5 stündiger Arbeitszyklus beim Abteufen eines Schachtes vom Schachtkopf⁵⁰

3 Bauverfahren zum Hohlraumbau bei alpinen Pumpspeicherwerken



Abbildung 3.38: Schachtabteufeinheit zum Abteufen des 42 Grad geneigten Druckschachtes des PSW Reisseck II - in Bildmitte ist die in Schienen geführte Schutterlore zu sehen⁵¹

ist die in Abbildung 3.38 dargestellte Konstruktion die zum Abteufen des 42 Grad geneigten Druckschachtes des PSW Reisseck II eingesetzt wurde.

3.4.2 Zyklisches Auffahren vom Schachtfuß

Besteht ein Zugang zum Schachtfuß eines aufzufahrenden Schachtes so ist es alternativ auch möglich, diesen steigend vom Schachtfuß aus aufzufahren. Wesentlicher Vorteil dieser Methode ist die einfache Schutterung und Wasserhaltung durch die Schwerkraft. Der Zugang zur Ortsbrust erfolgt dabei über eine selbst kletternde Arbeitsplattform. Als Bezeichnung hat sich dafür *Alimak Verfahren* etabliert, nach dem schwedischen Hersteller der Plattform und Klettereinrichtung. In der Abbildung 3.39 ist der Arbeitsablauf zum steigenden Auffahren eines Schachtes abgebildet.

Ein großer Nachteil dieser Methode ist, dass lediglich leichte Bohrhämmer und Werkzeuge eingesetzt werden können. Naturgemäß müssen alle Arbeiten über Kopf ausgeführt werden. Die Arbeiten zum Auffahren eines 55 Grad geneigten Schachtes im Rahmen des Projektes *KWO plus* sind in der Abbildung 3.40 zu sehen.

Die primäre Ausbruchssicherung kann gleich wie beim Abteufen eines Schachtes erfolgen. Ist der Einbau einer Ausbruchssicherung notwendig sinkt die Vortriebsleistung rapide ab

⁵¹Schorn, 2013

⁵²Gasser Felstechnik AG, Frühling 2015, Seite 4

⁵³Gasser Felstechnik AG, Frühling 2015, Seite 5

3.4 Verfahren zum Auffahren von Schächten im Festgestein

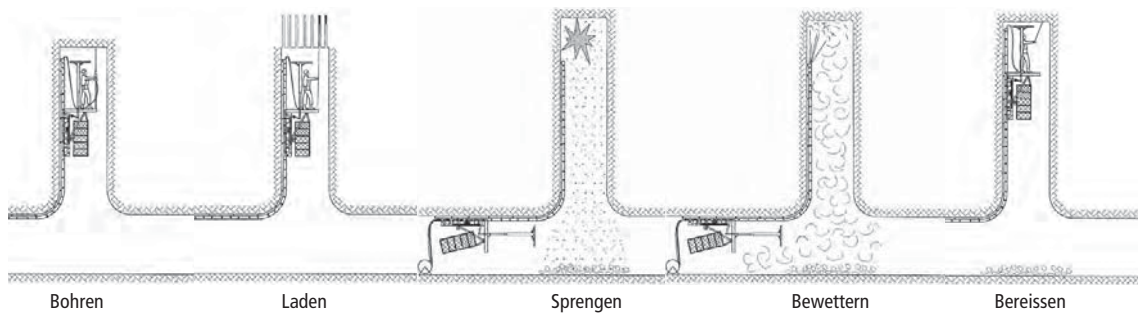


Abbildung 3.39: Schematischer Arbeitsablauf beim Alimak Verfahren zum steigenden Auffahren eines Schachtes vom Schachtfuß aus⁵²



Abbildung 3.40: Arbeiten zum Auffahren eines 55 Grad geneigten Schachtes im Rahmen des Projektes KWO plus mittels Alimak Verfahren⁵³

3 Bauverfahren zum Hohlraumbau bei alpinen Pumpspeicherwerken



Abbildung 3.41: Alimak Arbeitsbühne am Schachtfuß beim Einfahren in einen Schacht unter sehr beengten Platzverhältnissen⁵⁴

da, wie in Abbildung 3.41 zu sehen, der Transport von Personal, Gerät und Material sehr aufwändig ist.

Zur Herstellung von Schächten mit größerem Durchmesser wird häufig eine Kombination aus dem Auffahren vom Schachtfuß und anschließendem Abteufen vom Schachtkopf aus angewandt. Dabei wird ein Pilotschacht mit kleinem Durchmesser (2-3m) vom Schachtfuß steigend bis zum Schachtkopf vorgetrieben. Anschließend wird dieser vom Schachtkopf aus auf den endgültigen Durchmesser hin sprengtechnisch aufgeweitet. Der vorab hergestellte Pilotschacht dient der Entwässerung und der einfachen Schutterung mittels Schwerkraft. Das Ausbruchsmaterial wird vom Fuß des Pilotschachtes aus abgefahren. Das Abbohren und Laden der Sprenglöcher zur Schachtaufweitung kann mit leistungsfähigen Bohrgeräten an der Schachtsohle erfolgen.

Ein 58 m hoher Lotschacht im Triebwasserweg des PSW Limberg II wurde beispielsweise nach dieser Methode hergestellt. Zuerst wurde im Alimak Verfahren ein Pilotschacht mit 3,5 m Durchmesser vom Schachtfuß her steigend aufgefahren. Anschliessend erfolgte vom Schachtkopf aus im Nachriss die sprengtechnische Aufweitung auf den endgültigen Ausbruchsdurchmesser von 7 m.⁵⁵

⁵⁴AUSTRALIAN CONTRACT MINING PTY LTD, 2014

⁵⁵Schorn, 2009, Seite 57.

3.4 Verfahren zum Auffahren von Schächten im Festgestein

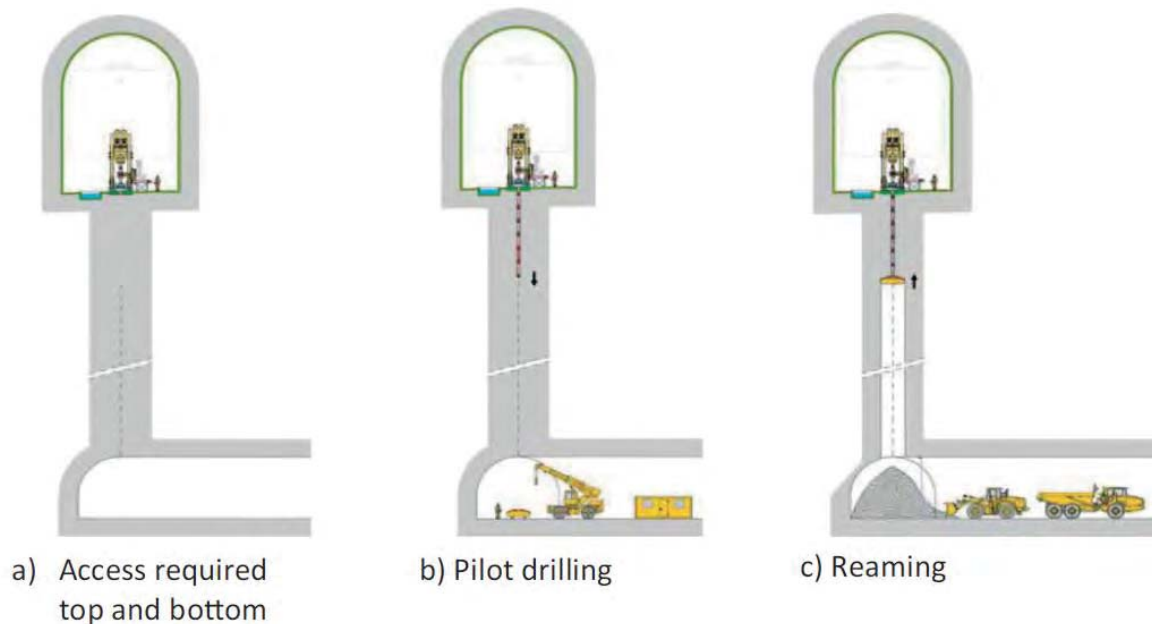


Abbildung 3.42: Schematische Arbeitsschritte beim Auffahren eines Schachtes im Raise Boring Verfahren⁵⁷

3.4.3 Raise Boring Verfahren

Der Abschnitt 3.4.3 basiert, sofern nicht anders gekennzeichnet, auf dem Beitrag *“Basic considerations and practical experience with the boring of deep shafts by the raise boring process”* von Stakne.⁵⁶

Das Raise Boring Verfahren ist ein rein mechanisches Ausbruchsverfahren und kann in zwei Arbeitsschritte unterteilt werden. Eine Pilotbohrung mit Durchmesser im Dezimeter Bereich, und die anschließende Aufweitbohrung auf den gewünschten Ausbruchsdurchmesser. Grundsätzlich muss für die Anwendbarkeit des Raise Boring Verfahrens sowohl der Schachtkopf als auch der Schachtfuß zugänglich sein.

Im ersten Schritt wird vom Schachtkopf aus eine Pilotbohrung an den Schachtfuß abgeteuft. Anschliessend wird am Schachtfuß die Pilotbohrkrone gegen eine Aufweitbohrkrone ausgetauscht, und diese unter gleichzeitiger Rotation nach oben gezogen. Das entstehende Bohrklein fällt nach unten und kann am Schachtfuß abtransportiert werden. Die Arbeitsschritte des Raise Boring Verfahrens werden in Abbildung 3.42 schematisch dargestellt.

Moderne Raise Boring Geräte sind selbstfahrend auf einem Raupenfahrwerk mit Verbrennungsmotor montiert. Die Anfahrt und Ausrichtung am Bohrpunkt (späterer Schachtkopf) bedarf dabei keiner zusätzlichen Geräte. Am Schachtkopf ist ein Bohrplatz mit vorbereiteten Fundamenten und einer Fläche von ca. 6 x 10 m für die Installation der Raise Boring Anlage erforderlich (siehe Abbildung 3.43)

⁵⁶Stakne, 2015, Seite 50-59.

⁵⁷Stakne, 2015, Seite 53

3 Bauverfahren zum Hohlraumbau bei alpinen Pumpspeicherwerken



Abbildung 3.43: Raise Boring Anlage am Schachtkopf⁵⁸

linke Abbildung: Raise Boring Gerät mit Gestängemanipulator

rechte Abbildung: Baustelleneinrichtung einer Raise Boring Anlage am Schachtkopf

Der Bedarf an Lagerfläche für das Bohrgestänge hängt von der Tiefe des zu bohrenden Schachtes ab. Der Antrieb der gesamten Bohranlage erfolgt elektrisch oder elektrohydraulisch über Nebenaggregate. Ohne Fundamentherstellung sind für die gesamte Baustelleneinrichtung einer Raise Boring Anlage bis zum Beginn der Pilotbohrung lediglich 5-7 Tage zu veranschlagen.

Herstellen der Pilotbohrung

Das Abteufen der Pilotbohrung erfolgt im drehenden Bohrverfahren. Durch das große Eigengewicht des Bohrgestänges muss lediglich am Beginn der Pilotbohrung Druck vom Raise Boring Rig auf das Bohrgestänge und die Pilotkrone aufgebracht werden. Während des überwiegenden Teils der Bohrung muss der Bohrstrang vom Raise Boring Gerät auf Zug gehalten werden um die Rollenlager der Bohrkrone nicht zu überbeanspruchen.

Die Firma Sandvik empfiehlt die nachfolgenden Parameter für die Herstellung der Pilotbohrung:⁵⁹

- Anpressdruck: max. 3,0 to / Zoll Durchmesser der Pilotbohrkrone
- Rotation: max. 60 RPM

In Abhängigkeit des zu durchörternden Gebirges können unterschiedliche Pilotbohrkronen eingesetzt werden. In Abbildung 3.44 sind verschiedene Bohrkronen der Firma Sandvik zu sehen. Sandvik bietet serienmäßig Pilot Bohrkronen mit einem Durchmesser von 9 bis 15 Zoll (229 - 381 mm) an. Die Pilotbohrung für das Auffahren des 450 m tiefen Druckschachtes

⁵⁸EDILMAC DEI FRATELLI MACCABELLI S.r.l., 2015

⁵⁹Sandvik Mining and Construction Tools AB, 2015, Seite 6.

3.4 Verfahren zum Auffahren von Schächten im Festgestein



Abbildung 3.44: Pilotbohrkronen der Firma Sandvik (Durchmesser 9-15 Zoll)⁶¹

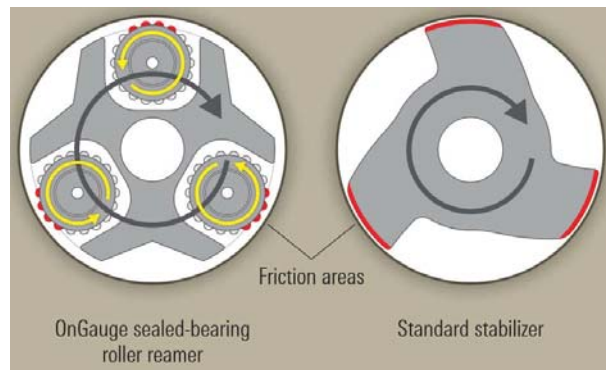


Abbildung 3.45: Roller Reamer der Firma Schlumberger zur Stabilisierung des Bohrstrangs und Sicherung der Maßhaltigkeit des Bohrdurchmessers⁶²

des PSW Feldsee (siehe Abbildung 1.24) hatte einen Durchmesser von 13 3/4 Zoll (34,9 cm).⁶⁰

Da das Bohrgestänge während des Aufweitvorganges am stärksten beansprucht wird richtet sich die Wahl des erforderlichen Bohrgestänges nach dem Durchmesser der anschließenden Aufweitungsbohrung. Der Durchmesser des Bohrgestänges liegt um 1 - 2 Zoll unter dem Durchmesser der Pilotbohrkrone. Um den Bohrstrang im Bohrloch zum stabilisieren und Richtungsabweichungen zu minimieren werden in den Bohrstrang in gewissen Abständen Stabilisatoren eingebaut. Der Durchmesser ist gleich dem Durchmesser der Pilotbohrkrone. Um die Maßhaltigkeit des Bohrdurchmessers auch bei verschleißender Pilotbohrkrone zu gewährleisten und gleichzeitig die Reibung zu minimieren, kann anstelle eines Stabilisators auch ein *Roller Reamer* (siehe Abbildung 3.45) in den Bohrstrang eingebaut werden.

⁶⁰Binder u. a., 2014a, Seite 105.

⁶¹Sandvik Construction, 2015

⁶²Schlumberger Limited, 2014

3 Bauverfahren zum Hohlraumbau bei alpinen Pumpspeicherwerken



Abbildung 3.46: Bohrgestänge und Gestängemanipulator bei der Errichtung des Druckschachtes für das PSW Feldsee⁶⁴

Das eigentliche Bohrgestänge besteht aus dickwandigen Bohrrohren die über Schraubgewinde miteinander verbunden werden. Die Länge der einzelnen Bohrstangen beträgt in der Regel 1,50 m. Um die Anzahl der für Bruch anfälligen Gewindeverbindungen zu reduzieren werden bei tieferen Schächten auch Bohrstangen mit bis zu 3,00 m Länge eingesetzt.

Aufgrund der massiven Ausführung erfolgt die Handhabung der Bohrstangen über integrierte Gestängemanipulatoren. Die Handhabung des Bohrgestänges bei der Herstellung der Pilotbohrung für den Druckschacht des PSW Feldsee ist in Abbildung 3.46 dargestellt. Die verwendeten Bohrstangen hatten eine Länge von 1,50 m und einen Außendurchmesser von 28 cm. Das Gewicht einer Bohrstange betrug 450 kg und des gesamten 450 m langen Bohrstrangs ca. 150 to.⁶³

Der Austrag des Bohrkleins erfolgt durch Flüssigkeits- oder Luftspülung. Den Regelfall stellt die Bohrspülung mit Wasser, über das hohle Bohrgestänge zur Bohrkronen hin, dar. Das entstehende Bohrklein wird über den Ringraum zwischen Bohrgestänge und Bohrlochwandung nach oben befördert. Nicht vollständig von der Bohrlochsohle entferntes Bohrklein lässt die Bohrleistung rapide absinken. Zur besseren Stützung der Bohrlochwandung kann auch eine Stützflüssigkeit (Bentonite oder sogenannter *Drill Mud*) als Bohrspülung eingesetzt werden.

Am Bohrlochmund kann die Spülflüssigkeit über Absetzbecken und Siebe gereinigt und anschließend wieder in den Spülungskreislauf integriert werden. Dem Bohrfortschritt ent-

⁶³Binder u. a., 2014a, Seite 105.

⁶⁴Kärntner Elektrizitäts-Aktiengesellschaft, Juni 2007

3.4 Verfahren zum Auffahren von Schächten im Festgestein

sprechend muss kontinuierlich Bohrspülung zugeführt werden, und die Zirkulation auch während Unterbrechungen aufrechterhalten werden. Die Sedimentation des Bohrkleins im Ringraum kann ansonsten zum Blockieren des Bohrgestänges führen. Sandvik empfiehlt mindestens 800 Liter Wasser / min für einen effizienten Austrag des Bohrkleins.⁶⁵

Treten bei der Herstellung der Pilotbohrung unerwartete Verluste von Bohrspülung auf (Klüfte) oder werden geologische Störzonen angebohrt, so können diese Abschnitte über Injektionen ertüchtigt werden. Dafür ist ein Ausbau des Bohrgestänges erforderlich. Nach dem Aushärten des Injektionsgutes kann die Störungszone mit der Pilotbohrung wieder überbohrt werden.

Naturgemäß werden an die Genauigkeit der Pilotbohrung hohe Anforderungen gestellt. Neben der Notwendigkeit das Zentrum der Schachtfußkaverne aus geometrischen Gründen zu treffen, minimiert ein gerader Verlauf der Pilotbohrung das Biegemoment im Bohrgestänge während des anschließenden Aufweitvorganges. 1982 wurde bei der Errichtung des 587 m tiefen Druckschachtes des Kraftwerks Uttendorf II erstmalig ein *Zielbohrgerät* zur Herstellung der Pilotbohrung eingesetzt. Damit konnte die Bohrlochabweichung auf 0,17 % (ca. 1,00 m) begrenzt werden. Das Zielbohrgerät wird direkt hinter der Pilotbohrkrone angeordnet.

Über den Spülungsstrom sendet und empfängt das selbststeuernde Gerät aktuelle Daten bezüglich Gerätezustand, Lage und Richtung der Bohrung an den Steuerstand der Raise Boring Anlage. Mit modernen Zielbohrgeräten wie dem *Rotary Vertical Drilling System (RVDS)* der Firma MICON können vertikale Pilotbohrungen mit einer Bohrlochabweichung von unter 0,02 % (entspricht 0,10 m Abweichung auf 500 m Bohrtiefe) abgeteuft werden. In Abbildung 3.47 ist der schematische Aufbau eines RVDS und der Eintritt der Pilotbohrung in die Schachtfußkaverne abgebildet. Zur Minimierung der Bohrlochabweichung bei nicht vertikal verlaufenden Bohrungen besteht die Möglichkeit gesteuerte Bohrverfahren aus der Öl- und Gasindustrie (z.B. Bohrturbine etc.) anzuwenden. Diese sind jedoch in der Regel wesentlich zeit- und kostenintensiver.

Eine Alternative zu gesteuerten Pilotbohrungen stellt, bei geringeren Anforderungen an die exakte Lage des Schachtes im Raum, die Herstellung der Schachtfußkaverne im Anschluss an die Pilotbohrung dar. Bei der Herstellung des 53 Grad geneigten Schrägschachtes zur Aufnahme der Druckrohrleitung des Kraftwerk Schattenhalb 3 kam diese Methode zur Anwendung. Der Vortrieb des Zugangsstollens zur Schachtfußkaverne wurde 40 m vom geplanten Zielbohrpunkt für die Pilotbohrung gestoppt. Nachdem die Pilotbohrung bis auf die Endtiefe abgeteuft wurde erfolgte eine Vermessung des Bohrlochverlaufes und der räumlichen Lage des Bohrlochtieftsten. Die restliche Strecke des Zugangsstollens und die Schachtfußkaverne wurden an die exakte Lage der Pilotbohrung angepasst.⁶⁷

Herstellen der Aufweitbohrung

Nachdem die Pilotbohrung die Schachtfußkaverne erreicht hat, kann dort die Pilotbohrkrone und das Zielbohrgerät demontiert, und gegen die Aufweitkrone getauscht werden. In

⁶⁵Sandvik Mining and Construction Tools AB, 2015, Seite 6.

⁶⁶MICON Drilling GmbH, Februar 2015, Seite 3 und 5

⁶⁷Jautze und Gerbig, 2010, Seite 35.

3 Bauverfahren zum Hohlraumbau bei alpinen Pumpspeicherwerken

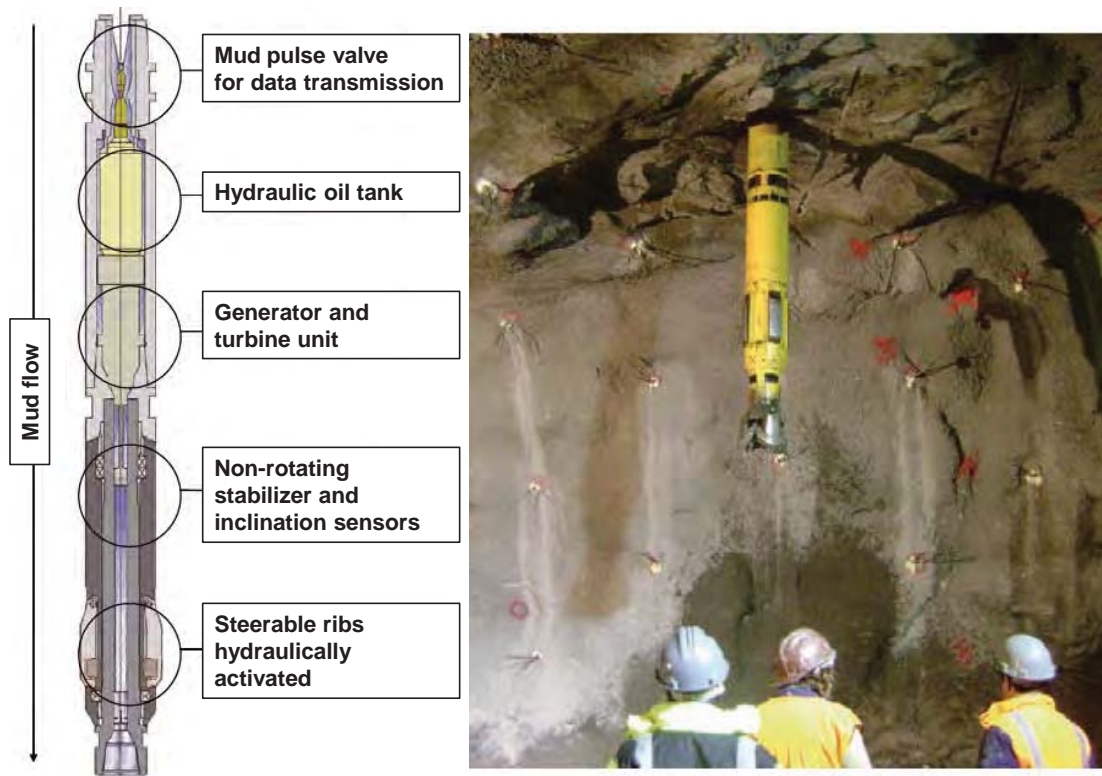


Abbildung 3.47: Modernes Zielbohrgerät *Rotary Vertical Drilling System (RVDS)* für vertikale Pilotbohrungen der Firma MICON⁶⁶
linke Abbildung: schematischer Aufbau des RVDS Zielbohrgerätes
rechte Abbildung: Eintritt der gesteuerten Pilotbohrung in die Schachtfußkaverne

3.4 Verfahren zum Auffahren von Schächten im Festgestein



Abbildung 3.48: Aufweitkrone mit einem Ausbruchsdurchmesser von 3,05 für die Herstellung eines 53 Grad geneigten Schrägschachtes zur Aufnahme der Druckrohrleitung beim KW Schattenhalb 3⁶⁸

linkes Bild: Transport der Aufweitkrone zur Schachtfußkaverne

rechtes Bild: Bergung der Aufweitkrone nach dem Aufweitvorgang und der vorherigen Demontage des Raise Bore Geräts am Schachtkopf

Abbildung 3.48 ist im linken Bild der Transport einer Aufweitkrone mit Durchmesser von 3,05 m zur Schachtfußkaverne beim Kraftwerk *Schattenhalb 3* zu sehen.

Das Bohrgestänge der Pilotbohrung überträgt die Zugkraft und das Drehmoment vom Raise Boring Gerät auf die Aufweitkrone. Die Aufweitkrone wird unter langsamer Rotation gegen die Firste der Schachtfußkaverne gezogen. Um Drehmomentspitzen zu vermeiden sollte die Anschneidfläche (=Kavernenfirste) möglichst eben ausgebildet sein. Moderne leistungsfähige Raise Boring Maschinen können eine Zugkraft von ca. 1.600 to und Drehmomente von ca. 1.100 kNm aufbringen.

Analog zur Herstellung der Pilotbohrung gibt es eine Empfehlung der Firma Sandvik zum maximalen Anpressdruck und der maximalen Umdrehungszahl bei der Aufweitbohrung.⁶⁹

- Anpressdruck: max. 27 to / Meissel
- Rotation: maximal siehe Abbildung 3.49

Die Bestückung der Aufweitkrone mit Meisseln erfolgt in Abhängigkeit des anstehenden Gebirges in unterschiedlicher Anzahl und mit variablem Neigungswinkel.

Die bei der Herstellung des Druckschachtes des PSW Feldsee verwendete Aufweitkrone mit einem Durchmesser von 3,68 m war mit 18 Warzenmeissel bestückt. Das Gewicht der Aufweitkrone betrug inklusive Meissel ca. 18 to.⁷¹

⁶⁸Jautze und Gerbig, 2010, Seite 35

⁶⁹Sandvik Mining and Construction Tools AB, 2015, Seite 5.

⁷⁰Sandvik Mining and Construction Tools AB, 2015, Seite 5

⁷¹Binder u. a., 2014a, Seite 105.

3 Bauverfahren zum Hohlraumbau bei alpinen Pumpspeicherwerken

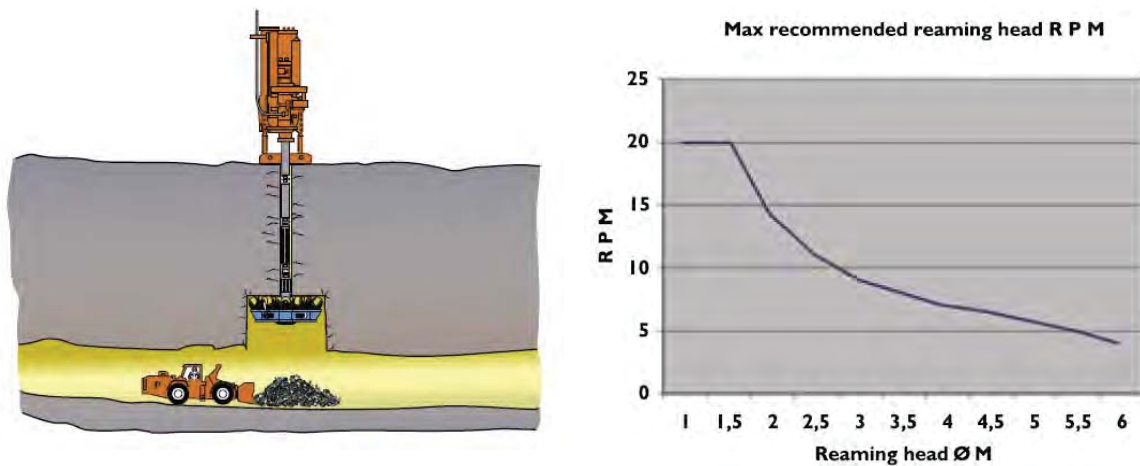


Abbildung 3.49: Empfehlung der maximalen Umdrehungszahl bei der Herstellung der Aufweitbohrung von der Firma Sandvik⁷⁰

Das während der Aufweitbohrung anfallende feinkörnige Bohrklein fällt durch Öffnungen in der Aufweitkrone an den Schachtfuß und bedarf dabei keiner Spülung. Zur Minderung der Staubbelastung kann am Schachtfuß eine Bedüsung des Ausbruchmaterials mit Wasser erfolgen. Dort kann es mit herkömmlichen Geräten geladen und weiter abtransportiert werden.

Die Abbildung 3.50 zeigt die bei der Herstellung eines Druckschacht des *PSW Nant de Drance* eingesetzte Aufweitkrone und den Beginn der Aufweitbohrung.

Während der Herstellung der Aufweitbohrung kann am Schachtkopf das überzählige Bohrgestänge abgeschlagen werden. Wenn die Aufweitbohrung den Schachtkopf erreicht wird die Aufweitkrone gesichert und das Raise Boring Gerät kann abgebaut werden. Die Aufweitkrone kann anschließend aus dem Schacht gehoben werden (siehe Abbildung 3.48 rechtes Bild). Speziell bei stark aus der vertikalen geneigten Schächten müssen geometriebedingt die letzten Meter der Aufweitbohrung, nach Demontage des Raise Boring Gerätes, klassisch ausgebrochen werden um die Aufweitkrone aus dem Schacht heben zu können.

Im kompetenten, schwach geklüftetem Gebirge entstehen bei der Aufweitbohrung sehr glatte Schachtwandungen (siehe Abbildung 3.50, unteres Bild). Nach der Bergung der Aufweitkrone kann, je nach Erforderniss, eine klassische Ausbruchssicherung in den Schacht eingebaut werden.

Grenzen des Raise Boring Verfahrens

Das Raise Boring Verfahren kann bei der Errichtung alpiner Pumpspeicherwerke vielfältig eingesetzt werden. Bei optimalen Randbedingungen wurden bis dato Schächte mit einer Tiefe von 1.260 m und einem Durchmesser von 7,10 m hergestellt. Die Gesteinshärte lag

⁷²Marti Norge AS, 2013

3.4 Verfahren zum Auffahren von Schächten im Festgestein



Abbildung 3.50: Aufweitkronen und Aufweitbohrung für die Herstellung der Druckschächte des PSW Nant de Drance⁷²

oberes Bild: Aufweitkronen mit Meisseln vor Bohrbeginn vom Bohrkopfstamm aus gesehen

mittleres Bild: Beginn des Aufweitvorganges - die Aufweitkronen werden an die Kavernenfirste gezogen

unteres Bild: Blick vom Schachtfuß in den aufgeweiteten Schacht während einer Arbeitspause

3 Bauverfahren zum Hohlraumbau bei alpinen Pumpspeicherwerken

bei einem Minenprojekt in Chile zwischen 120 und 165 Mpa. Aus maschinentechnischer Sicht wird bei diesen Tiefen, Aufweitedurchmessern und Gesteinhärten vor allem das Bohrgestänge, und dort insbesondere die Schraubverbindungen der einzelnen Bohrstangen, zum limitierenden Faktor.

Untenstehend die erzielten Bohrleistungen bei einigen Schächten die im Raise Boring Verfahren aufgeföhren wurden:

- Pilotbohrung:
 - im Allgemeinen: zwischen 0,75 und 1,50 m/h⁷³
 - Druckschacht Nant de Drance: mittel 1,25 m/h ; max. 2,80 m/h⁷⁴
- Aufweitbohrung:
 - im Allgemeinen: zwischen 0,20 und größer 2,00 m/h⁷⁵
 - Minenprojekt Chile 120 - 165 Mpa; d = 3,86 m: mittel 0,78 - 0,90 m/h⁷⁶
 - Minenprojekt Chile 120 - 165 Mpa; d = 5,00 m: mittel 0,375 m/h⁷⁷
 - Druckschacht Nant de Drance 150 Mpa; d = 2,44 m: mittel 0,85 m/h⁷⁸

Wenn sowohl der Schachtfoot als auch der Schachtkopf zur Schachtherstellung zugänglich sind, ist das Raise Boring Verfahren zurzeit das sicherste und schnellste Bauverfahren zum Aufföhren von Schächten im Festgestein.

“The utilization of raise boring as a shaft construction method for civil and mining projects provides increased safety and productivity and decreased cost.”⁷⁹

Einige Vorteile des Raise Boring Verfahrens zur Schachtherstellung gegenüber anderen Bauverfahren sind:⁸⁰

- Arbeitssicherheit (wöhrend der Schachtherstellung kein Personal im Schacht erforderlich)
- Geschwindigkeit des Verfahrens (sowohl für Baustelleninstallation und wöhrend Ausführung)
- geringe Erschütterungen (Einsatz im urbanen Bereich)
- keine Auflockerung des umliegenden Gebirges
- glatte Schachtwandung
- geringer Personalbedarf

Für einen technisch und wirtschaftlich erfolgreichen Einsatz benötigt das Raise Boring Verfahren prinzipiell standfestes Gebirge (siehe Abbildung 3.35).

“The geology is decisive for the feasibility whether a shaft of a certain diameter and great depth can be bored at all”⁸¹

⁷³Stakne, 2015, Seite 50.

⁷⁴Stakne, 2015, Seite 57.

⁷⁵Stakne, 2015, Seite 50.

⁷⁶Stakne, 2015, Seite 52.

⁷⁷Stakne, 2015, Seite 53.

⁷⁸Stakne u. a., 2014b, Folie 9.

⁷⁹Nash, 1985, Seite 25.

⁸⁰Strand, 22.06.2012.

⁸¹Stakne, 2015, Seite 58.

3.4 Verfahren zum Auffahren von Schächten im Festgestein

Kann ein Schacht nicht mit dem nötigen Durchmesser im Raise Boring Verfahren hergestellt werden, ist es unter Umständen sinnvoll einen Schacht mit kleinerem Durchmesser (2 - 3 m) im Raise Boring Verfahren vorab zu erstellen. Dieser dient, wie in Abschnitt 3.4.2 beschrieben, als Schutterschacht für die anschließende sprengtechnische Aufweitung vom Schachtkopf her. Die notwendige Ausbruchssicherung des sprengtechnisch erweiterten Schachtes kann mit den klassischen Stützmitteln zur Gebirgssicherung erfolgen. Dieses Vorgehensweise wurde zum Beispiel bei der Errichtung der beiden 425 m tiefen Druckschächte für das PSW Nant de Drance angewandt. Der Schutterschacht mit einem Durchmesser von 2,44 m wurde im Raise Boring Verfahren hergestellt. Sprengtechnisch wurde der Schacht auf 8 - 8,20 m aufgeweitet.

Klüftiges Gebirge oder geologische Störzonen können bereits bei der Herstellung der Pilotbohrung den Bohrspülungskreislauf unterbrechen und Injektionsarbeiten erforderlich machen um die Pilotbohrung abteufen zu können. Diese Zonen können während bzw. nach der Aufweitbohrung zu Verbrüchen führen deren Beräumung mit einem hohem Risiko und Aufwand verbunden ist.

Für die Herstellung des Schachtwasserschlosses für das 1.020 MW *Tala Hydroelectric Project* in Bhutan sollte ein 164 m tiefer Schacht mit 1,80 m Durchmesser als Schutterschacht dienen. Dieser wurde im Raise Boring Verfahren hergestellt. Unmittelbar nach Fertigstellung der Aufweitbohrung wurde der Schacht durch Verbrüche auf einer Strecke von 40 m blockiert. Versuche diese Strecke mit einer erneuten Pilotbohrung und anschließender Aufweitbohrung freizuräumen schlugen fehl. Der Abschnitt wurde durch das klassische Abteufen eines Schachtes mit 3 m Durchmesser neu aufgefahren. Um erneute Verbrüche zu vermeiden erfolgte teilweise eine Ausbruchssicherung mit 6 mm starken Stahlbausbau und Betonhinterfüllung. Während der sprengtechnischen Aufweitung auf 16,8 m Durchmesser kam es zu einer erneuten Verlegung und Blockieren des Pilotschachtes. Der Pilotschacht mit 1,80 m Durchmesser war 27 m oberhalb des Schachtfußes blockiert. Die Beräumung erfolgte durch Bohrlochsprengungen aus einem Hilfsstollen (siehe Abbildung 3.51).

⁸²Venkatash, Balachander und Gupta, 2008, Seite 149

3 Bauverfahren zum Hohlraumbau bei alpinen Pumpspeicherwerken

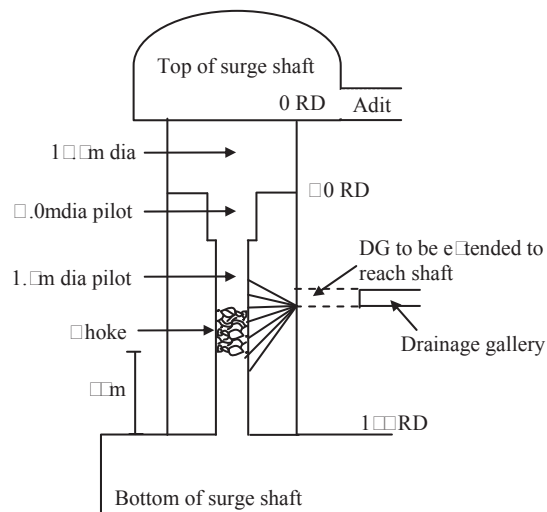


Abbildung 3.51: Methode zur Beräumung des Verbruchs des Schutterschachtes für die Herstellung des Schachtwasserschlosses beim Tala Hydroelectric Project in Bhutan⁸²

4 Ausführungsbeispiele alpiner Pumpspeicherwerke

In Abbildung 4.1 werden die wichtigsten Kennzahlen ausgewählter moderner alpiner Pumpspeicherwerke zusammengefasst.

In den nachfolgenden Abschnitten wird auf die Besonderheiten bei der Errichtung und Konzeption des PSW Feldsee und des PSW Nant de Drance näher eingegangen.

- PSW Feldsee:
 - oberirdische Situierung des Krafthauses
 - Auskleidung Druckstollen mittels vorgespanntem GFK Rohr mit Betoninnenring
- PSW Nant de Drance
 - Umfangreiche Zugangsstollen
 - Druckschächte als Lotschächte mit bewehrter Ortbetonauskleidung

Die PSW Anlagen Kops II und Limberg II wurden bereits in der vorhergehenden Masterarbeit in den Abschnitten 4.5.1. (Kops II) und 4.5.2. (Limberg II) besprochen.²

4.1 PSW Feldsee

Das PSW Feldsee wurde in 2 Ausbaustufen zwischen 2006 und 2011 zwischen zwei bestehenden Speichern innerhalb der Kraftwerksgruppe Fragant errichtet (siehe Abbildung 4.2). Die hydraulische Verbindung der beiden bestehenden Speicher war im ursprünglichen Projekt mittels Stahl gepanzertem Schrägschacht vorgesehen. Wirtschaftliche Überlegungen und die vorhandene Geologie führten zu einer Adaptierung der vertikalen Linienführung mit einem flach geneigtem Druckstollen und einem vertikalem Lotschacht (siehe Abschnitt 1.3 und Abbildung 1.24). Die Triebwasserführung unterteilt sich wie folgt:³

- Lotschacht ($H = 456 \text{ m}$; $d_i = 3,2 \text{ m}$; Betonauskleidung)
- Schrägstollen ($L = 1.353 \text{ m}$)
 - Betonauskleidung ($L = 557 \text{ m}$; $d_i = 3,0 \text{ m}$)
 - GFK Rohre mit Betoninnenring ($L = 583 \text{ m}$; $d_i = 2,65 \text{ m}$)
 - Stahlpanzerung mit Betoninnenring ($L = 138 \text{ m}$; $d_i = 2,65 \text{ m}$)
 - Stahlpanzerung mit Korrosionsschutz ($L = 60 \text{ bzw. } 52 \text{ m}$; $d_i = 2,60 \text{ bis } 1,10 \text{ m}$)

¹eigene Darstellung, basierend auf den Daten der Betreiber

²Schachner, April 2014, Seite 106 ff.

³Nackler und Berger, 2014, Seite 26 f.

4 Ausführungsbeispiele alpiner Pumpspeicherwerke

Projekt:		Feldsee	Nant de Drance	Kops II	Limberg II
Land:		Österreich	Schweiz	Österreich	Österreich
Installierte Leistung	Pumpleistung:	2 x 63 (73) MW	6 x 150 MW	3 x 175 MW	2 x 240 MW
	Turbinenleistung:	2 x 69 (69) MW	6 x 150 MW	3 x 150 MW	2 x 240 MW
Kraftabstieg (Triebwasserweg):		Lotschacht Betonauskl.	Lotschacht Betonauskl.	Schrägschacht Stahlpanz.	Schrägschacht Stahlpanz.
Krafthaus:		oberirdisch	Kaverne	Kaverne	Kaverne
Maschinenkonzept	Einbau:	vertikal	vertikal	vertikal	vertikal
	Maschine:	reversible Pumppturbine	reversible Pumppturbine	ternärer Maschinensatz	reversible Pumppturbine
	Motor - Generator:	fixe Drehzahl	variable Drehzahl	fixe Drehzahl	fixe Drehzahl
Bandbreite Rohfallhöhe	min:	501 m	250 m	723 m	273 m
	Mittelwert:	521 m	k.A.	k.A.	360 m
	max:	542 m	395 m	818 m	432 m
Ausbau-durchfluss	Pumpbetrieb:	15 m ³ /s	2 x 180 m ³ /s	80,0 m ³ /s	144,0 m ³ /s
	Turbinenbetrieb:	15 m ³ /s	2 x 180 m ³ /s	57,9 m ³ /s	135,0 m ³ /s
nutzbarer Speicherinhalt	Oberbecken:	2,15 Mio m ³	24,6 Mio m ³	43 Mio m ³	85 Mio m ³
	Unterbecken:	2,7 Mio m ³	210 Mio m ³	1 Mio m ³	81 Mio m ³

Abbildung 4.1: Kennzahlen ausgewählter moderner alpiner Pumpspeicherwerke¹

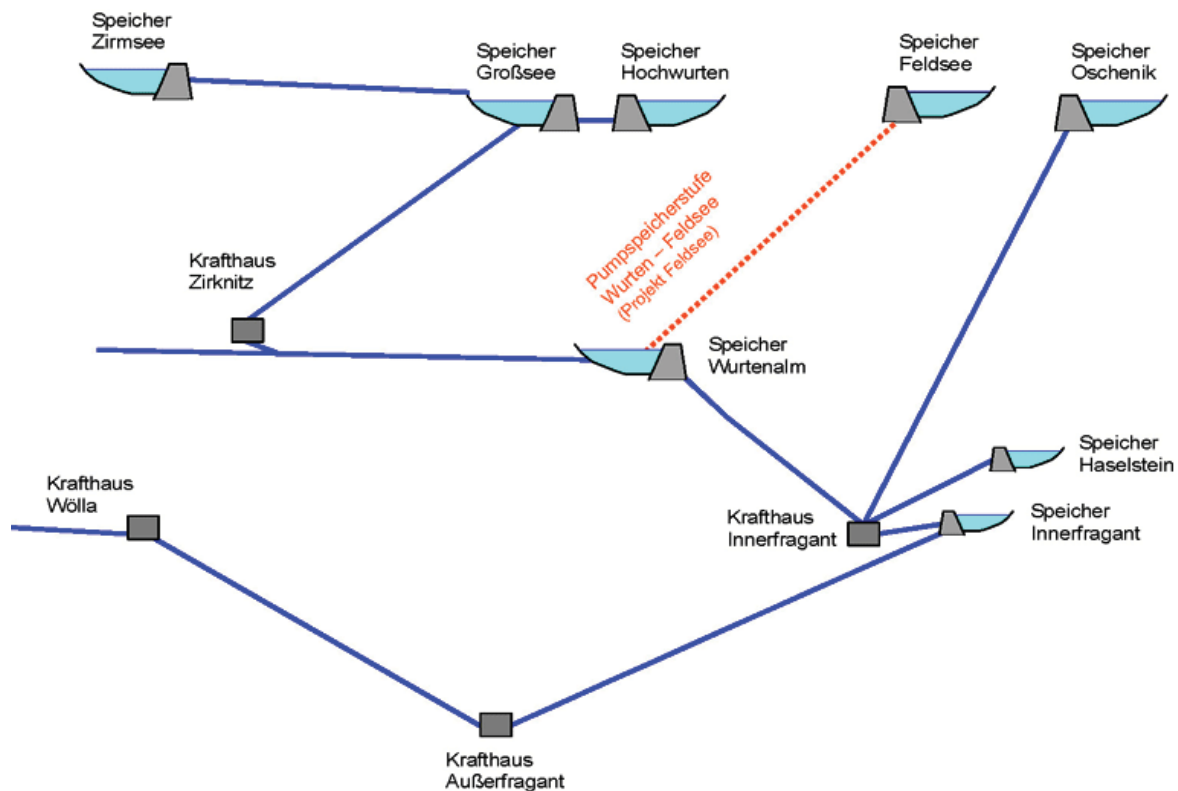


Abbildung 4.2: Lage des PSW Feldsee innerhalb der Kraftwerksgruppe Fragant der KELAG⁴

- Unterwasserdruckrohrleitung ($L = 120 \text{ m}$; $d_i = 2,60 \text{ m}$; Stahl und GFK)
- Unterwasserstollen ($L = 227 \text{ m}$)
 - GFK Rohre ($L = 191 \text{ m}$; $d_i = 2,80 \text{ m}$)
 - Betonauskleidung Bereich Schützenschacht ($L = 15 \text{ m}$; Verzugskonus)
 - Spritzbetonauskleidung ($L = 21 \text{ m}$; Übergang zum Auslaufbauerk)

4.1.1 Zugang Krafthaus

Aufgrund der günstigen Topographie konnte das Krafthaus oberirdisch situiert werden. Die Erschließung des Baubereiches erfolgte bereits in den 1960er Jahren bei der Errichtung der Kraftwerksgruppe Fragant. Für die Durchführung der erforderlichen Schwertransporte (Rotor und Stator des Generators, Turbinengehäuse etc.) mussten jedoch 25 Kehren verbreitert, Brücken verstärkt und 2 Straßentunnel nachprofiliert werden.⁵

⁴Kärntner Elektrizitäts-Aktiengesellschaft, 2015

⁵Binder, David und Kriebelnig, 2014, Seite 90 ff.

⁶linkes Bild: Kärntner Elektrizitäts-Aktiengesellschaft, Juli 2009; rechtes Bild: Kärntner Elektrizitäts-Aktiengesellschaft, September 2008

4 Ausführungsbeispiele alpiner Pumpspeicherwerke



Abbildung 4.3: PSW Feldsee⁶

linkes Bild: Blick von der Dammkrone des Wurtenspeichers (Unterbecken) zum oberirdischen Krafthaus

rechtes Bild: Transport des 88 Tonnen schweren Stators

4.1.2 Druckstollen

Auffahren des Druckstollens

Der Druckstollen für das PSW Feldsee wurde mit einem Querschnitt von $12,3 \text{ m}^2$ im klassischen Hufeisenprofil konzipiert. Um den Transport der GFK Rohre mit Betoninnenring zu ermöglichen, musste die Ulme senkrecht ausgeführt werden. Dadurch vergrößerte sich das Lichtraumprofil auf $13,2 \text{ m}^2$. Die ersten rund 50 m des Stollens wurden mit einer Steigung von 2,65% ausgeführt um den Einbau der Stahlpanzerung (Turbinenverteilung) zu erleichtern. Die restliche Strecke (ca. 1.280 m) wurde 8% steigend aufgefahren. Diese Steigung stellte für das Projekt das Optimum zwischen Traktion der radgebundenen Vortriebs-Schuttergeräte und Minimierung der erforderlichen Höhe des Druckschachtes dar. Die gesamten Vortriebsarbeiten für den Druckstollen erfolgten in einem Zeitraum von ca. 6 Monaten.⁷

Im kompakten Gneis konnten Abschlagslängen von 2,50 m aufgefahren werden. In der Regel war nur lokal der Einbau von Ankern und Spritzbeton erforderlich. Lediglich im Einflussbereich der "Oschenikstörung" musste der Hohlraum, teilweise mehrlagig, mit Bewehrungsmatten, Bögen, Ankern und Spritzbeton gesichert werden. Die Fahrsole wurde als Betonfahrbahn mit seitlichem Wassergraben ausgebildet und in Blöcken von 200 - 300 m Länge nachgezogen. Die durchschnittliche Vortriebleistung lag bei mehr als 10 m/d.⁸ In der Abbildung 4.4 sind die Vortriebsarbeiten im Sprengvortrieb zum Auffahren des Druckstollens zu sehen. Die Schutterung erfolgte radgebunden, wobei das Haufwerk von einem Tunnel - Ladegerät auf die knickgelenkten Muldenkipper geladen wurde (siehe Abbildung 3.19).

⁷Binder u. a., 2014b, Seite 111 ff.

⁸Ebnicher und Hatzler, 2014, Seite 125 ff.

⁹Kärntner Elektrizitäts-Aktiengesellschaft, Januar 2007



Abbildung 4.4: Vortriebsarbeiten beim Sprengvortrieb im Druckstollen des PSW Feldsee⁹

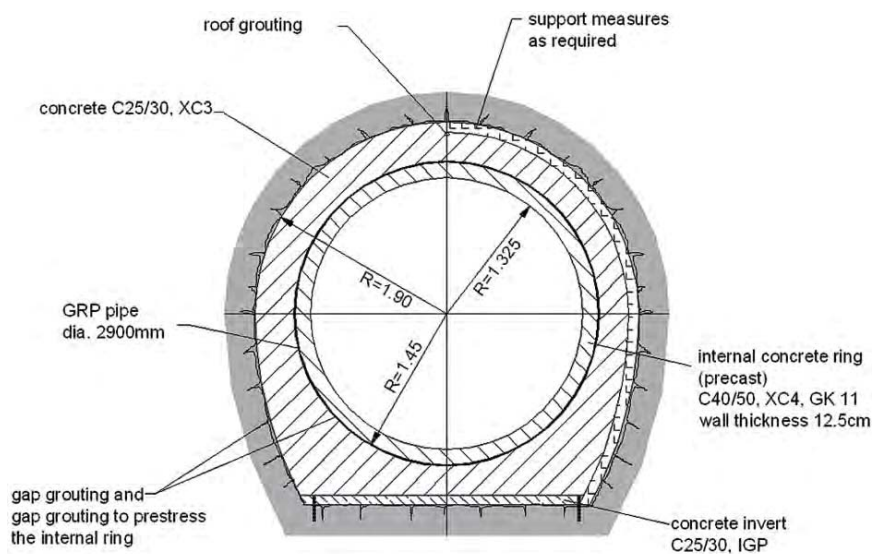


Abbildung 4.5: Regelquerschnitt der vorgespannten GFK Auskleidung mit Betoninnenring im Druckstollen des PSW Feldsee¹⁰

Auskleidung des Druckstollens

Die Auskleidung des Druckstollens erfolgte gemäß dem in Abbildung 1.14 dargestelltem Schema. Eine Besonderheit stellt bei diesem Projekt die erstmalige Verwendung von vorgespannten GFK Rohren mit Betoninnenring dar. Die GFK Rohre mit einem Innendurchmesser von 2,90 m wurden zur Aufnahme des Bergwasserdrucks und des Injektionsdruck der Vorspanninjektion mit einem 12,5 cm starken Betoninnenring versehen. Daraus resultiert ein effektiver Innendurchmesser des Auskleidungssystems von 2,65 m. In Abbildung 4.5 ist der schematische Aufbau des Auskleidungssystems mit vorgespanntem GFK Rohr und Betoninnenring zu sehen.

Die Hinterbetonierung erfolgte nach der Aussteifung der Rohre in Abschnitten von 24 m

¹⁰Gober und Nackler, 2011, Seite 133

4 Ausführungsbeispiele alpiner Pumpspeicherwerke

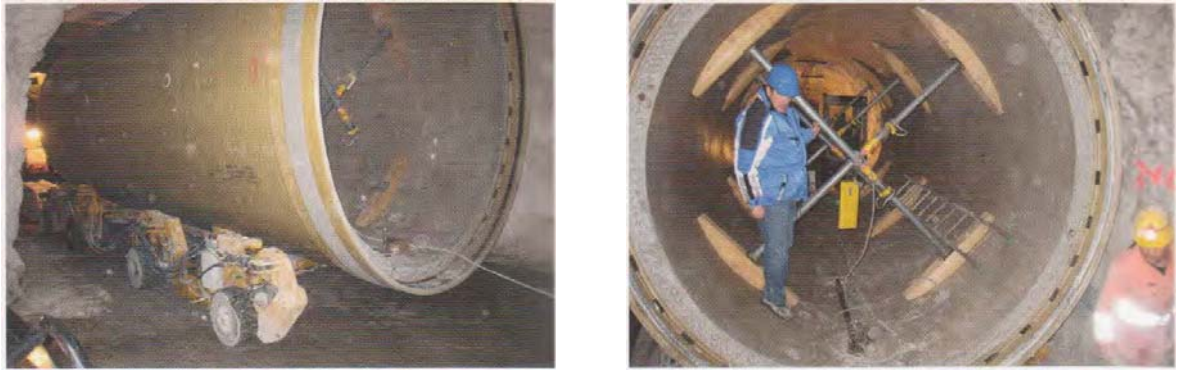


Abbildung 4.6: Transport und Einbau eines GFK Rohres mit Betoninnenring im Druckstollen des PSW Feldsee¹²

mit selbstverdichtendem Beton der Güteklasse C 25/30. Der Transport und Einbau eines Rohres mit Aussteifung zur Hinterbetonierung ist in Abbildung 4.6 ersichtlich.¹¹

Injektionsarbeiten im Druckstollen

Um die Tragfähigkeit des umliegenden Gebirges heranziehen zu können (Gebirgsmitwirkung) war die Durchführung eines mehrstufigen Injektionsprogramms unabdingbar. Die Beschreibung der Injektionsarbeiten beschränkt sich auf den Bereich der Auskleidung mit GFK Rohr mit Betoninnenring und Stahlrohr mit Betoninnenring. Folgende Injektionsarbeiten wurden in diesem Bereich ausgeführt:

- Vorinjektion zur Vergütung der Auflockerungszone durch den Sprengvortrieb
- Injektion des Koaxialspaltes zwischen der Außenseite der Rohre und der Hinterbetonierung
- Vorspanninjektion

Zur Vergütung der Auflockerungszone wurden an der Ausbruchssicherung / Stollenwand drei Injektionsschläuche in Längsrichtung verlegt. Die Abschnittslänge für diese Arbeiten betrug 24 m, bei einem Zieldruck von 25 bar und einer Druckhaldedauer von 20 min. Nach Beendigung der Injektion wurden die Schläuche gespült, da über diese auch die spätere Vorspanninjektion erfolgte.

Der Koaxialspalt zwischen Rohrwand und der Hinterbetonierung erfolgte über bereits in das Rohr eingebaute Injektionsstutzen mit einem Druck von 20 bar. Dabei wurde jeweils ein Rohr mit einer Länge von 6 m über 12 Injektionsstutzen gleichzeitig injiziert um eine gleichmäßige Bettung zu erzielen.

Im dritten Injektionsschritt wurde die Auskleidung über die drei, bereits zur Vergütung des Gebirges benutzten, Injektionsschläuche gegenüber dem Gebirge vorgespannt. Die

¹¹Binder u. a., 2014b, Seite 111 ff.

¹²Binder u. a., 2014b, Seite 114

Injektion erfolgte mit einem Druck von 40 bar. Im Anschluss an die Vorspanninjektion wurden einzelne Wasserabschlauchungen mit einem Druck von 40 bar verpresst.

Die Überwachung der Arbeiten bezüglich der Aktivierung der Gebirgsmitwirkung beziehungsweise um eine Überbeanspruchung der Auskleidung zu verhindern, erfolgte über eine kontinuierliche Verformungsmessung (siehe Abbildung 2.21, linkes Bild).¹³

4.2 PSW Nant de Drance

Das PSW Nant de Drance ist ein zurzeit im Bau befindliches alpines Pumpspeicherwerk in der südwestlichen Schweiz. Dabei werden ebenso wie beim PSW Feldsee zwei bestehende Speicher hydraulisch miteinander verbunden. Das Projekt wird von den Schweizer Unternehmen Alpiq, SBB (Schweizerische Bundesbahnen) und FMV (Forces Motrices Valaisannes) realisiert, wobei mit dem Großteil der Bauausführung des auf 1,8 Mrd Schweizer Franken (CHF) geschätzten Projektes das Konsortium GMI (Groupement Marti Implenia) beauftragt wurde. Dieses setzt sich aus den Unternehmen Marti Tunnelbau AG und der Implenia Bau AG zusammen.

Das im Jahr 2008 mit einer Leistung von 600 MW konzessionierte Projekt wurde in der Projektstudie *Nant de Drance* + überarbeitet und 2010 mit einer Leistung von 900 MW genehmigt. Mit der Leistungssteigerung ist die Erhöhung der Staumauer Vieux - Emosson (Oberbecken) um 20 m verbunden. Eine schematische Übersicht über die untertägigen Bauwerke des PSW Nant de Drance bietet die Abbildung 4.7.¹⁴

Aufgrund der zur Erzielung der projektierten Leistung erforderlichen Ausbauwassermenge erfolgt die Triebwasserführung in 2 parallelen Triebwassersystemen. Ein Schnitt durch das Triebwassersystem des PSW Nant de Drance ist in der Abbildung 1.10 dargestellt.

Das Triebwassersystem besteht aus den nachfolgenden Bauwerken die, sofern nicht anders vermerkt nur mit einer Betonauskleidung versehen werden:¹⁶

- Oberwasserseitige Triebwasserführung
 - zwei obere Ein- Auslaufbauwerke mit 16 x 11 m
 - zwei Oberwasser Druckstollen (L = 278 m; i = - 9,5 %; $d_i = 7,70$ m)
 - zwei Schieberkammern mit zwei Drosselklappen
 - zwei vertikale Druckschächte (H = 442 m; $d_i = 7,00$ m)
 - zwei gepanzerte Teilstücke (L = 55 m; i = - 2,0 %; $d_i = 5,50$ m)
 - 2 x 3 Verteilerleitungen (L = 30 m; $d_i = 3,20$ m)
- Maschinenkaverne
 - 6 Kugelschieber
 - 6 Francis Pumpturbinen a 150 MW
 - 6 Kugelschieber

¹³Binder u. a., 2014b, Seite 120 ff.

¹⁴Seingre, Ihly und Frei, 2011, Seite 627 ff.

¹⁵Bertholet, 2013, Folie 13

¹⁶Seingre, Ihly und Frei, 2011, Seite 631 ff.

4 Ausführungsbeispiele alpiner Pumpspeicherwerke

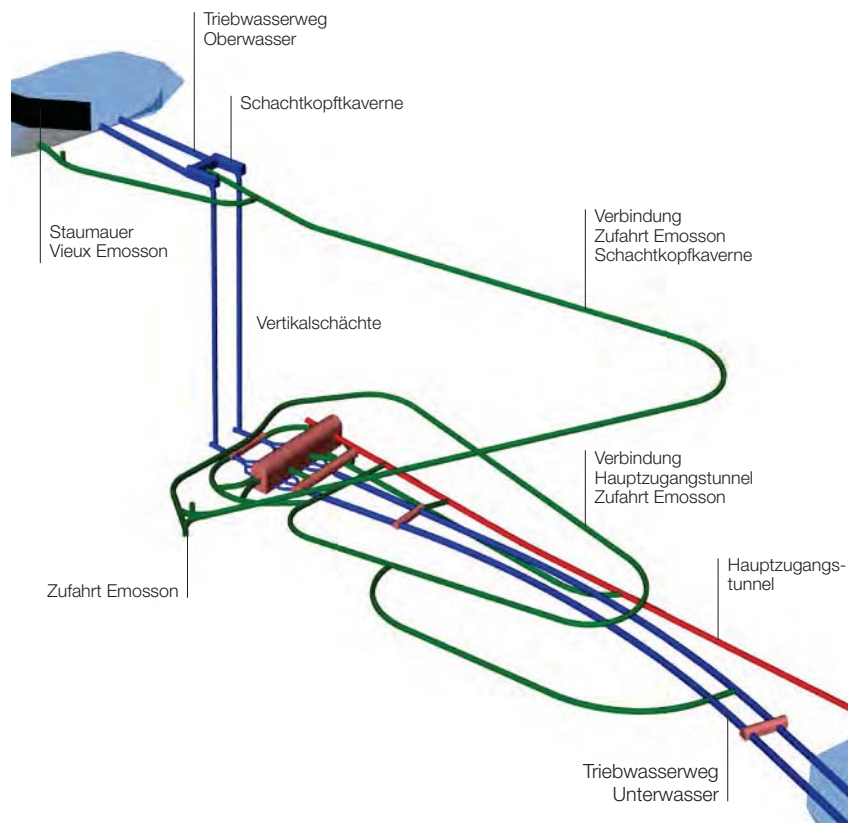


Abbildung 4.7: Schematische Übersicht des PSW Nant de Drance¹⁵

- Unterwasserseitige Triebwasserführung
 - 2 x 3 Verteilerleitungen (L = 45 m; $d_i = 3,70$ m)
 - zwei gepanzerte Teilstücke (L = 30 m; $i = + 2,0$ %; $d_i = 5,50$ m)
 - zwei Unterwasser Druckstollen (L = 1.170 m; $i = + 9,5$ bis $+ 12,5$ %; $d_i = 7,70$ m)
 - untere Schieberkammer mit 2 x 2 Rollschützen
 - zwei untere Ein- Auslaufbauwerke mit 25 x 11 m

4.2.1 Zugang Krafthaus (Zentrale)

Die Errichtung des Maschinenhauses erfolgt vollständig unterirdisch in Kavernenbauweise. Zur Erschließung der verschiedenen oberirdischen Baubereiche konnten in den Sommermonaten bestehende Verbindungen genutzt werden. Eine ganzjährige, von der Witterung unabhängige Erschließung wurde durch mehrere Zugangstunnel erreicht:¹⁷

- Maschinenkaverne
 - Hauptzugangstunnel (L = 5.500 m; Steigung 11,5 %; TBM $d = 9,45$ m)
 - Zugangstunnel von Chatelard (L = 510 m; Steigung + 8 bis - 12 %; Sprengvortrieb 49 m²)
 - Zugangstunnel von der Zuleitung West
 - * Fallender Stollen zur Zentrale (L = 2.130 m; Steigung - 12 %; Sprengvortrieb 46 m²)
 - * Steigender Stollen zur oberen oberen Schützenkammer (L = 1.733 m; Steigung + 12 %; Sprengvortrieb 46 m²)
- Zugangs- und Ventilationsstollen Vieux Emosson (L = 369 m; Steigung + 6 %)

Beim Auffahren des Hauptzugangstunnels mussten, aufgrund der Unterfahrung des Stausees Emosson mit einer TBM, besondere Maßnahmen getroffen werden (siehe Abschnitt 1.2.3). Unter Berücksichtigung der sehr guten Qualität des umliegenden Gebirges ist für den Hauptzugangstunnel im Wesentlichen keine Auskleidung vorgesehen.¹⁸

In der Abbildung 4.8 ist die zum Auffahren des Hauptzugangstunnels zur Kavernenzentrale eingesetzte Gripper TBM und die Ableitung von Bergwasserzutritten über die Tunnelsohle zu sehen.

4.2.2 Druckschächte

Nachdem die Arbeitsabläufe bei der Herstellung der beiden Druckschächte identisch ist, wird nachfolgend nur auf die Herstellung eines Druckschachtes eingegangen. Die Arbeiten zur Herstellung des vertikalen Druckschachts des PSW Nant de Drance lassen sich in die folgenden Phasen unterteilen (siehe Abbildung 4.9):

- Herstellung eines Pilotschachtes $d = 2,4$ m zur Schutterung

¹⁷Seingre, Ihly und Frei, 2011, Seite 627 ff.

¹⁸Seingre, Ihly und Frei, 2011, Seite 633.

¹⁹Bertholet, 2013, Folie 15

4 Ausführungsbeispiele alpiner Pumpspeicherwerke



Abbildung 4.8: Hauptzugangstunnel zur Kavernenzentrale des PSW Nant de Drance¹⁹
Linkes Bild: Gripper TBM nach der Montage am Installationsplatz
Rechtes Bild: Ableitung von Bergwasserzutritten über die Tunnelsohle

- Sprengtechnische Schachtaufweitung auf $d = 8,0 - 8,20$ m
- Betonauskleidung des Schachtes $d = 7,00$ m
- Injektionsarbeiten

Die nachfolgenden Abschnitte basieren, sofern nicht anders gekennzeichnet, auf dem Beitrag von Stakne, Zmölnig, Heizmann und Wannemacher mit dem Titel *“Alpine Experience of Shaft Construction and Shaft Grouting”*²¹

Herstellung des Pilotschachts zur Schutterung

Die Herstellung des Schutterschachtes mit einem Durchmesser von 2,4 m erfolgte im Raise Boring Verfahren. In der Abbildung 4.10 ist die Baustelleneinrichtung zur Herstellung des Schutterschachtes am Schachtkopf des Druckschachtes abgebildet. Die auch für die anschließenden Bauphasen erforderlichen Abmessungen der Schachtkopfkaverne betragen: Länge = 42,2 m; Breite = 12,4 m; Höhe = 17,9 m.

Ein RBR 600 VF Raise Boring Gerät der Firma Herrenknecht wurde für das Abteufen der Pilotbohrung und die anschließende Aufweitungsbohrung eingesetzt. Die mit dem RVDS der Firma Micon (siehe Abbildung 3.47) gesteuerte Pilotbohrung konnte mit einer Abweichung von kleiner 25 cm hergestellt werden. Eine Unterbrechung der Aufweitbohrung und Ablassen der Aufweitkrone zum Meisselwechsel war nicht erforderlich. Im Schnitt

²⁰Bertholet, 2013, Folie 21

²¹Stakne u. a., 2014a.

²²Stakne u. a., 2014a, Seite 3

4.2 PSW Nant de Drance

A.) Raise Boring (Ø 2.44 m)
Pilotbohrung Ø 15" (0.39 m)
Aufweitung Ø 2.44 m

B.) Schachtaufweitung (Ø 8.00 – 8.20 m)
Vorschacht
Vertikalschacht

C.) Schachtverkleidung (Ø 7.00 m)
Vertikalschacht

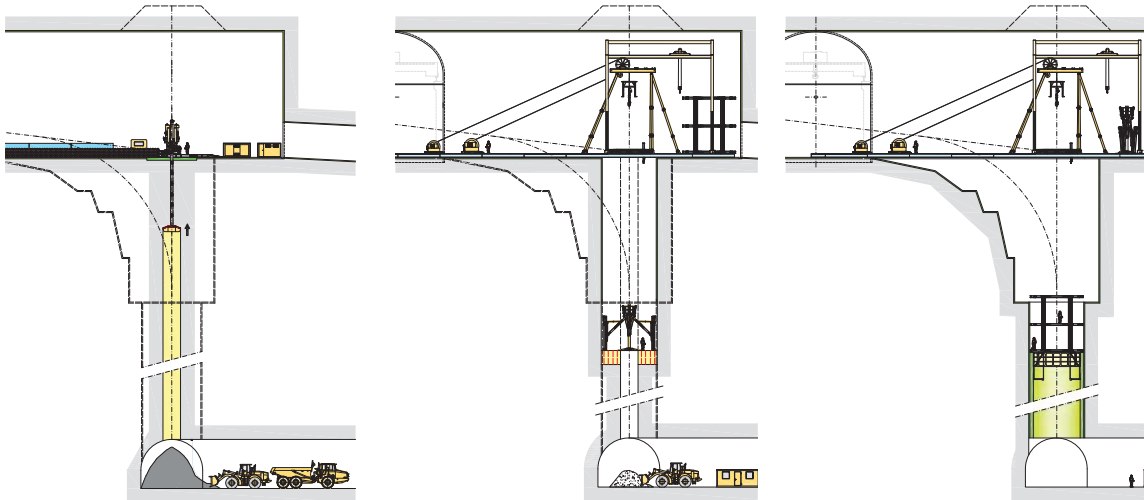
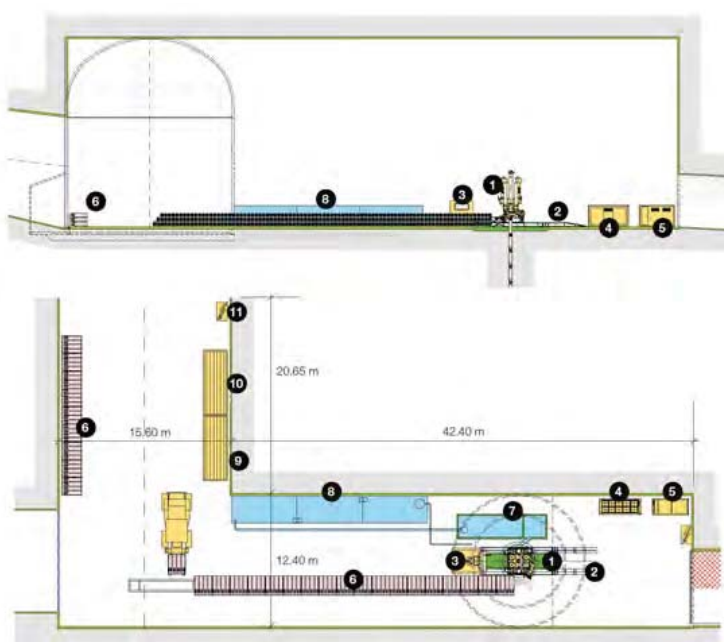


Abbildung 4.9: Arbeiten zur Herstellung der Druckschächte beim PSW Nant de Drance²⁰



- ① Raise Boring Machine
- ② Steel structure
- ③ Operator room
- ④ Electrical power unit
- ⑤ Hydraulic power unit
- ⑥ Drill pipe magazine
- ⑦ Pump sump
- ⑧ Recirculation reservoir system
- ⑨ Crew container
- ⑩ PM and first aid container
- ⑪ Transformer

Abbildung 4.10: Grundriss und Schnitt der Baustelleninstallation zur Herstellung des Schutterschachtes im Raise Boring Verfahren²²

4 Ausführungsbeispiele alpinen Pumpspeicherwerke

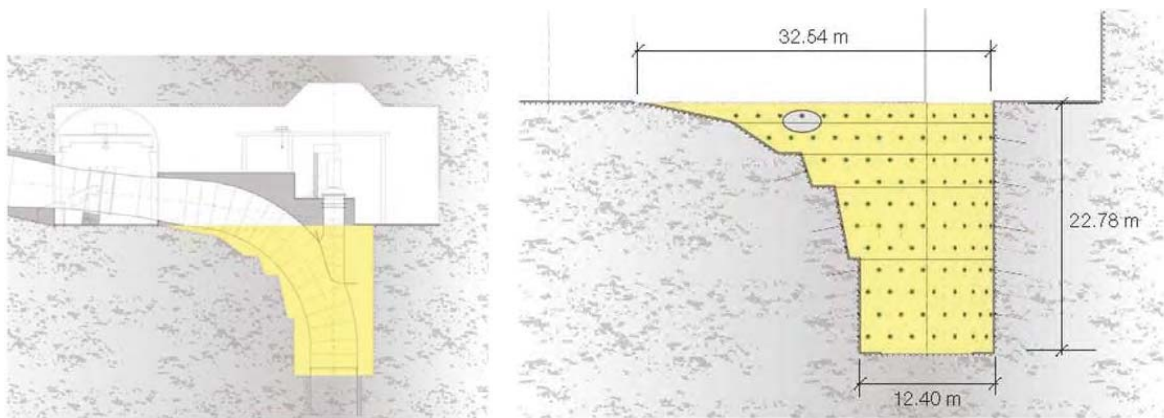


Abbildung 4.11: Erweiterung Schachtkopf zur Aufnahme des vertikalen Krümmers des Triebwasserweges²³

wurde bei der Herstellung der Aufweitbohrung beider Schutterschächte eine Leistung von 0,85 m/h erzielt.

Sprengtechnische Schachtaufweitung

Nach Fertigstellung des Schutterschachtes erfolgte die Erweiterung des Schachtkopfes, zur Aufnahme des vertikalen Krümmers des späteren Triebwasserweges, in 5 Ausbruchsebenen (siehe Abbildung 4.11).

Zur sprengtechnischen Erweiterung des Schachtes wurde die in der Abbildung 4.12 dargestellte Baustelleneinrichtung mit mehreren unabhängigen Winden und einer Schachtarbeitsbühne installiert.

Von der Firma Herrenknecht wurde ein spezielles Bohrgerät der „Herrenknecht Shaft Drilling Jumbo“ (siehe Abbildung 4.13) entwickelt um die rund 120 erforderlichen Sprenglöcher je Abschlag zur Schachterweiterung effizient abbohren zu können. Die Abschlagslänge lag zwischen 2,0 bis 2,5 m. Der größte Teil (über 90 %) der Schächte wurde zur Sicherung des Hohlraumes nur mit der Minimalauskleidung, bestehend aus einer Lage Baustahlgitter und 10 cm Spritzbeton, versehen. Zur Minimierung der Staubentwicklung im Schacht wurde der Spritzbeton im Nassspritzverfahren aufgebracht. Der Transport des Spritzbetons erfolgte vom Schachtkopf über eine Falleitung zur Arbeitsbühne / Schachtsohle. Die Teufleistung bei der sprengtechnischen Aufweitung des Pilotschachtes lag im Mittel bei 4,0 m / Tag.

²³Stakne u. a., 2014b, Folie 19

²⁴Stakne u. a., 2014a, Seite 5

²⁵Stakne u. a., 2014a, Seite 5



Abbildung 4.12: Einrichtungen zur sprengtechnischen Erweiterung des Pilotschachtes mit mehreren unabhängigen Winden und einer mehrstöckigen Arbeitsbühne²⁴



Abbildung 4.13: Herrenknecht Shaft Drilling Jumbo zur Herstellung der Sprenglöcher für die Schachtaufweitung der Druckschächte des PSW Nant de Drance²⁵

4 Ausführungsbeispiele alpiner Pumpspeicherwerke



Abbildung 4.14: Herstellung der bewehrten Ortbetonauskleidung mit einer Gleitschalung in den Druckschächten des PSW Nant de Drance²⁶

Betonauskleidung des Schachtes

Die Auskleidung des Druckschachtes erfolgte mit einer 40 cm starken bewehrten Ortbetonschale. Die einlagige Bewehrung bestand aus einer Radialbewehrung ($d = 16 \text{ mm}$; $a = 15 \text{ cm}$) und einer Längsbewehrung ($d = 16 \text{ mm}$; $a = 20 \text{ cm}$) und wurde parallel zu den Betonarbeiten eingebaut. Als Schalungssystem kam eine Gleitschalung zum Einsatz da diese, im Gegensatz zu einer Kletterschalung, beim Umsetzvorgang keiner Kranunterstützung bedarf.

Die bewehrte Ortbetoninnenschale konnte im Durchlaufbetrieb, ohne kalte Fugen, in einer Zeit von nur 58 Tagen pro Schacht hergestellt werden. Dabei wurde die Gleitschalung mit einer Geschwindigkeit von 15 - 30 cm/h nach oben bewegt. In der Abbildung 4.14 sind die Arbeiten zur Herstellung der bewehrten Ortbetonauskleidung ersichtlich.

Injektionsarbeiten

Das Auskleidungskonzept der Druckschächte des PSW Nant de Drance basiert auf der Idee von Schleiss, wonach bewehrte Ortbetonauskleidungen sich unter Belastung durch hohen Bergwasserdruck, durch die Vielzahl an kleinen Rissen, günstig verhalten.²⁷

Auf dieses Auskleidungskonzept wurden auch die ausgeführten Injektionsmaßnahmen abgestimmt:

- Kontaktinjektion über Bohrlöcher ($t = 1,0 \text{ m}$; 3 bar)
- Konsolidierungsinjektion über Bohrlöcher ($t = 4,0 \text{ m}$; 10 bar)

Die Mischung des Injektionsgutes erfolgte erst auf der Arbeitsbühne um eine ungünstige Entwicklung der Suspension während des Transportes zu vermeiden. Die Ausführung der

²⁶Stakne u. a., 2014a, Seite 6

²⁷A. Schleiss, 1986a.



Abbildung 4.15: Injektionsarbeiten im Druckschacht des PSW Nant de Drance²⁸

Injektionsarbeiten sowie die Injektionspumpen auf der Arbeitsbühne, samt der Datenerfassung, sind in Abbildung 4.15 zu sehen.

²⁸Stakne u. a., 2014b, Folie 17 f

5 Synthese, Schlussfolgerungen und Potentiale

“It has been said that a tunnel is a long cylindrical hole through the ground, with a geologist at one end and a group of lawyers at the other.” - Sir Alan Muir Wood 1921 - 2009

Zusammenfassung der Ergebnisse

Die Linienführung von Triebwasserwegen alpiner Pumpspeicherwerke unterliegt einer Vielzahl von teilweise gegensätzlichen Anforderungen. Wie in der vorhergehenden Masterarbeit bereits ausgeführt wurde, werden aktuell für die Errichtung alpiner Pumpspeicherwerke bevorzugt bestehende Speicherbecken verwendet. Neben unbestrittenen wirtschaftlichen Vorteilen spielt vor allem die höhere Akzeptanz in der öffentlichen Wahrnehmung eine große Rolle bei der Nutzung bestehender Speicher für neue Pumpspeicherwerke.

Da bestehende Speicherbecken bereits in ein hydraulisches System zur Energieerzeugung eingebunden sind, ergeben sich daraus eine große Zahl an Zwangspunkten, die es bei der Wahl der Linienführung zu berücksichtigen gilt.

Durch die Konzeptionierung neuer Pumpspeicherwerke in unterirdischer Kavernenbauweise werden die Auswirkungen auf die Umwelt weiter minimiert und gleichzeitig eine gewisse Freiheit in der Linienführung erlangt.

Neben den geometrischen Zwangspunkten in der Linienführung sind vor allem die vorliegenden topografischen, geologischen und hydrogeologischen Verhältnisse maßgebend für eine optimale Linienführung. Bereiche mit bekannt ungünstigen Eigenschaften sollten, sofern möglich, gemieden werden.

Triebwasserwege alpiner Pumpspeicherwerke unterliegen aufgrund der großen Fallhöhen hohen Belastungen. Aus der Betriebsführung der Anlage resultieren zusätzliche dynamische Belastungen auf den Triebwasserweg.

Prinzipiell können Triebwasserwege auch im Alpenraum ohne Auskleidung hergestellt werden. Aufgrund der hohen Anforderungen aus dem Betrieb einer Pumpspeicheranlage und den sehr heterogenen Gebirgsverhältnissen im Alpenraum gelangen in der Regel nur ausgekleidete Triebwasserwege zur Ausführung.

Zur Auskleidung von Triebwasserwegen alpiner Pumpspeicherwerke eignen sich prinzipiell verschiedene Auskleidungssysteme. Analog zur Linienführung des Triebwasserweges

5 Synthese, Schlussfolgerungen und Potentiale

spielen auch bei der Auskleidung des Triebwasserweges geologische und hydrogeologische Kriterien eine entscheidende Rolle. Speziell die Übergänge zwischen verschiedenen Bereichen bedürfen sorgfältiger Betrachtung.

Unter bestimmten Bedingungen kann ein Teil der Belastung zufolge des Innendrucks vom Gebirge übernommen werden, und dadurch die erforderliche Auskleidungsstärke reduziert werden. Durch die Kombination unterschiedlicher Materialien können vorteilhafte Auskleidungssysteme entwickelt werden.

Im Regelfall erfolgt der Hohlraumbau zur Errichtung alpiner Pumpspeicherwerke im Fels. Neben dem zyklischen Vortrieb werden zum Auffahren von Stollen und Schächten alpiner Pumpspeicherwerke häufig Tunnelvortriebsmaschinen eingesetzt. Die lange Vorlaufzeit, der aufwändige Transport und der unflexible Ausbruchsdurchmesser rechtfertigen den Einsatz einer Tunnelvortriebsmaschine erst bei einer längeren Vortriebsstrecke. Unter optimalen Bedingungen sind jedoch mit einer Tunnelvortriebsmaschine sehr hohe Leistungen erzielbar.

Das Auffahren beziehungsweise Abteufen von Schächten stellt extrem hohe Anforderungen an die Baustellenlogistik und Organisation. Falls es die Verhältnisse erlauben, können durch den Einsatz einer Raise Boring Anlage Schächte sehr effizient und sicher aufgefahren werden.

Vier moderne alpine Pumpspeicherwerke wurden bezüglich spezifischer Besonderheiten der Anlagen untersucht. Trotz der teilweisen Übereinstimmung mancher Anlagenpunkte unterscheiden sich die Anlagen in bestimmten Teilen gravierend. Nur zum Teil ist dies auf unterschiedliche Randbedingungen zurückzuführen. Wie in der vorhergehenden Arbeit beschrieben, stellt das Betriebskonzept einen wesentlichen Faktor für die Konzeption der Anlage dar.

Schlussfolgerungen

Für die Linienführung alpiner Pumpspeicherwerke gibt es keine allgemein gültigen Standardlösungen. Unter Berücksichtigung der vorherrschenden Gebirgsverhältnisse haben sich im Lauf der Zeit geografisch unterschiedliche Bauweisen entwickelt. Zunehmend werden Kombinationen zwischen den Bauweisen projektiert beziehungsweise auch ausgeführt.

Die Konzeption des Triebwasserweges eines alpinen Pumpspeicherwerkes muss im Kontext mit der energiewirtschaftlich definierten Anforderung an das PSW erfolgen. Dabei sind die Einschränkungen für die spätere Betriebsführung der Anlage zu minimieren.

Durch die Anwendung von innovativen Auskleidungskonzepten kann die Wirtschaftlichkeit in der Gesamtbetrachtung eines PSW Projektes entscheidend beeinflusst werden. In Kombination mit alternativen Bauverfahren zum Auffahren der Hohlräume kann ein erhebliches Einsparpotential realisiert werden.

Die getroffenen Annahmen und Verhältnisse müssen während der Bauausführung ständig überprüft werden, und angetroffene Abweichungen sind unverzüglich in die weitere Konzeption der Auskleidung etc. mit einzubeziehen.

“ Im Tunnelbau bestehen zwischen Gebirge, Konstruktion und Bauvorgang direkte Beziehungen. Das Gebirge wirkt als tragendes Element und als Belastung; gleichzeitig dient es als Baustoff.”¹

Dieses Zitat von Girmscheid gilt im Besonderen für die Konzeption von Triebwasserwegen alpiner Pumpspeicherwerke.

Potentiale

Österreich besitzt ein großes Potential zur Nutzung der *“vollständig Erneuerbaren Energie Ressource Wasser”*.

Über die Technik der Pumpspeicherung lassen sich zudem andere, vom Dargebot abhängige, Erneuerbare Energieträger speichern, um einen Ausgleich zwischen der stark fluktuierenden Erzeugung und der volatilen Nachfrage zu erzielen.

Der Austausch und die Zusammenarbeit der Fachbereiche Energiewirtschaft, Konstruktiver Wasserbau und Baubetrieb ermöglicht die Errichtung, den Betrieb und die Nachnutzung von umweltverträglichen, technisch sicheren und leistungsfähigen alpinen Pumpspeicherwerken

Nur kontinuierliche Forschung und Entwicklung innerhalb der vorgenannten Fachbereiche ermöglichen innovative Lösungen um die hervorragende internationale Wettbewerbsfähigkeit Österreichs im Bereich der Wasserkraft weiter aufrechtzuerhalten.

¹Girmscheid, 2013, Seite 1.

Appendix

Literatur

- AGRU Kunststofftechnik GmbH (2015). *Tunnelbahn für Wasserkraftwerk in Niagara*. URL: <http://www.agru.at/de/loesungen/lining-systems/neuartige-tunnelbahn-schuetzt-vor-wassereintritt/> (besucht am 29.06.2015) (siehe S. 56).
- Alcan Primary Metal BC (1955). *Penstock No. 2 unlined rock tunnel*. URL: http://www.kitimatmuseum.ca/images/BCDC_photos_highres/P00060.jpg (besucht am 01.09.2014) (siehe S. 70).
- American Association of State Highway and Transportation Officials, National Highway Institute und Parsons, Brinckerhoff, Quade and Douglas (2010). *Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels—civil Elements*. American Association of State Highway and Transportation Officials. ISBN: 9781560514572. URL: https://books.google.at/books?id=LAjWd_JoDMoC (siehe S. 80).
- Anagnostou, Georg und Heinz Ehrbar (2013). »Swiss underground construction and tunnel codes«. In: *Tunnelling Switzerland*. Hrsg. von Georg Anagnostou und Heinz Ehrbar. Zürich: vdf Hochschulverl. an der ETH Zürich, S. 10–41. ISBN: 9783728135476. URL: http://www.tunnel.ethz.ch/publi/publi2013/Swiss_underground (besucht am 26.02.2015) (siehe S. 81).
- Angerer, Karl (1982). »Gefräste Stollen in Österreich von 1979–1981 Erfahrungen und Vergleiche«. In: *Ingenieurgeologie und Geomechanik als Grundlagen des Felsbaues / Engineering Geology and Geomechanics as Fundamentals of Rock Engineering*. Hrsg. von L. Müller. Bd. 12. Rock Mechanics, Felsmechanik Mécanique des Roches. Vienna: Springer, S. 247–261. ISBN: 9783211816974 (siehe S. 77).
- ARGE Kraftwerk Limmern (2014). *Baufortschritte*. URL: <http://www.argekw.ch/arge/index.asp?id=100%5C&timeline=2014> (besucht am 02.09.2014) (siehe S. 75).
- Atlas Copco GmbH (2014). *Boomer 282 Bohrwagen*. URL: <http://www.atlascopco.at/atde/products/product.aspx?id=1520754%5C&productgroupid=1401284> (besucht am 01.09.2014) (siehe S. 72).
- AUSTRALIAN CONTRACT MINING PTY LTD (2014). *Alimak Raising Gallery*. URL: <http://www.australiancontractmining.com.au/pages/gallery.html> (besucht am 12.05.2015) (siehe S. 94).
- Bertholet, Francois (2012). »Technical Challenges in Constructing the New Pumped-storage Power Station Nant de Drance: Access tunnels produced after 3 years of construction«. In: *Swiss Tunnel Congress 2012*. Hrsg. von Swiss Tunnelling Society, S. 34–47. URL: <http://www.tunnel.ethz.ch/events/bertholet> (besucht am 24.08.2014) (siehe S. 13).
- Bertholet, Francois (2013). »Nant de Drance - Bautechnische Herausforderung im Gebirge«. In: *19. Holcim Betontagung 2013*. Hrsg. von Holcim AG. URL: http://www.holcim.ch/fileadmin/templates/CH/doc/Events/BT_Nant_de_Drance.pdf (besucht am 24.03.2014) (siehe S. 113, 115, 116).

Literatur

- Binder, Joachim, Kurt David und Bernhard Kriebelnig (2014). »Infrastruktur, Baustelleneinrichtung und Sicherheitskonzept«. In: *Pumpspeicherkraftwerk Feldsee*. Hrsg. von Kärntner Elektrizitäts-Aktiengesellschaft. Klagenfurt, S. 91–96. ISBN: 978-3-200-03554-6 (siehe S. 109).
- Binder, Joachim u. a. (2014a). »Herstellung des Lotschachtes mit Hilfe des Raiseboring-Verfahrens«. In: *Pumpspeicherkraftwerk Feldsee*. Hrsg. von Kärntner Elektrizitäts-Aktiengesellschaft. Klagenfurt, S. 103–109. ISBN: 978-3-200-03554-6 (siehe S. 97, 98, 101).
- Binder, Joachim u. a. (2014b). »Vortrieb und Auskleidung des Schrägstollens«. In: *Pumpspeicherkraftwerk Feldsee*. Hrsg. von Kärntner Elektrizitäts-Aktiengesellschaft. Klagenfurt, S. 110–122. ISBN: 978-3-200-03554-6 (siehe S. 110, 112, 113).
- Boylan, Scott (2012). *Leer Mine Complex Project Overview to the 2012 Joint Spring Meeting*. URL: <http://www.coalnews.net/papers/June2012/HTML/files/assets/seo/page17.html> (besucht am 17.05.2015) (siehe S. 89).
- Broch, Einar (1982). *The development of unlined pressure shafts and tunnels in Norway*. Hrsg. von Wittke. Rotterdam (siehe S. 28).
- Broch, Einar (2005). »Why did the hydropower industry go underground?«. In: *Underground space use*. Hrsg. von Yücel Erdem und Tülin Solak. Leiden: A.A. Balkema Publishers, S. 9–14. ISBN: 978-0415374521. URL: <http://www.ctta.org/fileupload/ita/2005/pdf/EM-1.2.pdf> (besucht am 26.08.2014) (siehe S. 29).
- Burger, Werner (2006). *Hard Rock Cutterhead Design*. Chicago. URL: <http://www.tunnel.ethz.ch/events/burger> (besucht am 02.10.2014) (siehe S. 78).
- Deutscher Ausschuss für unterirdisches Bauen e.V. (Oktober 2010). *Empfehlungen zur Auswahl von Tunnelvortriebsmaschinen*. URL: <http://www.daub-ita.de/uploads/media/gtcrec14.pdf> (besucht am 17.10.2014) (siehe S. 77).
- Die Schweizer Baustoff Industrie (2011). *Gesteins- und Betonaufbereitung für Gebirgskraftwerk: Linthal 2015 setzt Massstäbe*. URL: http://www.martiag.ch/data/pages/documents/2011-06_DSB_KWL_30-33.pdf (besucht am 25.08.2014) (siehe S. 24).
- Donaukraftwerk Jochenstein AG und Christian Schober (22.10.2010). *Energiespeicher Riedel - Sprengtechnik - Immissionen aus den Vortriebsprengungen*. URL: <http://www.verbund.com/esr/~media/40004BC8F7B04BC8A87A3DDA7542A956> (besucht am 01.09.2014) (siehe S. 73).
- Ebnicher, Hubert und Bernhard Hatzler (2014). »Die Untertagebauarbeiten aus der Sicht des Auftragnehmers Fa. Alpine«. In: *Pumpspeicherkraftwerk Feldsee*. Hrsg. von Kärntner Elektrizitäts-Aktiengesellschaft. Klagenfurt, S. 125–132. ISBN: 978-3-200-03554-6 (siehe S. 110).
- EDILMAC DEI FRATELLI MACCABELLI S.r.l. (2015). *Raise Boring*. URL: http://www.edilmac.com/en/raise_boring.html (besucht am 09.06.2015) (siehe S. 96).
- Eibl, Frank, Markus Mähr und Dominik Vögele (2012). »Automated rock strain measurements for the planned pumped storage plant Kühtai using the “TIWAG-Radial Press” / Automatisierte Felsdehnungsmessungen mit der Tiwag-Radialpresse für das geplante Speicherkraftwerk Kühtai«. In: *Geomechanics and Tunneling* 5.1, S. 31–40. ISSN: 18657362. DOI: 10.1002/geot.201200004 (siehe S. 37).
- EWA-Energie- und Wirtschaftsbetriebe der Gemeinde St. Anton GmbH (2015). *Wasserkraftwerk Kartell*. St. Anton. URL: http://ewa-gmbh.at/images/kw_kartell.pdf (besucht am 28.06.2015) (siehe S. 49).

- G. Hinteregger und Söhne Baugesellschaft m.b.H. (2015). *PSKW Reißeck II*. URL: <http://www.hinteregger.co.at/index.php/projekte/untertagebau/pskw-reisseck-ii> (besucht am 29.06.2015) (siehe S. 52).
- Gass, Matthew (2003). »Friction Reduction of Unlined Power Tunnels for Increased Power and Energy Production«. In: *Water Power XIII*. URL: <http://hydromg.com/articles/fric%20red%20unlined%202003.pdf> (besucht am 20.06.2015) (siehe S. 44).
- Gasser Felstechnik AG (Frühling 2015). *Alimak Raise Climber*. Lungern. URL: http://www.felstechnik.ch/wp-content/uploads/2015/04/2015_Felssplitter_49.pdf (besucht am 11.06.2015) (siehe S. 92).
- GHH Fahrzeuge GmbH (2014). *LF-5 Fahrlader*. Gelsenkirchen. URL: http://ghh-fahrzeuge.de/german/component/docman/doc_download/201-lf-5-air-cooled (besucht am 13.09.2014) (siehe S. 75).
- Giesecke, Jürgen, Stephan Heimerl und Emil Mosonyi (2014). *Wasserkraftanlagen: Planung, Bau und Betrieb*. 6., aktualisierte u. erw. Aufl. Berlin: Springer Vieweg. ISBN: 9783642538711 (siehe S. 5, 52).
- Giesecke, Jürgen, Emil Mosonyi und Stephan Heimerl (2009). *Wasserkraftanlagen: Planung, Bau und Betrieb*. 5., aktualis. u. erw. Aufl. Berlin: Springer Berlin. ISBN: 978-3-540-88988-5 (siehe S. 17, 19).
- Girmscheid, Gerhard (2002). »Hochleistungsvortrieb im Tunnelbau – Industrialisierungstendenz im Sprengvortrieb«. In: *Bauingenieur* 77.6, S. 266–276. URL: http://www.ibi.ethz.ch/bb/publications/articles/bauingenieur/2002/Bau2002-06_X324.pdf (besucht am 01.09.2014) (siehe S. 68).
- Girmscheid, Gerhard (2013). *Bauprozesse und Bauverfahren des Tunnelbaus*. 3. Aufl. Berlin: Ernst Sohn. ISBN: 978-3-433-03047-9. URL: <http://site.ebrary.com/lib/alltitles/docDetail.action?docID=10691517> (siehe S. 61, 66, 73, 76, 125).
- Gmür, Martin und Andreas Kälin (2011). »New pumped storage station to cover peaks of electricity demand / Neues Pumpspeicherwerk zur Abdeckung des Bedarfs an Spitzenenergie«. In: *Geomechanics and Tunnelling* 4.6, S. 643–650. ISSN: 18657362. DOI: [10.1002/geot.201100049](https://doi.org/10.1002/geot.201100049) (siehe S. 21).
- Gober, Hansjörg und Karl Nackler (2011). »First operational experience with a high-pressure tunnel with innovative lining methods / Erste Betriebserfahrungen bei einem Hochdruckstollen mit innovativen Ausbaumethoden«. In: *Geomechanics and Tunnelling* 4.2, S. 129–140. ISSN: 18657362. DOI: [10.1002/geot.201100010](https://doi.org/10.1002/geot.201100010) (siehe S. 54, 111).
- Grieves, Maurice (1996). »Deep Shafts«. In: *Tunnel Engineering Handbook*. Hrsg. von John O. Bickel, Thomas R. Kuesel und Elwyn H. King. Boston, MA: Springer US, S. 187–202. ISBN: 9781461380535 (siehe S. 89).
- Gschnitzer, Ernst und Robert Goliasch (2009). »TBM modification for challenging rock conditions - a progress report of the Niagara Tunnel Project (NTP)«. In: *Geomechanik und Tunnelbau* 2.2, S. 168–178. ISSN: 18657362. DOI: [10.1002/geot.200900016](https://doi.org/10.1002/geot.200900016) (siehe S. 11).
- Hager, Andreas (2011). »Bauen im Hochgebirge«. In: *Das Kraftwerk im Berg*. Hrsg. von Verbund Hydro Power AG. St. Pölten: Residenz, S. 238–239. ISBN: 978-3-7017-3240-1 (siehe S. 21).
- Herrenknecht AG (2013). *Bärenwerk*. URL: <https://www.herrenknecht.com/de/referenzen/referenzen-tunnelling.html?showReference=5547%5C&cHash=7f12bd0ef6a92ea1f82b740cf9ccfa02> (besucht am 26.02.2015) (siehe S. 78).

Literatur

- Hoffmann, Wolfgang (2011). »Rohrpanzerungen im hochdruckseitigen Triebwasserweg«. In: *Das Kraftwerk im Berg*. Hrsg. von Verbund Hydro Power AG. St. Pölten: Residenz, S. 254–257. ISBN: 978-3-7017-3240-1 (siehe S. 57).
- Holzinger, Josef und Anton Paslar (2011). »Der Korrosionsschutz - umweltfreundliche Beschichtungssysteme für höchste Beanspruchungen«. In: *Das Kraftwerk im Berg*. Hrsg. von Verbund Hydro Power AG. St. Pölten: Residenz. ISBN: 978-3-7017-3240-1 (siehe S. 58).
- Innerhofer, Guntram (2008). »Action of Force on Rock Mass by Crack Water Pressure«. In: *Geomechanik und Tunnelbau* 1.6, S. 583–589. ISSN: 18657362. DOI: [10.1002/geot.200800062](https://doi.org/10.1002/geot.200800062) (siehe S. 37).
- Jäger Bau GmbH (2015). *Stollen Kartell*. URL: http://www.jaegerbau.com/fileadmin/user_upload/Jaegerbau/Projektdateienblaetter/Untertagebau/Kraftwerksbau/Stollen_Kartell_121001.pdf (besucht am 28.06.2015) (siehe S. 50).
- Jautze, Tilo und Joachim Gerbig (2010). »Raisebohren in der Schweiz«. In: *Thyssen Mining Report 2010*. Mülheim an der Ruhr, S. 32–37. URL: http://www.thyssen-schachtbau.com/images/report/TMR_2010_dt.pdf (besucht am 12.06.2015) (siehe S. 99, 101).
- Kärntner Elektrizitäts-Aktiengesellschaft (2015). *Pumpspeicherwerk Feldsee - Lage - Schema Kraftwerksgruppe Fragant: KELAG Bildarchiv*. URL: http://konzern.kelag.at/bilder/projekt_feldsee_lage_schema.gif (besucht am 05.07.2015) (siehe S. 109).
- Kärntner Elektrizitäts-Aktiengesellschaft (Januar 2007). *Pumpspeicherwerk Feldsee - Bilder des Projektes - 1. Ausbaustufe Januar 2007: KELAG Bildarchiv*. URL: [http://konzern.kelag.at/bilder/Baustelle_Feldsee_2007_01_18_\(43\).jpg](http://konzern.kelag.at/bilder/Baustelle_Feldsee_2007_01_18_(43).jpg) (besucht am 13.09.2014) (siehe S. 76).
- Kärntner Elektrizitäts-Aktiengesellschaft (Januar 2007). *Pumpspeicherwerk Feldsee - Bilder des Projektes - 1. Ausbaustufe Bilder vom Januar 2007: KELAG Bildarchiv*. URL: http://konzern.kelag.at/content/page_bilder-1-ausbaustufe-9623.jsp%5C#Bilder_vom_Januar_2007 (besucht am 10.06.2015) (siehe S. 110).
- Kärntner Elektrizitäts-Aktiengesellschaft (Juli 2009). *Pumpspeicherwerk Feldsee - Bilder des Projektes - 1. Ausbaustufe Bilder vom 13. Juli 2009: KELAG Bildarchiv*. URL: http://konzern.kelag.at/bilder/Konzern_Feldsee_2009_KH_1.jpg (besucht am 10.06.2015) (siehe S. 109).
- Kärntner Elektrizitäts-Aktiengesellschaft (Juni 2007). *Pumpspeicherwerk Feldsee - Bilder des Projektes - 1. Ausbaustufe Juni 2007: KELAG Bildarchiv*. URL: http://konzern.kelag.at/bilder/Feldsee3_presse_2007_6_8.jpg (besucht am 10.06.2015) (siehe S. 98).
- Kärntner Elektrizitäts-Aktiengesellschaft (September 2008). *Pumpspeicherwerk Feldsee - Bilder des Projektes - 1. Ausbaustufe Transport Stator: KELAG Bildarchiv*. URL: http://konzern.kelag.at/bilder/Feldsee_Schwertransport_5df.jpg (besucht am 10.06.2015) (siehe S. 109).
- Kieser, Alois (1960). *Druckstollenbau*. Wien: Springer (siehe S. 52).
- Kogler, Kurt und Harald Krenn (2014). »Drilling processes to explore the rock mass and groundwater conditions in correlation with TBM-tunnelling / Bohrtechnische Verfahren zur Erkundung der Gebirgs- und Bergwasserverhältnisse im Zusammenhang mit TVM-Vortrieben«. In: *Geomechanics and Tunnelling* 7.5, S. 528–539. ISSN: 18657362. DOI: [10.1002/geot.201400049](https://doi.org/10.1002/geot.201400049) (siehe S. 85).
- Kolymbas, Dimitrios (2011). *Geotechnik: Bodenmechanik, Grundbau und Tunnelbau*. 3., neu bearb. Aufl. Berlin, Heidelberg: Springer-Verlag Berlin Heidelberg. ISBN: 9783642204814. URL:

- <http://site.ebrary.com/lib/alltitles/docDetail.action?docID=10479019> (siehe S. 64, 70, 78).
- Kraftwerke Linth-Limmern AG (August 2006). *Zukunft Wasserkraft - Linthal 2015 Kraftwerke Linth-Limmern*. URL: http://www.argekw1.ch/data/presse/files/Linthal2015_Prospekt_AXP0.pdf (besucht am 24.02.2014) (siehe S. 5).
- Krenn, Harald u. a. (2013). »Deformation measurement and long-term behaviour of passively prestressed pressure tunnels through the example of the Niagara Tunnel Facility Project / Verformungsmessung und Langzeitverhalten von passiv vorgespannten Druckstollen am Beispiel des Niagara T«. In: *Geomechanics and Tunneling* 6.5, S. 398–406. ISSN: 18657362. DOI: [10.1002/geot.201300042](https://doi.org/10.1002/geot.201300042) (siehe S. 54).
- Lamas, Luís N. u. a. (2014). »First Infilling of the Venda Nova II Unlined High-Pressure Tunnel: Observed Behaviour and Numerical Modelling«. In: *Rock Mechanics and Rock Engineering* 47.3, S. 885–904. ISSN: 0723-2632. DOI: [10.1007/s00603-013-0398-3](https://doi.org/10.1007/s00603-013-0398-3) (siehe S. 46).
- Lumetzberger, Martin und Christian Kitzler (2013). »Detailed surveys of the existing condition of the Bärenwerk pressure tunnel for plant renewal / Detaillierte Bestandserhebung für den Druckstollen Bärenwerk zur Anlagenerneuerung«. In: *Geomechanics and Tunneling* 6.5, S. 434–445. ISSN: 18657362. DOI: [10.1002/geot.201300036](https://doi.org/10.1002/geot.201300036) (siehe S. 19, 21).
- Maidl, Bernhard u. a. (2013). *Maschinellem Tunnelbau im Schildvortrieb*. Hoboken. URL: <http://gbv.ebib.com/patron/FullRecord.aspx?p=1443908> (siehe S. 87).
- Marcher, T. u. a. (2013). »Design and verification challenges of the Limmern caverns«. In: *Underground - the way to the future*. Hrsg. von Georg Anagnostou und Heinz Ehrbar. Boca Raton, Fla.: CRC Press/Balkema, S. 1757–1764. ISBN: 9781315887272. URL: http://www.ilf.com/fileadmin/user_upload/publikationen/80_Design_verification_Limmern_caverns.pdf (besucht am 28.08.2014) (siehe S. 62).
- Marti Norge AS (2013). *Raise Boring*. Oslo. URL: <http://www.marti-norge.no/RaiseBoring/index> (besucht am 12.06.2015) (siehe S. 102).
- Marti Technik AG (März 2014). *Pumpspeicherkraftwerk Limmern Fullroundschalung bei maximaler Steigung von 22 Prozent*. Moosseedorf. URL: http://www.martitechnik.com/de/..%5CPDF%5Cschalungsbau%5Ckw1%5CMA-TE_JobReport_KWL_26032014_de.pdf (besucht am 28.06.2015) (siehe S. 50).
- Marti Tunnelbau AG (2014). *Kraftwerk Bärenwerk*. URL: http://www.marti-tunnel.ch/Documents/Pdf.%20Referenzen/Kraftwerk%20B%C3%83%C2%A4renwerk_d.pdf (besucht am 26.02.2014) (siehe S. 78).
- Matt, Peter, Fred Thurnherr und Igor Uherkovich (1978). »Vorgespannte Druckstollen«. In: *Schweizerische Bauzeitung* 96.5, S. 63–72. URL: <http://dx.doi.org/10.5169/seals-73622> (besucht am 29.06.2015) (siehe S. 55).
- MICON Drilling GmbH (Februar 2015). *Rotary Vertical Drilling System (RVDS)*. Nienhagen. URL: <http://www.micon-drilling.de/Download/MD-RVDS.pdf> (besucht am 11.06.2015) (siehe S. 99).
- Nackler, Karl (2014). »Sukzessive Projektentwicklung - konkrete Bauplanung und Anpassungserfordernisse«. In: *Pumpspeicherkraftwerk Feldsee*. Hrsg. von Kärntner Elektrizitäts-Aktiengesellschaft. Klagenfurt, S. 75–80. ISBN: 978-3-200-03554-6 (siehe S. 27).
- Nackler, Karl und Kurt Berger (2014). »Verzeichnis der wichtigsten Werksdaten des Pumpspeicherkraftwerkes Feldsee mit Planunterlagen«. In: *Pumpspeicherkraftwerk Feldsee*. Hrsg. von

Literatur

- Kärntner Elektrizitäts-Aktiengesellschaft. Klagenfurt, S. 23–30. ISBN: 978-3-200-03554-6 (siehe S. 107).
- Nash, William R. (1985). »Raise Boring in Civil and Mining Applications«. In: *Journal of Construction Engineering and Management* 111.1, S. 15–30. ISSN: 0733-9364. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9364(1985)111:1(15) (siehe S. 104).
- Niagara Falls Thunder Alley (2009). URL: <http://www.niagarafontier.com/tunnelpix/April19/P1000858.jpg> (besucht am 15.08.2014) (siehe S. 11).
- Oberingenieurkreis I Thun und Geotest AG (2009). *Gletschersee Grindelwald - Bilder vom Stollenbau*. URL: <http://www.gletschersee.ch/index.cfm/treeID/43> (besucht am 01.09.2014) (siehe S. 75).
- Österreichische Gesellschaft für Geomechanik (2008). *Richtlinie für die geotechnische Planung von Untertagebauten mit zyklischem Vortrieb: Gebirgscharakterisierung und Vorgangsweise zur nachvollziehbaren Festlegung von bautechnischen Maßnahmen während der Planung und Bauausführung: 2. überarbeitete Auflage*. URL: http://www.oegg.at/upload/Download/Downloads/Richtlinie_geotechnische_Planung_conv_V2.1_2008_01.pdf (besucht am 12.05.2015) (siehe S. 88).
- Palmström, Arild (2014). *Unlined Pressure Conduits: used in hydropower plants*. URL: http://www.rockmass.net/files/unlined_pressure_conduits.pdf (besucht am 26.08.2014) (siehe S. 28).
- Palmström, Arild (1987). »NORWEGIAN DESIGN AND CONSTRUCTION EXPERIENCES OF UNLINED PRESSURE SHAFTS AND TUNNELS«. In: *Underground hydropower plants*. Hrsg. von Einar Broch und Dagfinn K. Lysne. Trondheim: Tapir. ISBN: 8251907985. URL: http://www.rockmass.net/ap/27_Palmstrom_on_Unlined_pressure_shafts_Norway.pdf (besucht am 21.06.2015) (siehe S. 45).
- Patt, Heinz u. a. (2011). *Wasserbau: Grundlagen, Gestaltung von wasserbaulichen Bauwerken und Anlagen*. 7., aktualisierte Aufl. Berlin: Springer. ISBN: 9783642119637 (siehe S. 7, 9).
- Peltier, Robert (2006). *Kannagawa Hydropower Plant Japan*. URL: <http://www.powermag.com/kannagawa-hydropower-plant-japan/?pagenum=1> (besucht am 28.08.2014) (siehe S. 62).
- Pichler, Walter (2011). »Betontechnologie«. In: *Das Kraftwerk im Berg*. Hrsg. von Verbund Hydro Power AG. St. Pölten: Residenz, S. 96–100. ISBN: 978-3-7017-3240-1 (siehe S. 23).
- Porr AG (2013). *Brenner Basistunnel - Meilenstein im Europäischen Eisenbahnverkehr*. Wien. URL: <http://worldofporr.porr-group.com/index.php?id=4244%5C#/page/3> (besucht am 01.09.2014) (siehe S. 68).
- Pöyry Energy AG (März 2008). *Bestimmung von Wirkungsgraden bei Pumpspeicherung in Wasserkraftanlagen: Auftraggeber: Bundesamt für Energie Bern*. URL: www.bfe.admin.ch/php/modules/publikationen/stream.php?extlang=de%5C&name=de_415219931.pdf%5C&endung=Bestimmung%20von%20Wirkungsgraden%20bei%20Pumpspeicherung%20in%20Wasserkraftanlagen (besucht am 04.03.2014) (siehe S. 17).
- Pulverer, M. (2002). *Auswertung von Verspannpratzenmessungen zur Bestimmung der Verformbarkeit von Fels am Beispiel "Neuer Kraftabstieg Kaprun"*: Diplomarbeit. Hrsg. von FH - Kärnten (siehe S. 37).
- Radončić, Nedim u. a. (2008). »Improved Design Method for Pre-stressed Water Tunnels«. In: *Geomechanik und Tunnelbau* 1.5, S. 383–389. ISSN: 18657362. DOI: 10.1002/geot.200800056 (siehe S. 18).

- Reinders, Peter und Frank Hammelmann (2013). »Das elektronische Zündsystem eDev II für Sprengarbeiten im Strecken- und Tunnelvortrieb«. In: *Mining Report* 149.5, S. 293–299. ISSN: 21956529. DOI: [10.1002/mire.201300035](https://doi.org/10.1002/mire.201300035) (siehe S. 74).
- Rowa Tunneling Logistics AG und Stephan Messerli (2007). *Schrägschacht Limberg ohne Höhenangst: Riskmanagement für eine Rückfallsicherung*. URL: <http://www.rowa-ag.ch/de/dokumente/D-934002-004-PSW-Limberg-d-Handout.pdf> (besucht am 12.05.2015) (siehe S. 87).
- Salzburg AG (Juni 2012). *Modernisierung Kraftwerk Bärenwerk*. URL: <http://www.salzburg-ag.at/?eID=download%5C&uid=468> (besucht am 26.08.2014) (siehe S. 27).
- Sandvik Construction (2015). *Rotary drilling tools - bits*. URL: <http://construction.sandvik.com/products/rock-tools/rotary-drilling-tools/rotary-drilling-bits/> (besucht am 09.06.2015) (siehe S. 97).
- Sandvik Mining and Construction Tools AB (2015). *Raise Boring Heads: User manual*. Sandviken. URL: [http://www.miningandconstruction.sandvik.com/sandvik/0120/Internet/Global/S003713.nsf/Alldocs/Products*5CRock*tools*and*systems*5CRaise*boring*tools*and*systems*2APilot*Bits/%5C\\$FILE/RaiseBoringUsersManual.pdf](http://www.miningandconstruction.sandvik.com/sandvik/0120/Internet/Global/S003713.nsf/Alldocs/Products*5CRock*tools*and*systems*5CRaise*boring*tools*and*systems*2APilot*Bits/%5C$FILE/RaiseBoringUsersManual.pdf) (besucht am 12.06.2015) (siehe S. 96, 99, 101).
- Schachner, Stefan (April 2014). *Alpine Pumpspeicherwerke im europäischen Verbundnetz: Masterarbeit*. Hrsg. von TU Graz. Graz (siehe S. vii, 1–3, 107).
- Schleiss, Anton (1985). *Bemessung von Druckstollen Teil I: Literatur, Grundlagen, Felshydraulik insbesondere Sickerströmungen durch Auskleidung und Fels*. Hrsg. von D Vischer. Zürich. URL: http://people.ee.ethz.ch/~vawweb/vaw_mitteilungen/078/078_g.pdf (besucht am 25.03.2014) (siehe S. 34, 51, 54, 56).
- Schleiss, Anton (1986a). *Bemessung von Druckstollen Teil II: Einfluss der Sickerströmung in Betonauskleidung und Fels, mechanisch-hydraulische Wechselwirkungen, Bemessungskriterien*. Hrsg. von D Vischer. Zürich. URL: http://people.ee.ethz.ch/~vawweb/vaw_mitteilungen/086/086_g.pdf (besucht am 25.03.2014) (siehe S. 56, 120).
- Schleiss, Anton (1986b). »Neuzeitliche Ausbildung von Druckstollen«. In: *wasser, energie, luft* 78 (1/2), S. 17–24 (siehe S. 7, 25, 34).
- Schleiss, Anton (1997). »Design of concrete linings of pressure tunnels and shafts for external water pressure«. In: *Tunnelling Asia 97*. Hrsg. von Varma, Chelikani Venkata Jagannath und Rao, A. R. G. New Delhi: Oxford & IBH Publ. Co, S. 291–300. ISBN: 8120411412 (siehe S. 48, 49).
- Schleiss, Anton (2012). »Waterway Systems for Hydropower Plants – Challenges and tendencies for alignment and lining / Triebwassersysteme bei Wasserkraftanlagen – Herausforderungen und Tendenzen für die Linienführung und Auskleidung«. In: *Swiss Tunnel Congress 2012*. Hrsg. von Swiss Tunnelling Society, S. 204–221. URL: http://infoscience.epfl.ch/record/178378/files/2012-848_Schleiss_Triebwassersysteme_bei_Wasserkraftanlagen_Waterway_Systems_for_Hydropower_Plants.pdf (besucht am 25.03.2014) (siehe S. 14, 28, 31, 33, 39, 44).
- Schleiss, Anton J. und Pedro A. Manso (2012). »Design of Pressure Relief Valves for Protection of Steel-Lined Pressure Shafts and Tunnels Against Buckling During Emptying«. In: *Rock Mechanics and Rock Engineering* 45.1, S. 11–20. ISSN: 0723-2632. DOI: [10.1007/s00603-011-0187-9](https://doi.org/10.1007/s00603-011-0187-9) (siehe S. 58).
- Schluchseewerk AG (2014). *Neubauprojekt Pumpspeicherkraftwerk Atdorf: Energie für die Zukunft*. Laufenburg. URL: [http://www.schluchseewerk.de/index.php?eID=tx_nawsecuredl%](http://www.schluchseewerk.de/index.php?eID=tx_nawsecuredl%5C)

Literatur

- [5C&u=0%5C&g=0%5C&t=1409218550%5C&hash=a38e66b4f1ecb15c7f542429010d1fc7afedab5f%5C&file=uploads/media/Flyer_Atdorf_gross.pdf](http://www.slb.com/~media/Files/smith/brochures/tools_services/ongauge_br.pdf) (besucht am 27.08.2014) (siehe S. 29).
- Schlumberger Limited (2014). *OnGauge - Torque-reduction sealed-bearing roller reamer*. URL: http://www.slb.com/~media/Files/smith/brochures/tools_services/ongauge_br.pdf (besucht am 10.06.2015) (siehe S. 97).
- Schnetzler, Herbert, Alois Vigl und Helmut Wannemacher (2006). »Kops II Pressure Tunnel - Technical Concept, Geotechnics and Construction«. In: *Felsbau* 24.6, S. 19–24. URL: https://www.researchgate.net/publication/260540392_Kops_II_Pressure_Tunnel (besucht am 28.06.2015) (siehe S. 52).
- Schorn, Roland (2009). *PUMPSPEICHERKRAFTWERK LIMBERG II - EUROPAS GRÖSSTE KRAFTWERKSBAUSTELLE*. Hrsg. von Porr AG. URL: http://www.porr.ch/uploads/media/PORR_Nachrichten_Nr155.pdf (besucht am 17.05.2015) (siehe S. 94).
- Schorn, Roland (2013). *Pumpspeicherkraftwerk Reifseeck II: Eine Herausforderung im Hochgebirge*. Hrsg. von Porr AG. URL: <http://worldofporr.porr-group.com/uploads/pdf/PumpspeicherkraftwerkReifseeckII.pdf> (besucht am 17.05.2015) (siehe S. 92).
- Schubert, Wulf (Sommersemester 2010). *VU Geotechnik GL - Querschnittsunterteilung, Längsentwicklung: Vorlesungsunterlagen* (siehe S. 66, 67).
- Schubert, Wulf (Sommersemester 2012). *VU Felsmechanik und Tunnelbau - Mechanical rock excavation: Vorlesungsunterlagen* (siehe S. 78).
- Seeber, Gerhard und R. Friedrich (1999). *Druckstollen und Druckschächte: Bemessung - Konstruktion - Ausführung*. Stuttgart: Enke im Thieme-Verl. ISBN: 3-13-117511-7 (siehe S. 9, 11, 14, 16, 19, 35–37, 39, 40, 42, 46, 48, 50, 51, 56).
- Seingre, Gérard, Thomas Ihly und Hans Rudolf Frei (2011). »The Nant De Drance pumped storage station - a large underground power station in the Valais Alps / Pumpspeicherwerk Nant De Drance - ein großes unterirdisches Wasserkraftwerk in den Walliser Alpen«. In: *Geomechanics and Tunnelling* 4.6, S. 627–642. ISSN: 18657362. DOI: [10.1002/geot.201100048](https://doi.org/10.1002/geot.201100048) (siehe S. 13, 113, 115).
- Seiwald, Stephan (2007). »Erweiterung Kraftwerk Naßfeld – Erhöhung Bockhartseedamm«. In: *Österreichische Wasser- und Abfallwirtschaft* 59.7-8, S. 91–97. DOI: [10.1007/s00506-007-0105-2](https://doi.org/10.1007/s00506-007-0105-2) (siehe S. 24).
- Shan, Zhi-gang und Peng Yan (2010). »Management of rock bursts during excavation of the deep tunnels in Jinping II Hydropower Station«. In: *Bulletin of Engineering Geology and the Environment* 69.3, S. 353–363. ISSN: 1435-9529. DOI: [10.1007/s10064-010-0266-2](https://doi.org/10.1007/s10064-010-0266-2) (siehe S. 83).
- Sharp, Tim (2013-05-23). »SSE in legal bid over Glendoe hydro scheme«. In: *heraldscotland*. URL: <http://www.heraldscotland.com/business/company-news/sse-in-legal-bid-over-glendoe-hydro-scheme.21156012> (besucht am 28.06.2015) (siehe S. 48).
- Stakne, Peter (2015). »Basic considerations and practical experience with the boring of deep shafts by the raise boring process / Grundsatzüberlegungen und baupraktische Erfahrungen beim Auffahren tiefer Schächte im Raise-Boring-Verfahren«. In: *Geomechanics and Tunnelling* 8.1, S. 50–59. ISSN: 18657362. DOI: [10.1002/geot.201400056](https://doi.org/10.1002/geot.201400056) (siehe S. 95, 104).
- Stakne, Peter u. a. (2014a). »Alpine Experience of Shaft Construction and Shaft Grouting (Conference Paper)«. In: *HYDRO 2014 - BUILDING ON RECENT DEVELOPEMENT PROGRESS*. Hrsg. von THE INTERNATIONAL JOURNAL ON HYDROPOWER and

- DAMS. URL: https://www.academia.edu/10362185/Alpine_Experience_of_Shaft_Construction_and_Shaft_Grouting (besucht am 15.06.2015) (siehe S. 116, 118, 120).
- Stakne, Peter u. a. (2014b). »Alpine Experience of Shaft Construction and Shaft Grouting (Conference Presentation)«. In: *HYDRO 2014 - BUILDING ON RECENT DEVELOPEMENT PROGRESS*. Hrsg. von THE INTERNATIONAL JOURNAL ON HYDROPOWER and DAMS. URL: https://www.researchgate.net/publication/266857563_Alpine_Experience_of_Shaft_Construction_and_Shaft_Grouting (besucht am 15.06.2015) (siehe S. 104, 118, 121).
- Staskiewicz, Ludger (2007). »Sprengtechnischer Dienst - Sprengstoffauswahl im Tunnelbau«. In: *Fachtagung Tunnelbau 2007*. Hrsg. von Berufsgenossenschaft der Bauwirtschaft. URL: http://www.baumaschine.de/fachtagungen/bautechnik-und-sicherheit/tunnelbau_dateien/2007/thema5/a267_278.pdf/at_download/file (besucht am 01.09.2014) (siehe S. 73).
- Stering, Paul, Josef Mayrhuber und Horst Cerjak (2013). »Steel pressure shaft linings for hydropower plants – developments in recent VERBUND projects in Austria«. In: *Steel Construction* 6.4, S. 249–256. URL: <http://onlinelibrary.wiley.com/doi/10.1002/stco.201310034/pdf> (besucht am 24.03.2014) (siehe S. 58).
- Strand, Göran (22.06.2012). »Advances in raise boring«. In: *INTERNATIONAL WaterPower and DAM CONSTRUCTION*. URL: <http://www.waterpowermagazine.com/features/featureadvances-in-raise-boring/> (besucht am 16.06.2015) (siehe S. 104).
- Strasser, Christian, Klaus Erkurt und Frank Hammelmann (2006). *Sprengarbeiten auf einer modernen Tunnelbaustelle*. URL: <https://www.oricaminingservices.com/uploads/Germany/Nobel%20-%20Heft%202006%20Sprengarbeiten%20auf%20einer%20modernen%20Tunnelbaustelle.pdf> (besucht am 01.09.2014) (siehe S. 72).
- The Robbins Company (2015a). *Double Shield TBM: For projects with difficult ground that still demand the speed of a Main Beam*. URL: <http://www.therobbinscompany.com/en/our-products/tunnel-boring-machines/double-shield/> (besucht am 27.02.2015) (siehe S. 83, 85).
- The Robbins Company (2014). *Kárahnjúkar Hydropower Project: Three Robbins TBMs carve out hydroelectric tunnels in Iceland*. URL: <http://www.therobbinscompany.com/en/case-study/karahnjukar-hydropower-project/> (besucht am 01.09.2014) (siehe S. 19).
- The Robbins Company (2015b). *Kárahnjúkar Hydropower Project - Tunnel Image*. URL: http://www.therobbinscompany.com/wp-content/uploads/2010/03/kar_01.jpg (besucht am 26.02.2015) (siehe S. 19).
- Thuro, Kurosch und Frank Brodbeck (1998). »Auswertung von TBM Vortriebsdaten - Erfahrungen beim Erkundungsstollen Schwarzach«. In: *Felsbau* 16.1, S. 8–17. URL: http://www.geo.tum.de/people/thuro/pubs/1998_felsbau16_tbm.pdf (besucht am 26.02.2015) (siehe S. 82).
- TunnelTalk reporting (December 2011). *Concrete finish for Glendoe repair*. Hrsg. von TunnelTalk.com. URL: <http://www.tunneltalk.com/Glendoe-Nov11-Insitu-concrete-repair.php> (besucht am 28.06.2015) (siehe S. 48, 50).
- Venkatesh, H. S., R. Balachander und R. N. Gupta (2008). »Handling the blockades while excavating the surge shaft at Tala Hydroelectric Project«. In: *Tunnelling and Underground Space Technology* 23.2, S. 145–150. ISSN: 08867798. DOI: 10.1016/j.tust.2007.03.005 (siehe S. 105).

Literatur

- Verbund Hydro Power AG, Hrsg. (2011). *Das Kraftwerk im Berg: Die Baugeschichte des Pumpspeicherkraftwerks Limberg II*. 1. Aufl. St. Pölten: Residenz. ISBN: 978-3-7017-3240-1 (siehe S. 23).
- Vigl, Alois (2015). »System solutions for headraces of high head hydropower plants / Systemlösungen für Kraftabstiege von Hochdruck-Wasserkraftanlagen«. In: *Geomechanics and Tunnelling* 8.1, S. 13–27. ISSN: 18657362. DOI: [10.1002/geot.201400055](https://doi.org/10.1002/geot.201400055) (siehe S. 35, 37, 45, 46, 88).
- Vigl, Alois (WS 2014-15 12.02. - 13.03.2015[a]). *Vorlesung Druckstollenbau Modul 1 Grundlagen: Vorlesungsunterlagen*. TU Graz (siehe S. 39).
- Vigl, Alois (WS 2014-15 12.02. - 13.03.2015[b]). *Vorlesung Druckstollenbau Modul 5 Kraftabstieg: Vorlesungsunterlagen*. TU Graz (siehe S. 88).
- Vigl, Alois und Christian Barwart (2011). »Kopswerk II headrace tunnel - geomechanical and construction design / Triebwasserstollen Kopswerk II - geomechanische und bautechnische Planung«. In: *Geomechanics and Tunnelling* 4.2, S. 87–102. ISSN: 18657362. DOI: [10.1002/geot.201100008](https://doi.org/10.1002/geot.201100008) (siehe S. 33).
- Vorarlberger Illwerke AG (2014). *Nachhaltiger Nutzen*. URL: <http://www.kopswerk2.at/inhalt/at/73.htm> (besucht am 24.08.2014) (siehe S. 23).
- Vorarlberger Illwerke AG (2005). *Fotos Oktober 2005*. URL: <http://www.kopswerk2.at/inhalt/at/622.htm> (besucht am 28.06.2015) (siehe S. 52).
- Vorarlberger Illwerke AG (August 2005). *Kopswerk II dabei August 2005: Information der Vorarlberger Illwerke AG zum Bau des Pumpspeicherkraftwerks Kopswerk II in Gaschurn/Partenen: Ausgabe 4*. Bregenz. URL: http://www.kopswerk2.at/downloads/Bauzeitung_20050822.pdf (besucht am 02.03.2014) (siehe S. 65, 78).
- Vorarlberger Illwerke AG (März 2005). *Kopswerk II dabei März 2005: Information der Vorarlberger Illwerke AG zum Bau des Pumpspeicherkraftwerks Kopswerk II in Gaschurn/Partenen: Ausgabe 3*. Bregenz. URL: http://www.kopswerk2.at/downloads/Bauzeitung_20050320.pdf (besucht am 02.03.2014) (siehe S. 88).
- Vorarlberger Illwerke AG (Oktober 2006). *Kopswerk II dabei Oktober 2006: Information der Vorarlberger Illwerke AG zum Bau des Pumpspeicherkraftwerks Kopswerk II in Gaschurn/Partenen: Ausgabe 6*. Bregenz. URL: http://www.kopswerk2.at/downloads/Bauzeitung_20061010.pdf (besucht am 02.03.2014) (siehe S. 57).
- Wallis, Shani (March 2009). *Bogong Hydropower Project McConnell Dowell securing hard-won and award winning successes in New Zealand and Australia*. Hrsg. von TunnelTalk.com. URL: <http://www.tunneltalk.com/MacDow-Feb09-Programme-challenges-at-Bogong.php> (besucht am 21.06.2015) (siehe S. 45).
- Wannenmacher, Helmut, Michael Bauert und Andreas Heizmann (2013). »Aspects of pressure tunnel lining with special focus on pre-stressed pressure tunnels«. In: *HYDRO 2013 - Promoting the Versatile Role of Hydro*. Hrsg. von THE INTERNATIONAL JOURNAL ON HYDROPOWER and DAMS. URL: [10.13140/2.1.1933.9048](https://doi.org/10.13140/2.1.1933.9048) (besucht am 24.06.2015) (siehe S. 39, 41, 42).
- Wittmann, Helmut und Thomas Rücker (2011). »Vorbildprojekt für Natur- und Umweltschutz«. In: *Das Kraftwerk im Berg*. Hrsg. von Verbund Hydro Power AG. St. Pölten: Residenz, S. 151–157. ISBN: 978-3-7017-3240-1 (siehe S. 23).
- Zenz, Gerald (24.10.2013). »Auslegung von Triebwasserweg und Wasserschloss«. In: *Speicher- und Pumpspeicherkraftwerke*. Hrsg. von Österreichischer Wasser- und Abfallwirtschaftsverband. Wien. ISBN: 978-3-902810-91-5. URL: https://online.tugraz.at/tug_online/

- [voe_main2.getVollText?pDocumentNr=279858%5C&pCurrPk=67787](#) (besucht am 24.06.2014) (siehe S. 14, 16).
- Zenz, Gerald u. a. (2008). »Druckstollen Limberg - Bemessung, Ausführung und Erfahrung im Bau«. In: *Geomechanics and Tunnelling* 1.5, S. 390–397. ISSN: 18657362. DOI: [10.1002/geot.200800057](#) (siehe S. 5, 37).
- Zhang, Chuanqing u. a. (2012). »A Top Pilot Tunnel Preconditioning Method for the Prevention of Extremely Intense Rockbursts in Deep Tunnels Excavated by TBMs«. In: *Rock Mechanics and Rock Engineering* 45.3, S. 289–309. ISSN: 0723-2632. DOI: [10.1007/s00603-011-0199-5](#) (siehe S. 83).