Die approbierte Originalversion dieser Diplom-/Masterarbeit ist an der Hauptbibliothek der Technischen Universität Wien aufgestellt (http://www.ub.tuwien.ac.at).

The approved original version of this diploma or master thesis is available at the main library of the Vienna University of Technology (http://www.ub.tuwien.ac.at/englweb/).

D I P L O M A R B E I T

PROJEKTSTUDIE 2007 KRAFTWERKSGRUPPE „FRAGANT“, FÜR EINE OPTIMIERUNG DES DURCHMESSERS DER DRUCKROHRLEITUNG DES PSKW „FELDSEE“ UND AUSWERTUNG DES SPEICHERS „FELDSEE“

INSTITUT FÜR WASSERBAU UND INGENIEURHYDROLOGIE

an der

Technischen Universität - Wien

unter der Anleitung von:

Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Peter TSCHERNUTTER

und

St.Sc. Dipl.-Ing. Dr.techn. Boris HUBER

Vorgelegt von: Ivan PETROV

Wien, im April 2007

TECHNISCHE UNIVERSITÄT WIEN

VIENNA UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

V O R W O R T

Ich möchte mich an dieser Stelle besonders bei Herrn Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Peter Tschernutter, Leiter der Abteilung für Wasserbau des Institutes „Wasserbau und Ingenieurhydrologie“, bedanken, der mir während meiner Studienzeit eine ganzheitliche Betrachtungsweise des Wasserbaues vermittelt hat, die, wie ich hoffe, in die hier vorliegende Arbeit eingegangen ist.

Gleichzeitig sei Herrn Staff Scientist Dipl.-Ing. Dr.techn. Boris Huber gedankt, dessen Anregungen und Hilfe zum Gelingen dieser Arbeit wesentlich beigetragen haben.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Prok. Dipl.-Ing. Karl Nackler und Herrn Ing. Hartlieb Kerth, die mir die erforderlichen Projektsunterlagen von der KELAG-Kärntner Elektrizitäts-AG zur Verfügung gestellt haben.

I N H A L T S V E Z E I C H N I S

T E I L I ALLGEMEINE GRUNDLAGEN UND VORAUSSETZUNGEN FÜR DIE PLANUNG
1. EINLEITUNG 1
1.1 ENERGIEWIRTSCHAFTLICHE SITUATION ÖSTERREICHS – FUNKTIONEN VON PUMPSPEICHERWERKEN IM VERBUNDNETZ 2
1.2 KRAFTWERKSGRUPPE „FRAGANT“ 10
1.3 SITUATION IM PROJEKTSGEBIET 13
2.THEORETISCHE GRUNDLAGEN 20
2.1 WASSERSCHLOSSSCHWINGUNGEN 20
2.1.2 Differentialgleichungen 20
2.1.2 Differenzenverfahren 22
2.2 DYNAMISCHE STRÖMUNGSVORGÄNGE. DRUCKSTOß 24
2.2.1 Druckwellengeschwindigkeit 24
2.2.2 Druckstoßberechnung 26
2.2.3 Joukowsky-Stoß 27
2.3 CHARAKTERISTIKENVERFAHREN 29
2.3.1 Behälter mit konstantem Wasserspiegel 33
2.4 STEINSCHÜTTDÄMME UND IHRE ERHÖHUNG 35
2.4.1 Allgemeines 35
2.4.2 Wahl des Erhöhungsverfahren 36
2.4.3 Hochwasserentlastung 36
2.4.4 Freibordnachweis 38
T E I L II PROJEKTSTUDIE
3. DETAILPROJEKT 40
3.1 DRUCKSTOLLEN 40
3.2 WASSERSCHLOSS 40
3.3 DRUCKROHRLEITUNG 41
3.4 OBERBECKEN – SPEICHER “FELDSEE“ 41
4. HYDRAULISCHE BEMESSUNG DES SYSTEMS 43
4.1 DRUCKSTOLLEN 43
4.2 BEMESSUNG UND OPTIMIERUNG DER DRL 44
4.2.1 Bestimmung des Durchmessers 44
4.2.2 Optimierung des Durchmessers der DRL 44

4.2.3 Statische Berechnung 47
4.3 VERLUSTE IM SYSTEM 57
4.3.1 Druckstollenbereich 58
4.3.2 Bereich der DRL 58
4.3.3 KH-Bereich 60
4.4 LEISTUNGSERMITTLUNG 61
4.5 ENTWURF DES WASSERSCHLOSSES 62
4.6 DRUCKSTOßBERECHNUNG 71
4.6.1 Joukowky-Stoß 71
4.6.2 Druckstoß nach dem Charakteristikenverfahren: T- Betrieb 72
4.6.3 Druckstoß nach dem Charakteristikenverfahren: P- Betrieb 76
5. AUSWERTUNG DES SPEICHERS „FELDSEE“ 79
5.1 TECHNISCHE DATEN – IST - ZUSTAND 79
5.2 ERHÖHUNG DES DAMMES 80
5.2.1 Neues Stauziel und Ermittlung des Speicherinhaltes 80
5.2.2 Hochwasserretension 83
5.2.3 Freibordnachweis 83
5.2.4 Grundablass – hydraulische Berechnung 85
5.2.5 Ermittlung des Schüttvolumens 88
6. LEISTUNGSERMITTLUNG NACH DER DAMMERHÖHUNG 89
6.1 FÖRDERMENGE UND VOLLASTDURCHFLUSS 89
6.2 VERLUSTE IM SYSTEM 89
6.2.1 Druckstollenbereich 90
6.2.2 Im Bereich der DRL 90
6.2.3 KH-Bereich 92
6.3 LEISTUNGSERMITTLUNG 93
7. HYDROLOGIE 94
8. ÖKOLOGIE 95
8.1 DRUCKSTOLLEN 95
8.2 KRAFTHAUS 95
8.3 SPEICHER „FELDSEE“ 95
9. ZUSAMMENFASSUNG 96
LITERATURVERZEICHNIS 99
T E I L III PLANUNGSUNTERLAGEN

VERWENDETE ABKÜRZUNGEN

PSKW	Pumpspeicherkraftwerk
KW	Kraftwerk
KH	Krafthaus
P/T	reversible Francis – Pumpturbine
T-Betrieb	Turbinenbetrieb
P-Betrieb	Pumpenbetrieb
MS	Maschinensatz
OB	Oberbecken
UB	Unterbecken
OW	Oberwasser
UW	Unterwasser
STZ	Stauziel
ASZ	Absenkziel
DST	Druckstollen
DRL	Druckrohrleitung
WS	Wasserschloss
OF	Oberfläche
Abb	Abbildung
Tab	Tabelle
KELAG	Kärntner Elektrizitäts-Aktiengesellschaft

TECHNISCHE UNIVERSITÄT - WIEN

TEIL I

ALLGEMEINE GRUNDLAGEN UND VORAUSSETZUNGEN FÜR DIE PLANUNG

IVAN PETROV, MN: 0227380

1. EINLEITUNG

Pumpspeicherung ist eine bedeutende Dienstleistung im elektrischen Netz. Sie ist die ökologisch beste Möglichkeit zum Ausgleich eines momentan tiefen Strombedarfs oder auch einer unerwartet hohen Produktion von Kraftwerken.

Pumpspeicherwerke sind zwischen zwei unterschiedlich hoch liegenden Seen angeordnet, und sie nutzen das Wasser nicht nur mit Turbinen zur Erzeugung von Strom, sondern sie können das Wasser auch wieder zurückpumpen - und damit Strom in Form von gepumptem Wasser speichern. Sie haben also die Fähigkeit, dem Stromnetz zweierlei Dienste zu erweisen: Spitzenenergie zu produzieren und Überschussenergie einzulagern.

Landläufig versteht man unter "Wasserkraftnutzung" das Nutzen von natürlichen Zuflüssen für die Stromproduktion.

Die Pumpspeicherung nutzt Wasser, um Energie aus Elektrizität in Lageenergie zu verwandeln (= Wasser im oberen Speicher) um diese Lageenergie mit Turbinen wieder in Strom zu verwandeln.

Pumpspeicherwerke sind ausschliesslich für die Regelung konzipiert. Im Gegensatz zu den Alternativen bieten sie als einzige die Möglichkeit, Elektrizität in grossem Umfang mit Hilfe des Pumpvorganges zu speichern. Eine wesentliche Qualität der Pumpspeicherwerke ist zudem die ständige und augenblickliche Betriebsbereitschaft. Die Pumpspeicherung ist eine besondere Form der Wasserkraftnutzung. Mit ihr werden Dienstleistungen am Stromnetz erbracht. Ihre Aufgaben sind namentlich die Pufferung von momentan nicht benötigter Produktion aus thermischen Kraftwerken und Windanlagen in Schwachlast-Zeiten, die Einspeisung von Spitzenenergie in Starklast-Zeiten sowie die Reservestellung bei Ausfällen.

Diese unerlässliche Netzdienstleistung kann man auch mit anderen Regelkonzepten erfüllen (Gasturbinen, andere thermische Kraftwerke im Teillastbetrieb, sowie evtl. mit Wasserstoff-Zyklus, Schwungrad). Die Pumpspeicherung ist aber die ökologisch beste Option.

Der Strompreis im geöffneten Elektrizitätsmarkt ist eine grobe "Steuergröße" für die Netzregelung.

Arbeiten vorübergehend zu viele Kraftwerke im Netz, dann sinken die Preise; und dieses Preissignal sagt u.a.: Jetzt pumpen!

Analoges gilt in den Stunden maximalen Bedarfs, wo der höhere Preis nach Spitzenenergie "ruft".
Die entsprechenden Preisunterschiede sind oft recht gross. Dies widerspiegelt die Tatsache, dass es sowohl wirtschaftlich wie auch ökologisch unerwünscht ist, thermische Kraftwerke häufig ein- und auszuschalten oder ihre Leistung zu drosseln /1/.
Die Pumpspeicherung lässt sich bei diesen Preisunterschieden wirtschaftlich durchführen und empfängt aufgrund des internationalen Stromaustausches und der heutigen energiewirtschaftlichen Situation immer grössere Bedeutung.
In den letzten Jahren das Stromverbrauch Österreichs, sowie ganz Europas steigt sehr rasch an und eine gewisse Menge von Maßnahmen muss getroffen werden.

In vorliegender Diplomarbeit wurde eine Auswertung des Oberbeckens einer PSKW, als auch eine Optimierung des Systems gemacht. Es handelt sich hierbei um eine hydraulische Berechnung und Untersuchung der stationären und instationären Strömungen in dem System des PSKW “Feldsee“ aus dem KW-Gruppe „Fragant“,und um eine Erhöhung des Dammes von Speicher „Feldsee“ mit Ziel Vergrößerung des Arbeitsvermögens des PSKW.

1.1 ENERGIEWIRTSCHAFTLICHE SITUATION ÖSTERREICHS – FUNKTIONEN VON PUMPSPEICHERWERKEN IM VERBUNDNETZ

Die Deckung des österreichischen Energieaufkommens von 1.358 Petajoule (PJ) erfolgte z.B. im Jahr 2000 wie folgt:

- aus Importen mit 921 PJ (67,8 %),
- aus inländischer Aufbringung von Rohenergieträgern mit 413,6 PJ (30,4 %) und
- aus gelagerten Vorräten mit 23,8 PJ (1,8 %).

Das Energieflussbild macht die österreichische Importabhängigkeit bei Energieträgern sichtbar. Von diesen Energieimporten entfallen 56,3 % auf Erdöl und Erdölprodukte, 24,2 % auf Erdgas gefolgt von Kohle mit 13,6%, elektrischer Energie mit 5,4 % und Biomasse mit 0,5 %. Bei der Inlandsaufbringung dominieren die Wasserkraft mit 36,6 % und die Biomasse (Brennholz, biogene Brenn- und Treibstoffe) mit 28,9%. Erdöl macht 11,0 %, Erdgas 15,7 %, Kohle 3,0 %,

brennbare Abfälle 3,1 % und Umgebungswärme 1,8 % der inländischen Aufbringung von Rohenergieträgern aus /2/.

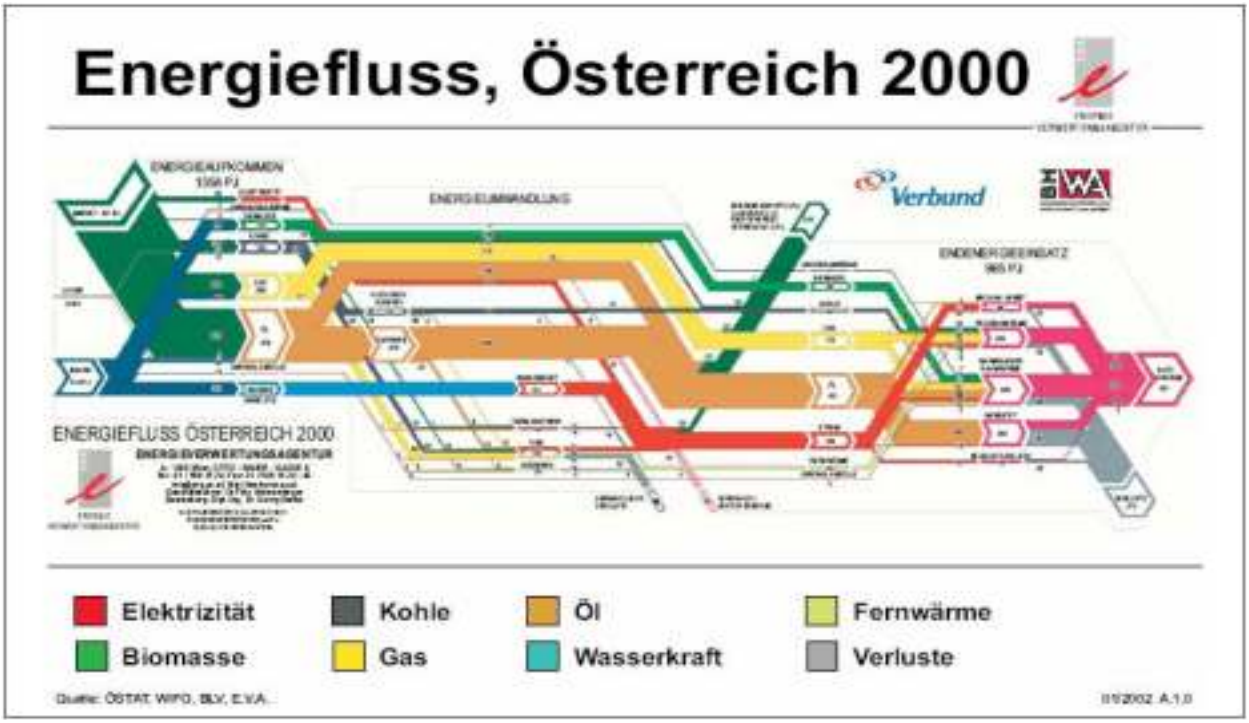


Abb.: 1.1 Gesamtes Energieaufkommen Österreichs 2000, gegliedert nach der Art der Energieerzeugung /2/.

Die Stromerzeugung in Österreich lag 2005 bei rund 65.800 GWh (Siehe Abb.: 1.2). Davon wurden – nach vorläufigen Zahlen – etwa 60 Prozent (39.400 GWh) aus umweltschonender Wasserkraft produziert. 37 Prozent (24.200 GWh) wurden in thermischen Anlagen erzeugt und rund drei Prozent (2.200 GWh) kamen aus additiven erneuerbaren Energien (Wind, Biomasse, Photovoltaik, Deponie- und Klärgas sowie Geothermie).

Der österreichische Stromverbrauch steigt seit Jahren konstant. Im Schnitt der letzten sieben Jahre waren es rund 2,3 Prozent. 2005 lag der Inlandsstromverbrauch bei 68.500 Gigawattstunden, im Jahr zuvor bei 67.800 Gigawattstunden. Das Österreichische Institut für Wirtschaftsforschung (Wifo) prognostiziert einen Anstieg der Nachfrage nach elektrischer Energie bis 2010 um jährlich 2,3 Prozent. Für 2010 bis 2020 rechnet das Wifo mit weiteren Zuwächsen um 2,7 Prozent pro Jahr /3/.

Abb.: 1.2 Entwicklung der österreichischen Stromerzeugung /3/.

Abb.: 1.3 Entwicklung des österreichischen Inlandstromverbrauchs /3/.

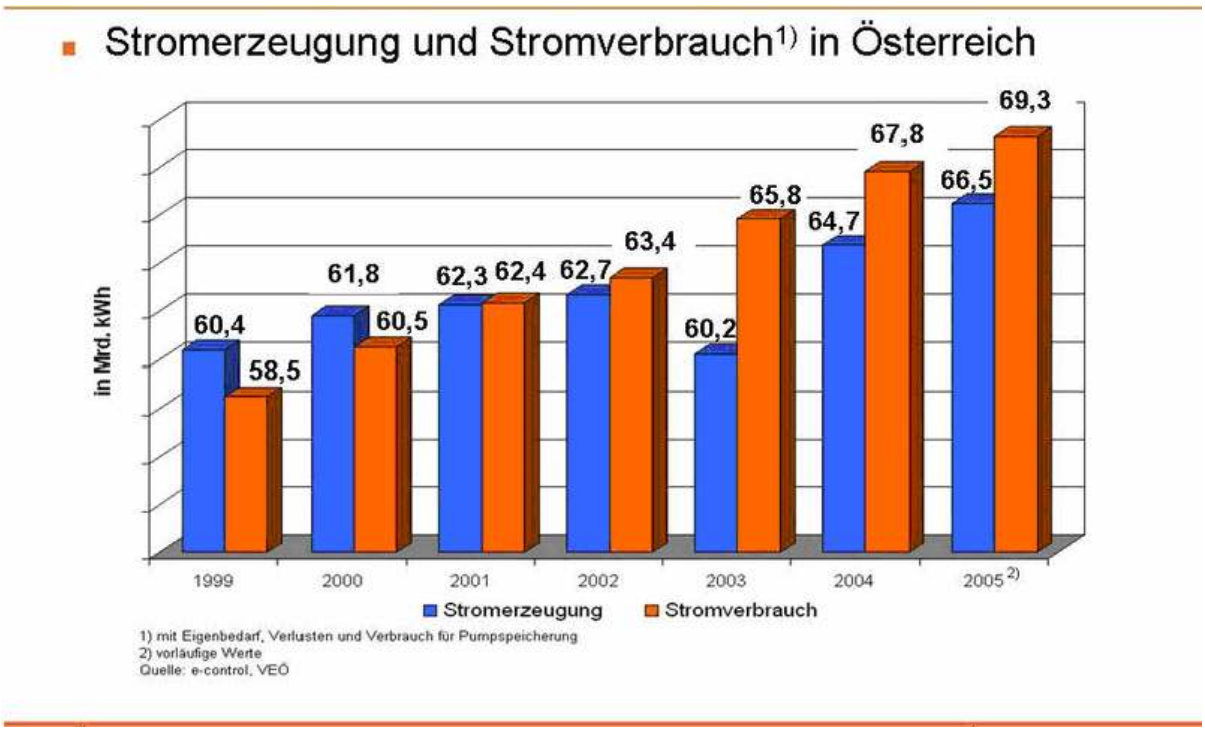


Abb.: 1.4 Vergleich zwischen Stromerzeugung und –verbrauch in Österreich (01.02.2006) /4/.

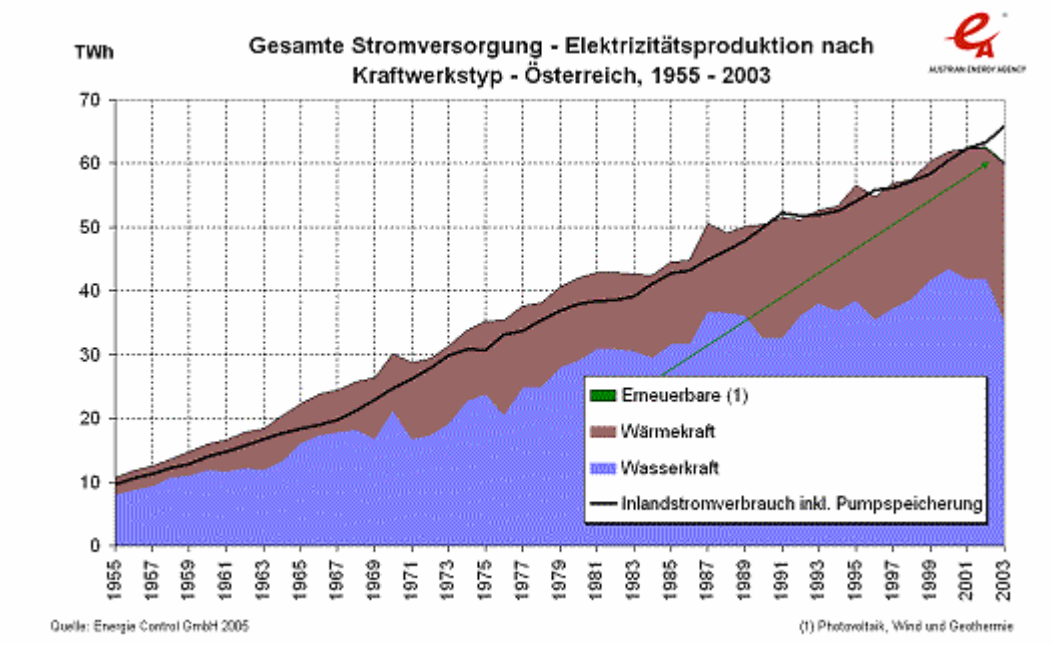


Abb.: 1.5 Elektrizitäterzeugungsreihe nach Kraftwerktypen /5/.

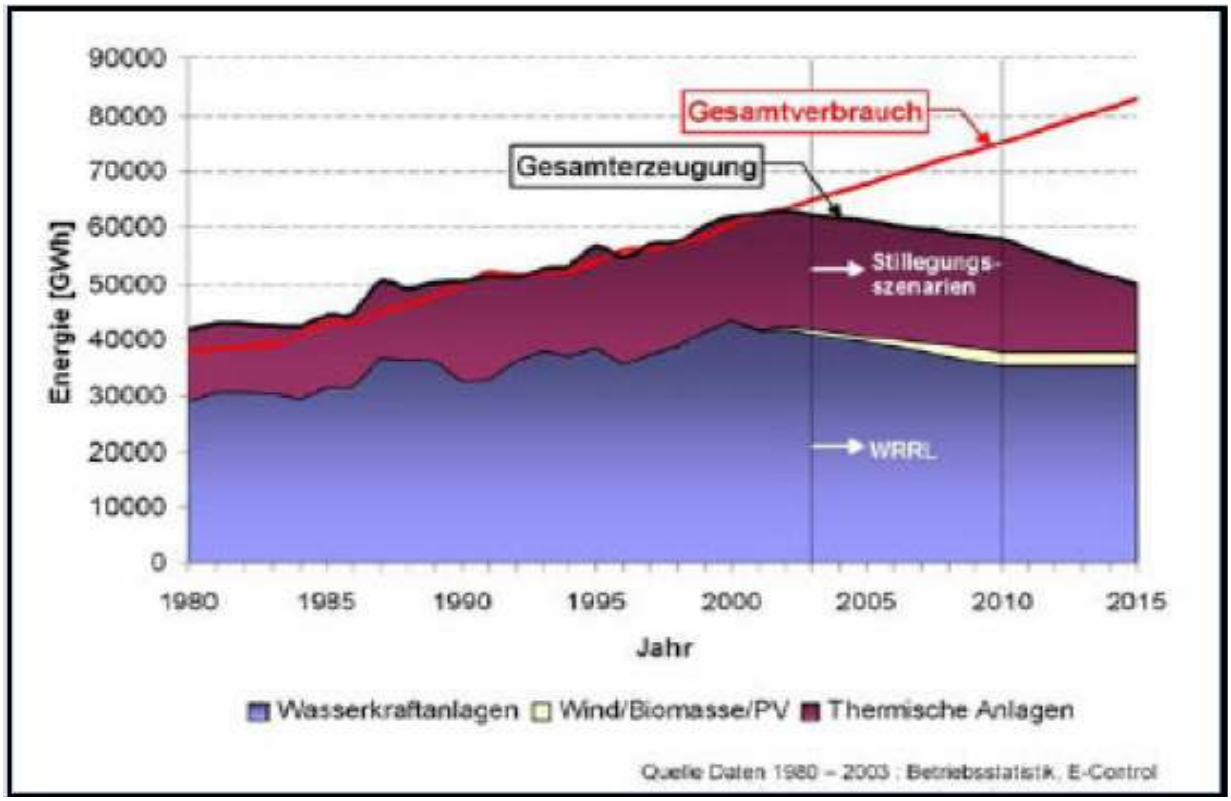


Abb.: 1.6 Zukünftiges Vergleich der Stromerzeugung und Stromverbrauch /6/.

Ein Rückgang der hydraulischen Erzeugung entsteht durch die EU-Wasserrahmenrichtlinien (WRRL). In der selben Zeit das Verbrauch elektrischer Energie aber steigt sehr rasch zu (im Jahr 2003 : + 3,4%; 2004: + 3,0%). Mit solch einem Abstieg des Stromverbrauchs muss in den bevorstehenden Jahren ein Fehlbedarf von etwa 9.400 bis 38.400 GWh (im Jahr 2015) bedeckt werden.

Die Nutzung des Wasserkraftpotentials Österreichs ist eine der Möglichkeiten zur Abdeckung des Elektrizitätsmangel. Das theoretische Potential liegt um rund 150.000 GWh, mit rund 56.200 GWh ausbauwürdigem Potential (100% = Basis für Ausbaugrad). 71% dieses Potentials sind schon verwirklicht und die anderen 29% sind schon im Bau oder gibt Projekte dazu.

Abb.: 1.7 Wasserkraftpotential Österreichs /6/.

Durch den Zusammenschluss der nationalen Hochspannungsnetze wurden in Europa zwei große Verbundsysteme geschaffen, die den Partnerländern wechselseitige Aushilfe bei Versorgungsproblemen bieten und einen internationalen Stromaustausch ermöglichen. Österreich hat im Rahmen des westeuropäischen Verbundnetzes eine immer stärkere "Drehscheibefunktion" erhalten, nicht zuletzt durch die hier erstmals verwirklichte Kopplung zwischen dem westeuropäischen Verbundblock der UCPTE und dem osteuropäischen Verbundnetz der RGW - (COMECON) Länder /7/,/8/.

Wegen der unterschiedlichen Abweichung von der 50 Hz Nennfrequenz (bei RGW: 1 Hz; bei UCPTE: 0,1 Hz) Gleichstromkurzkupplungen erforderlich sind. D.h. kein Parallelbetrieb verwendet wird,sondern Inselbetrieb! Das so ausgebaute 380 kV-Netz erlaubt Transite für andere Länder über das österreichische Netz durchzuführen und den bereits bedeutenden Beitrag Österreichs im internationalen Verbundnetz weiter zu erhöhen (Abb.: 1.8).

Die Verbundnetzstabilität selbst wird durch das Zusammenwirken verschiedenartiger KW gewährleistet, wo bei den Pumpspeicheranlagen aufgrund ihre Möglichkeiten, den Anforderungen des Netzbetriebes flexibel zu entsprechen, eine wichtige Bedeutung zukommt.

PSKW sind dazu geeignet, sämtliche Aufgaben reiner Speicher - KW zu übernehmen, besitzen jedoch für die Aufgaben der Netzregelung einen größeren Regelbereich, der durch die Summe der Pump- und Turbinenleistung gegeben werden kann.

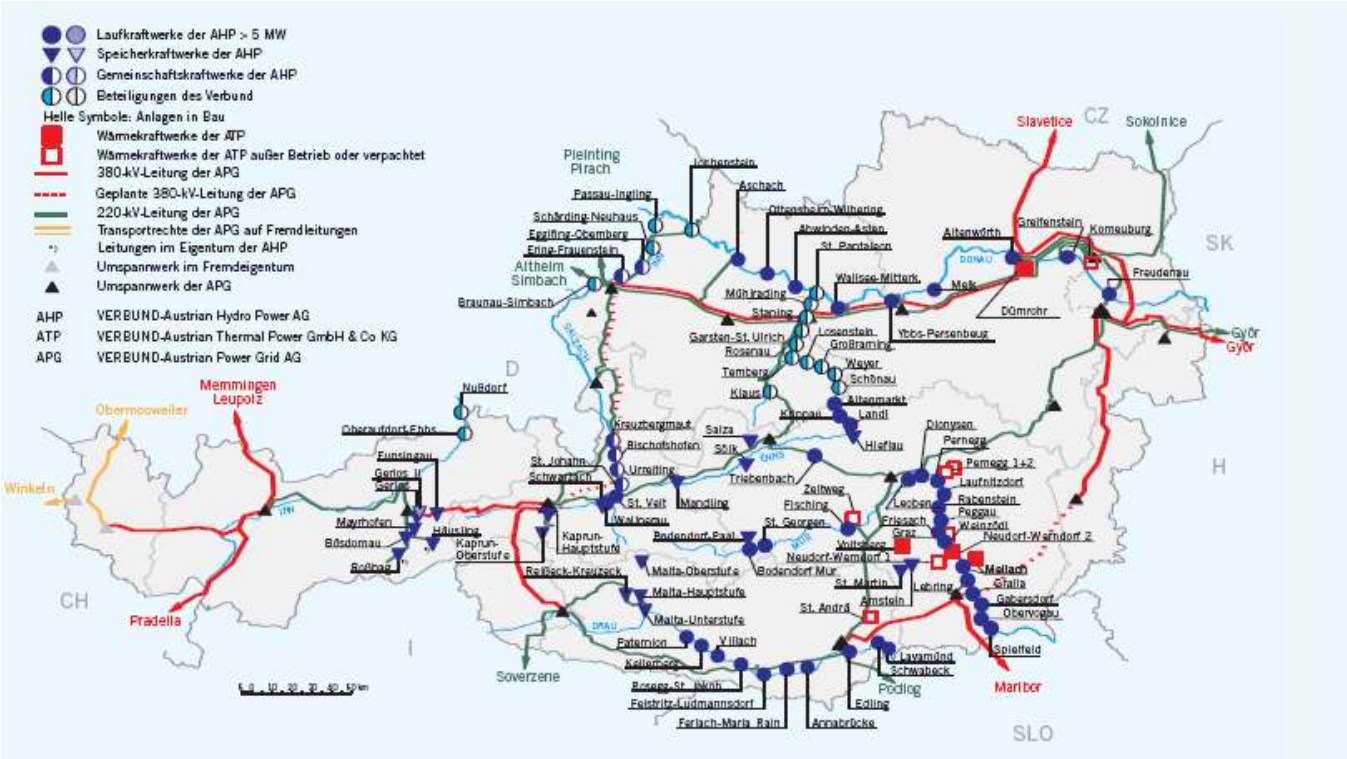


Abb.: 1.8 Höchstspannungsnetz in Österreich (220/380 kV) /9/.

Die grundsätzliche Funktionen der Speicher - KW bzw. PSKW können anhand eines Tagesbelastungsdiagramm des Verbundnetzes schematisch dargestellt werden (Abb.: 1.9).

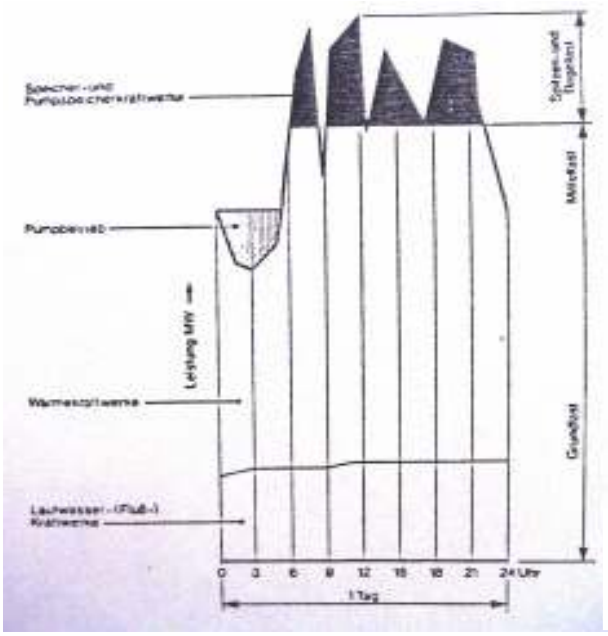


Abb.: 1.9 Schematische Tagesbelastungs-diagramm im Verbundnetz /10/.

Diese Funktionen können an zwei große Gruppenaspekte geteilt werden – allgemeine und spezielle.

Allgemeine Aspekte der PSKW:

a) Leistungsfunktion: Deckung der Lastspitzen und der Höchstlasten mit Zurverfügungstellung der notwendigen Leistung

b) Lastrampen-Funktion: Anpassung an die schnellen Laständerungen(schnelle Einsatzzeit von PSKW), die man durch konventionelle Wärme - KW allein nicht bewältigen kann.

c) Regelfunktion: Teilnahme an der Frequenzregelung (Primärregelung) und an der Sekundärregelung des Netzes (zum Ausgleich der zufälligen Schwankungen der Belastung).

d) Drehende-Reserve-Funktion: Ausgleichen unvorhergesehener Erzeugunsengpässe bzw. schneller Lastanstiege (Umschaltzeit max. 1 ½ min bis Volllast - sowohl im Pump- als auch im Turbinenbetrieb). Die Maschinen in dieser Betriebsart werden häufig als synchrone Phaserschieber eingesetzt (ausreichendes Spannungniveau zur Netzstabilität bei Leistungsausfall – Verbesserung des Leistungsfaktors = Wirkleistung/Scheinleistung).

Spezielle Aspekte der PSKW:

e) Energie-Transfer-Funktion: Transfer von Energie aus Schwachlastzeiten bei niedrigen Grenzerzeugungskosten in Zeiten, in denen die Energie, unter Berücksichtigung der Pumpkosten, einen höheren Preis hat. D.h. Veredelung der Energie und kann sowohl für kurze Perioden (täglicher oder wöchentlicher Zyklus) als auch für längere Perioden (saisonal) erfolgen.

f) Füllung von Jahresspeichern: wenn die natürlichen Zuflüsse nicht zur Füllung ausreichend sind.

g) Pumpen von Zuflüssen aufgrund der Konzeption und der Struktur der KW-Anlagen (z.B. Nutzung von Zuflüssen aus tieferem Niveau als dem Niveau des Speichers.

h) Nutzung von Überschüssen bei den Zuflüssen oder bei der Wasserkrafterzeugung durch Speicherung in Jahresspeichern.

i) Ausgleich-Funktion: zum Ausgleich eines Erzeugungsausfalls durch der schon in Betrieb befindlichen Pumpen.

In Österreich werden von Speicher-KW nur die Funktionen a) und b) erfüllt. Diese zwei Funktionen sind sehr oft durch Speicherpumpen ergänzt (s.g. Langzeitzyklus).

1.2 KRAFTWERKSGRUPPE „FRAGANT“

Die in den Hohen Tauern gelegene Kraftwerksgruppe „Fragant“ besteht aus einer Gruppe von Lauf- und Speicherkraftwerken. Das zentrale Kraftwerk ist das Speicherkraftwerk Innerfragant mit den Speichern Oscheniksee, Wurtenalm und Haselstein. Das Ausgleichsbecken Innerfragant kann nicht nur das Unterwasser des Kraftwerkes Innerfragant aufnehmen, sondern auch das Unterwasser des Kraftwerkes Wölla.

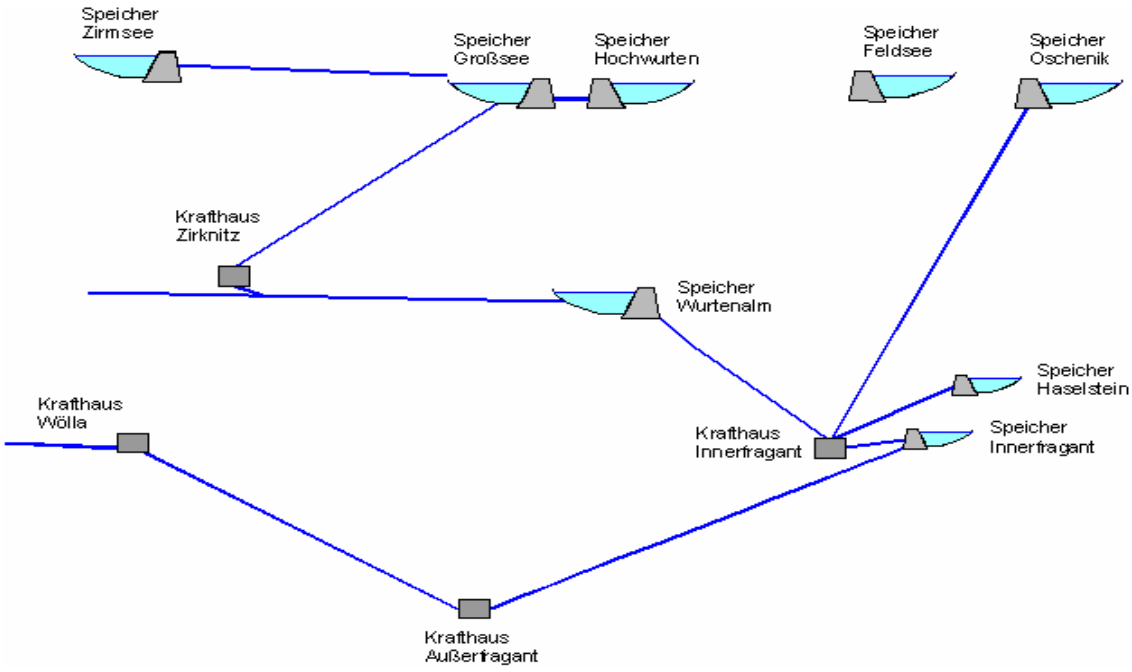


Abb.: 1.10 Kraftwerksgruppe „Fragant“ /11/.

Das KW Wölla ist ein Tagesspeicher-Kraftwerk und nutzt Abflüsse aus dem Kreuzeckgebiet. Das KW Außerfragant nutzt als Unterstufe das Wasser der Kraftwerke Innerfragant und Wölla sowie verschiedene Bachbeileitungen. Der Speicher Innerfragant dient als Ausgleichsbecken zwischen den Kraftwerken Innerfragant und Wölla für das Kraftwerk Außerfragant.

Das Kraftwerk Zirknitz ist ein Winterspeicherkraftwerk. Als Hauptspeicher dienen dabei der Doppelspeicher Großsee-Hochwurten, sowie der Zirmsee.

Zu der gesamten KW-gruppe gehören noch das Laufkraftwerk Gößnitz, das an der Möll liegt, und zwei kleinere Laufkraftwerke am Fleißbach: Fleiß I und Fleiß II.

Die gesamte Kraftwerksgruppe verfügt über eine Leistung von 334 MW und über ein jährliches Regelarbeitsvermögen von 553 Millionen Kilowattstunden. Dieser größtenteils wertvolle Spitzenstrom steht zu rund 60 % im Winter zur Verfügung

Das KW Innerfragant ist die hydraulische Zentrale der gesamten Kraftwerksgruppe. Es liegt auf ca. 1.200 m Seehöhe. Die fünf Pelton-Turbinen im Krafthaus werden durch Wasser aus den Speichern Oscheniksee und Wurtenalm angetrieben. Eine kleinere P/T kann Wasser aus dem Speicher Haselstein abarbeiten bzw. aus dem Ausgleichsbecken Innerfragant in diesen hinaufpumpen.

An die auch als Pumpmotoren betreibbaren Generatoren der drei Oschenikturbinen sind Hochdruckpumpen angeschlossen. Zwei davon werden mit Wasser aus dem Speicher Wurtenalm gespeist, eine aus dem Speicher Haselstein.

Das Ausgleichsbecken Innerfragant kann nicht nur das Unterwasser des Kraftwerkes Innerfragant aufnehmen, sondern auch das Unterwasser des Kraftwerkes Wölla, das auf der Mölltalsüdseite am Wöllabach liegt. Der Unterwasserspiegel des Kraftwerkes Wölla liegt einige Meter über dem Ausgleichsbecken Innerfragant. Dadurch kann über die bestehenden Druckrohrleitungssysteme, wie in kommunizierenden Gefäßen, das Wasser aus der Wölla in das Ausgleichsbecken Innerfragant geleitet werden. Bei Bedarf kann hier über „Umweg" Haselstein das Wasser in den Oscheniksee gepumpt werden. Das Ausgleichsbecken Innerfragant wirkt dabei als echter Ausgleichsspeicher für alle Vorgänge.

Das Kernstück der Werksgruppe Fragant bildet der Pumpspeicher Oscheniksee. Er ist ein natürlicher Karsee auf über 2.300 m Seehöhe, der bereits vor der energiewirtschaftlichen Nutzung mit seinen 113 m der zweittiefste See Kärntens war. Durch einen Steinbrockenschüttdamm wurde er um 58 m aufgestaut und sein Nutzinhalt auf ca. 30 Mio m³ vergrößert. Der auf der Luftseite über 100 m hohe Damm trägt auf der Wasserseite eine Asphaltoberflächendichtung. Das Wasser wird durch ein System von Druckstollen und Druckschächten mit einer Gesamtlänge von 3.192 m und einer Fallhöhe von 1 185 m zum Kraftwerk Innerfragant abgeleitet. Die Füllung des Oscheniksees erfolgt nur zum geringen Teil aus natürlichem Zufluss. Der Großteil wird aus den tiefer liegenden Speichern Wurtenalm und Haselstein hinaufgepumpt.

Die Pumpen im Krafthaus Innerfragant brauchen so nicht die gesamte Fallhöhe zu überwinden, sondern nur die Höhendifferenz zwischen den Speicherseen. Die maximale Pumpförderhöhe beträgt aus dem Speicher Wurtenalm 716 m und aus dem Speicher Haselstein 933 m.

Das Stauziel des Sees liegt auf 1.695 m Seehöhe. Ein Beileitungssystem aus Rohrleitungen und Freispiegelstollen transportiert Wasser von Zubringerbächen des oberen Mölltales und das

Unterwasser des Kraftwerkes Zirknitz in den Wurtenalmspeicher. Im Sommer wird ein großer Teil des Wassers in den Oscheniksee hinaufgepumpt. Trotz geringen Speichernutzinhaltes hat der Winterspeicher Wurten eine wichtige Funktion. Er nützt das Unterwasser des Speicherkraftwerkes Zirknitz. Das Triebwasser wird über eine Fallhöhe von 490 m durch Druckstollen und Druckrohrleitungen zu zwei Pelton-Turbinen in das Krafthaus Innerfragant geleitet.

Das Speicherbecken Haselstein mit dem Stauziel auf 1.470,5 m Seehöhe hat einen Inhalt von ca. 40 000 m³. Es dient vorrangig zur Bereitstellung von Pumpwasser für den Oscheniksee und erzeugt durch seine Lage auch den für die Oschenikseepumpe notwendigen Gegendruck. Der Speicher ist mit einer Asphalthaut abgedichtet. Gespeist wird das Becken durch eine Beileitung des Großen und des Kleinen Fragantbaches, sowie aus dem 270 m tiefer liegenden Ausgleichsbecken Innerfragant.

Dafür wurde in einer eigenen Station eine für diese Fallhöhe konstruierte Pumpturbine installiert, mit der ein Wälzbetrieb zwischen den beiden Speichern möglich ist.

Dieser Pumpmaschinensatz hat eine Engpaßleistung von 4 MW und erzeugt im Regeljahr über 8 Millionen kWh. In der KW-Station Haselstein steht außer der Pumpturbine, die mit einer Ausbauwassermenge von 1,7 m³/s ausgelegt ist, noch ein Energievernichter zur Verfügung, der die gesamte einziehbare Wassermenge des Speichers Haselstein von 2,0 m³/s zum Kraftwerk Außerfragant abgeben kann.

Das KW Wölla nutzt Abflüsse aus dem Kreuzeckgebiet. Wasser aus dem Draßnitzbach, dem Lamnitzbach und dem Wöllabach wird über ein mehr als 15 km langes Stollen- und Rohrleitungssystem dem Betriebsspeicher im Wöllatal zugeleitet. Das Kraftwerk Wölla ist ein Speicherkraftwerk mit Tagesspeicher, wobei als Speicherraum nicht nur der Betriebsspeicher, sondern vor allem auch das Stollensystem der Beileitungen verwendet wird.

Der Kraftabstieg über eine Fallhöhe von 327 m erfolgt über eine rund zwei Kilometer lange unterirdisch verlegte, einbetonierte Stahldruckrohrleitung. Der Maschinensatz im Kraftwerk Wölla hat eine Leistung von 17 MW und erzeugt im Regeljahr mehr als 40 Millionen kWh.

Das KW Zirknitz ist ein Winterspeicherwerk. Als Hauptspeicher dienen dabei der Großsee und der Speicher Hochwurten, die durch einen fast zwei Kilometer langen Stollen wie kommunizierende Gefäße verbunden sind. Das Stauziel dieses Doppelspeichers liegt auf 2.417 m Seehöhe. Gespeist wird er durch Beileitungen und Seen der Hochregion, die zu Speichern ausgebaut wurden. Diese kleineren Speicherseen liegen zum Teil tiefer, deren Inhalt muss daher in den Hauptspeicher hinaufgepumpt werden. Das Krafthaus Zirknitz liegt auf 1.728 m Seehöhe. Dadurch kann sein Unterwasser über einen langen Freispiegelstollen in den etwas

tiefer gelegenen Speicher Wurtenalm geleitet werden, um es dort weiter energiewirtschaftlich zu nutzen.
Das KW Außerfragant nutzt als Unterstufe über eine Fallhöhe von 488 m das Unterwasser der Kraftwerke Innerfragant und Wölla. Das Ausgleichsbecken dient dabei als Zwischenspeicher. Dazu kommen noch Beileitungen aus mehreren Bächen. Die drei Pelton-Turbinen im Krafthaus Außerfragant haben zusammen eine Engpaßleistung von 96 MW, ein Schluckvermögen von 23 m³ und erzeugen im Regeljahr über 234 Millionen kWh /12/.

1.3 SITUATION IM PROJEKTSGEBIET

Die KELAG-Kärntner Elektrizitäts-Aktiengesellschaft plant in der Kraftwerksgruppe „Fragant“ das neue Pumpspeicherkraftwerk Feldsee zu errichten. Das neue KW Feldsee soll die bestehenden Speicher Feldsee (Oberbecken) und Wurten (Unterbecken) nutzen, wodurch wesentliche Anlagenteile bereits vorhanden sind und der Eingriff in die Natur und Landschaft im Hinblick auf den Umfang des Gesamtprojektes, somit vergleichsweise gering ist.
Zwischen den Speichern wird ein etwa 600 m langer Druckstollen und eine 960 m lange Druckrohrleitung errichtet, an dessen Ende das Krafthaus mit einer Pumpturbine situiert ist. Das Unterwasser gelangt nach der Abarbeitung über eine ca. 380 m lange Rohrleitung in den Wurtenspeicher. Weitere Anlagenteile sind das neue Ein- bzw. Auslaufbauwerk im Ober- und Unterbecken, sowie ein oberwasserseitiges Wasserschloß/Schützenschacht im Bereich des Feldsees.

Der Abtransport der elektrischen Energie erfolgt über eine etwa 1.800 m lange neue 110-kV Freileitung, die vom neuen KH zum bestehenden Umspannwerk Innerfragant führt.
PSKW sind in der Lage, die wachsende Inhomogenität im Strommarkt durch den individuellen Einsatz einer Pumpturbine (Energieaufnahme bzw. Stromproduktion) auszugleichen. So wird in Zeiten geringerer Nachfrage Wasser aus dem Speicher Wurtenalm in den Feldsee gepumpt, welches bei größerem Strombedarf wieder über die Turbine abgearbeitet wird. Das neue Pumpspeicherkraftwerk ist mit einer Engpassleistung von 70,4 MW konzipiert und wird pro Jahr etwa 149 Millionen Kilowattstunden Spitzenstrom erzeugen. Das entspricht dem Bedarf von rund 42.000 durchschnittlichen Haushalten.

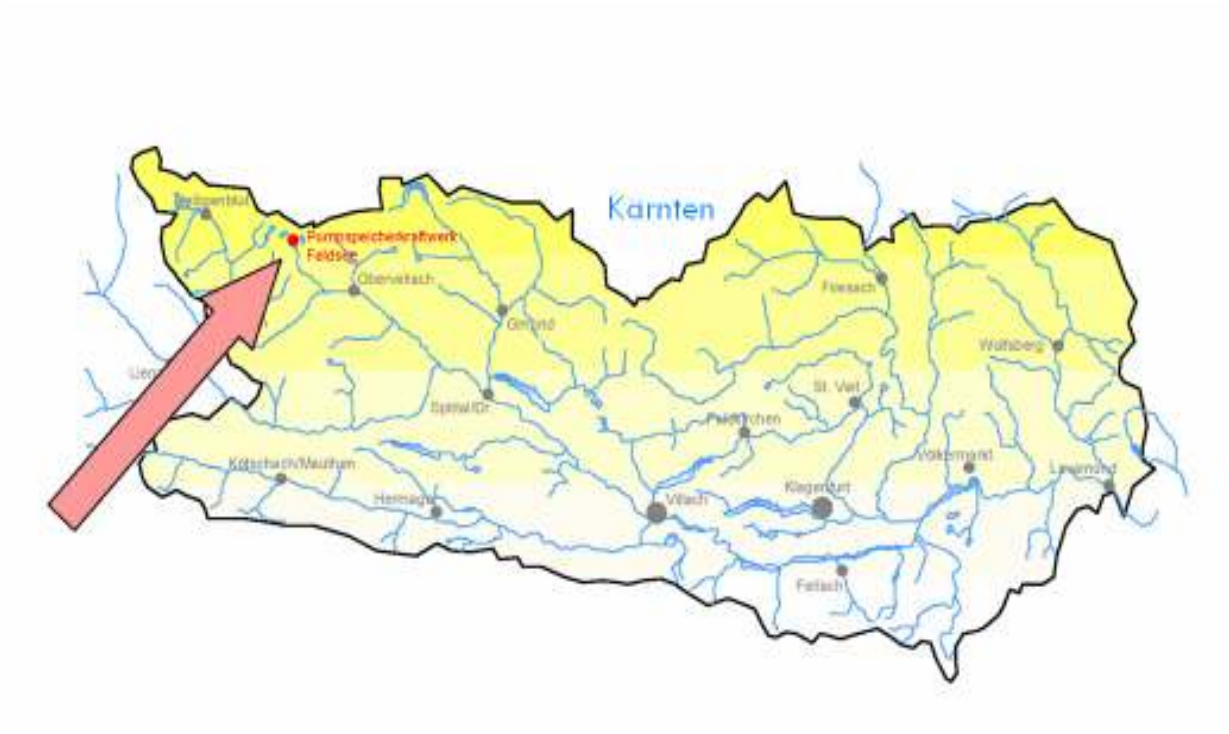


Abb.: 1.11 Lage des PSKW Feldsee /von KELAG/

Abb.: 1.12 Bereich Speicher „Feldsee" – Kartenausschnitt aus Lageplan /KELAG/

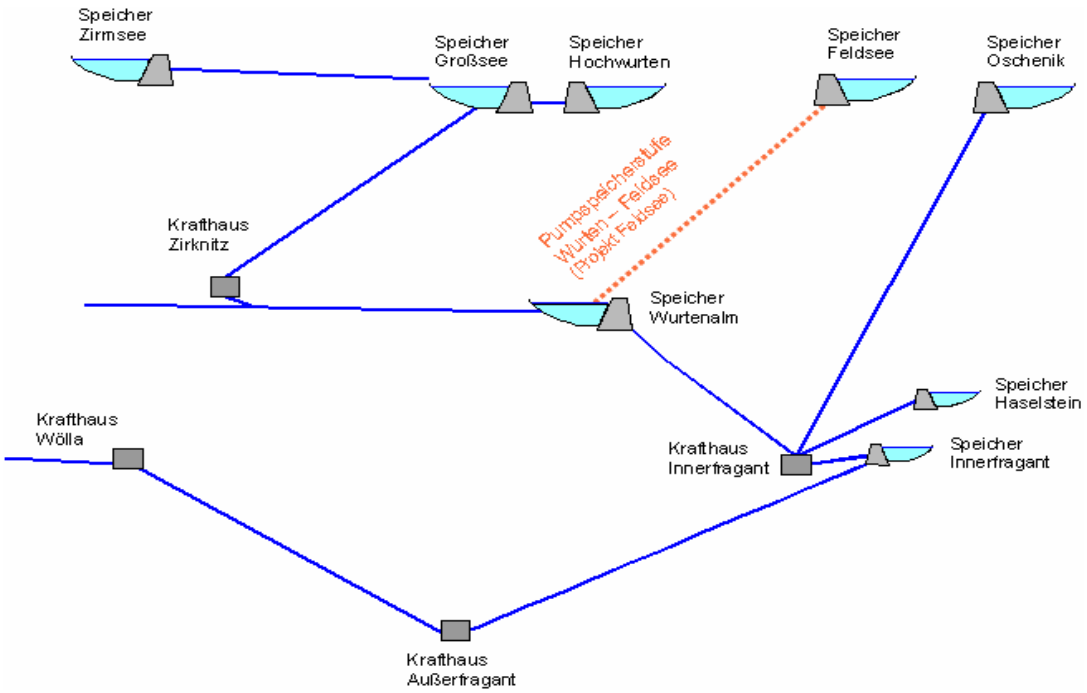


Abb.: 1.13 Schema des Projektes “Fledsee” /KELAG/

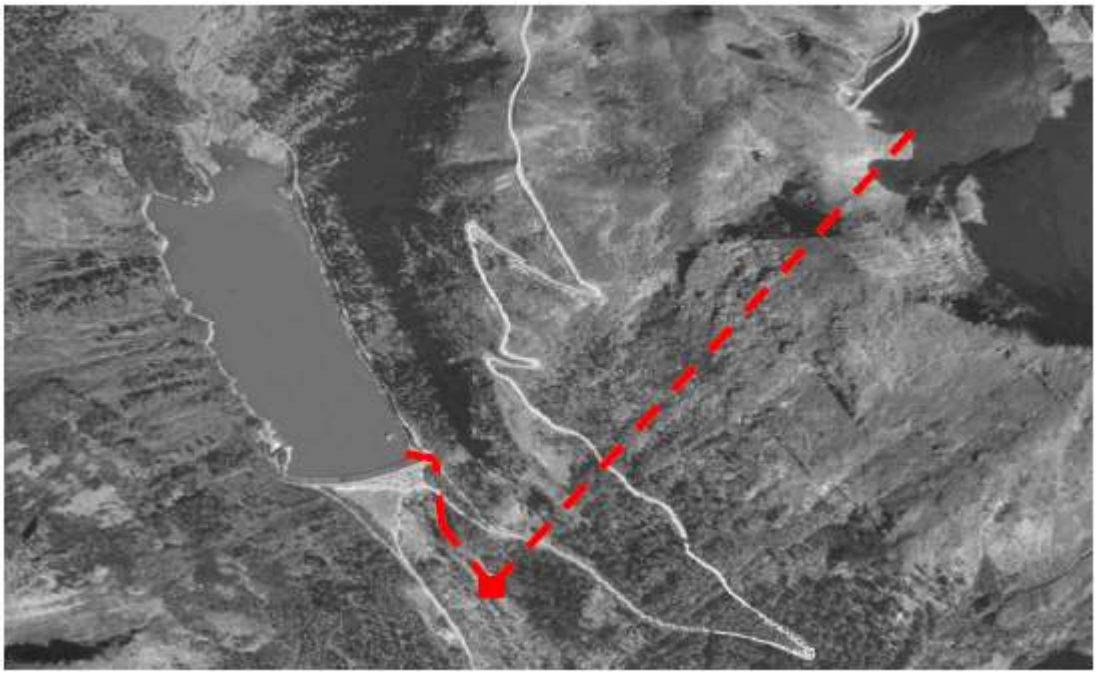


Abb.: 1.14 Lage von OB und UB mit geplantem KW-Feldsee – Luftaufnahme /KELAG/

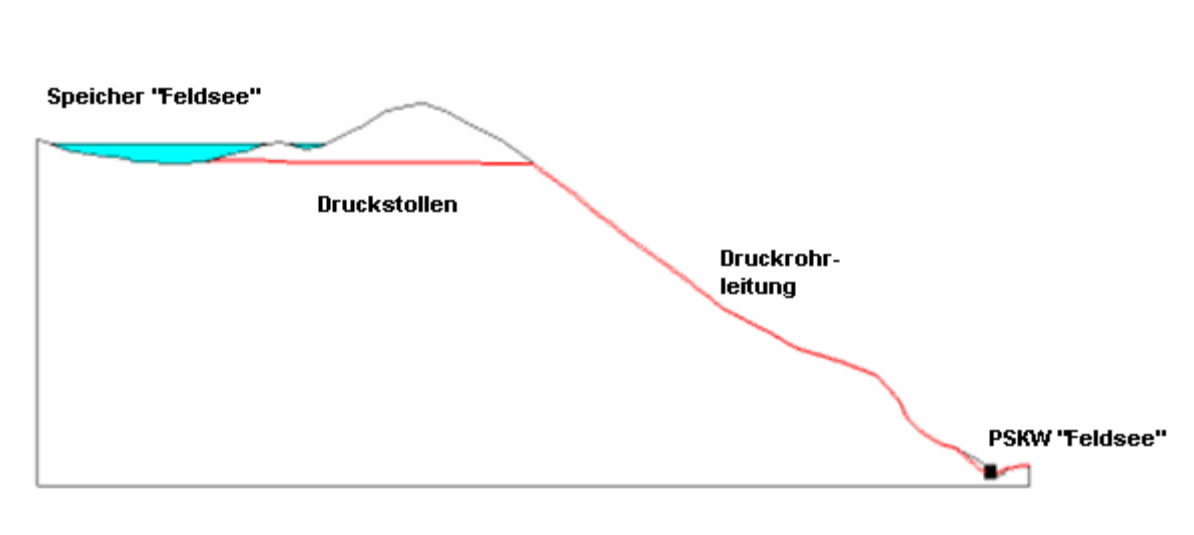


Abb.: 1.15 Längsschnitt durch das System /KELAG/.

FOTOS DER BAUSTELLE UND BEIDEN SPEICHERN - OKTOBER.2006:

Abb.: 1.16 Blick mit den geplanten Anlagen vom Gletscher Möltaler in Richtung Südosten – Luftaufnahme /KELAG/.

Abb.: 1.17 Totalansicht von “Feldsee“ /KELAG/.

Abb.: 18 Blick vom Speicher “Wurten”

← Abb.: 1.19 Blick auf die Baustelle des KH “Feldsee “/KELAG/.

Abb.: 1.20 Baustelle des KH “Feldsee“ /KELAG/.

1.4 PLANUNGSUNTERLAGEN UND BEMESSUNGSGRUNDLAGEN

Über TOPOGRAPHISCHE, GEOLOGISCHE und HYDROLOGISCHE VERHÄLTNISSE wurden folgende Unterlagen von der Kärntner Elektrizitäts-Aktiengesellschaft (KELAG) zur Verfügung gestellt:

- Lageplan des PSKW “Feldsee”, Maßstab M = 1:2.000
- Längsschnitt des Druckschachts “Feldsee”, Maßstab M = 1:2.000
- Geländeaufnahme des UB „Wurtenalm“ und Krafthaus „Feldsee“, Maßstab M = 1:100
- Bestandsplan der Entnahmebauwerk und Grundablass, Maßstab M = 1:200, 1:50
- Bestandslageplan des Feldseedammes mit Betriebsanlagen, Maßstab M = 1:500
- Bestandsschnitte des Feldseedammes – Regelprofil und Hochwasserentlastung, Maßstab M = 1:200
- Echolotung des Speichers „Feldsee“, Maßstab M = 1:1000

Als Bemessungsunterlagen dienten verschiedene Lehrbücher und Artikel aus diversen Fachzeitschriften, sowie auch die Vorlesungsskripten aus Technische Hydraulik (I + II), und Konstruktiven Wasserbau (I + II).

Die technischen Hauptdaten vergleichbarer PSKW sind in der nachfolgenden Tab.: 1.1 zusammengestellt.

PSKW (Land)	Inbe-trieb-nahme	MS-Anzahl	Drehzahl (n)	Leistung		Fallhöhe H_{FALL}	Litera-turhin-weis
				T-Betrieb	P-Betrieb		
			DZ/min	MW	MW	m	
Kühtai (AUT)	1981	2	600	280	280	400	/13/
Drakensberg (RSA)	1981	4	375	1000	1080	420	/14/
Rodund II (AUT)	1977	1	375	270	250	330	/15/
Jukton (SWE)	1979	1	300	320	269	269	/16/
Numappara (JAP)	1973	3	375	244	250	500	/16/
Okoetschinno (JAP)	-	3	514	207	214	507	/16/
Bajna Basta (YU)	-	2	428,6	315	294	605	/16/
Hatanaghi (JAP)	1962	2	200	51	46	102	/16/
Montesuma (USA)	-	4	600	125	125	517	/16/
Chiotas Piastra (ITA)	-	4	600	150	160	990	/16/
Zharnovec (POL)	-	4	166,7	170	210	116	/16/

Tab.: 1.1 Zusammenstellung von Pumpspeicherwerken mit ähnlichen technischen Hauptdaten wie das PSKW „Feldsee“

2.THEORETISCHE GRUNDLAGEN

2.1 WASSERSCHLOSSSCHWINGUNGEN

2.1.2 Differentialgleichungen

Die Druckrohrleitung einer Wasserkraftanlage kann durch Druckstösse stark beansprucht werden. Die Kettengleichungen von Allievi lassen erkennen, dass die Druckstösse um so grösser sind, je grösser das Verhältnis $\frac{T_R}{T_S}$ bzw. $\frac{T_R}{T_Ö}$ ist. Da man bestrebt ist, die Regelzeiten (T_S, $T_Ö$) möglichst klein zu halten, muss durch eine geeignete Massnahme die Reflexionszeit $T_R = \frac{2.L}{a}$ verkleinert werden.

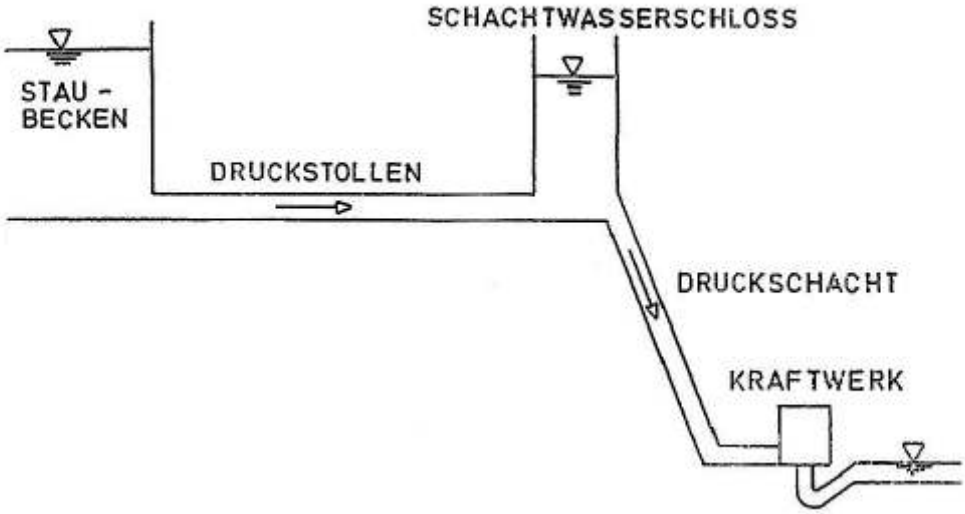


Abb.: 2.1 Schematische Darstellung einer Wasserkraftanlage /17/.

Mit dem Einbau eines Wasserschlosses möglichst nahe dem Krafthaus wird die Länge des Druckschachtes und damit die Reflexionszeit $T_R = \frac{2.L}{a}$ klein gehalten (Abb.: 2.1).

Durch eine plötzliche Änderung des Durchflusses - z.B. beim Schließen des Absperrorgans - wird die vom Staubecken weiter zufliessende Wassermasse vom Wasserschloss aufgenommen. Der Druckhöhenunterschied zwischen dem sehr grossen Staubecken und dem veränderten Wasserspiegel im Wasserschloss führt zu Wassermassenschwingungen in Stollen und Wasserschloss. Durch Reibungseinflüsse entsteht aber eine gedämpfte Schwingung.

Die Spiegelschwankungen im Wasserschloss sind relativ zu den Druckänderungen im Druckschacht so langsam, dass die Spiegelhöhe hier als konstant angesehen werden kann. Die Strecke zwischen See und Wasserschloss unterliegt den Stoßwellen in der Regel nicht mehr, da im Wasserschloss ein freies Volumen vorhanden ist, wohin das an der Turbine nicht gebrauchte Wasser ausweichen kann. Diese Fliessvorgänge im Druckstollen und Wasserschloss sollen nun untersucht werden.

Da im Wasserschloss ein freier Wasserspiegel vorhanden ist, kann das Wasser im Druckstollen als inkompressibel angenommen werden. Als andere Annahme soll die Elastizität des DST nicht berücksichtigt werden /17/.

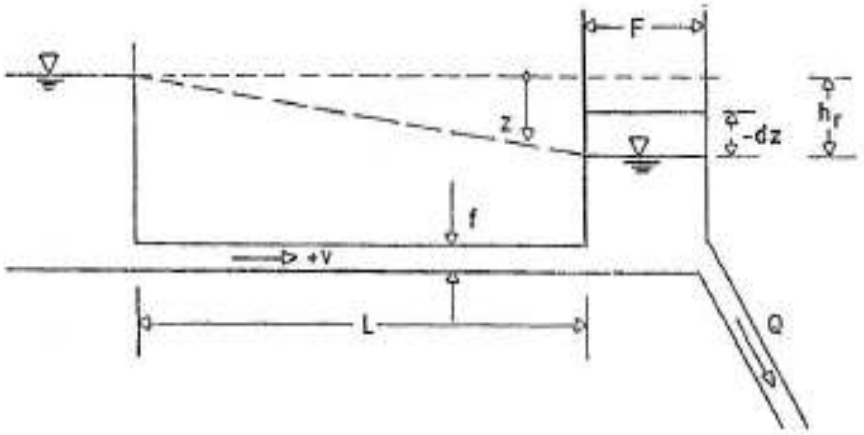


Abb.: 2.2 Staubecken mit anschliessendem Druckstollen und Wasserschloss /17/.

Bezogen auf den Fußpunkt des Wasserschlosses (s=L) gelten die instationäre Bernoulli Gleichung

$$\frac{v^2}{2.g} = \frac{p}{\gamma} + h_V = H_0 - \frac{1}{g}.\int_0^L \frac{\delta v(s)}{\delta t}.ds \quad (1)$$ und die Kontinuitätsgleichung: $$Q = v.f - F.\frac{dz}{dt} \quad (2).$$

Zu einem bestimmten Zeitpunkt " gilt folgendes: $p = \gamma.(H_0 + z)$ bzw. $h_V = \xi.\frac{v^2}{2.g}$.

Aus der instationären Bernoulli Gleichung folgt:

$$(1+\xi).\frac{v^2}{2.g} + z + \frac{L}{g}.\frac{dv}{dt} = 0 \quad \text{bzw.} \quad C = (1+\xi)$$

$$\frac{C}{2.g}.\left(\frac{Q}{f} + \frac{F}{f}.\frac{dz}{dt}\right)^2 + z + \frac{L}{g}.\frac{dv}{dt} = 0 \quad (3).$$

Aus der Kontinuitätsgleichung kann man folgendes schreiben: $\frac{dv}{dt}=\frac{1}{f}.\frac{dQ}{dt}+\frac{F}{f}.\frac{d^2z}{dt^2}$ (4).

Mit den so geschriebenen Gleichungen (3) und (4) bestimmt man die Differentialgleichung der Wasserschlossschwingungen:

$$\frac{C}{2.g}.\left(\frac{F}{f}\right)^2.\left(\frac{dz}{dt}\right)^2+\frac{L}{g}.\frac{F}{f}.\frac{d^2z}{dt^2}+z=0$$

In dem theoretischen Fall eines plötzlichen Schließens nimmt man folgende Grundlagen im Betracht: $Q=0$ und $\frac{dQ}{dt}=0$. Bei Wasserkraftanlagen ist die Fließgeschwindigkeit im Stollen gleich $\frac{Q}{f}$ so klein, dass man Glieder mit $\frac{Q^2}{2g.f^2}$, $\frac{Q}{g.f}$ und $\frac{dQ}{g.f}$ vernachlässigen kann. Davon folgt: $\frac{C}{2.g}.\left(\frac{F}{f}\right)^2.\left(\frac{dz}{dt}\right)^2+\frac{L}{g}.\frac{F}{f}.\frac{d^2z}{dt^2}+z=0$.

Im Fall eines Schachtwasserschlosses gibt es eine reibungsfreie Schwingung: $h_v = 0$.

Das führt zu folgender Art der Differentialgleichung: $\frac{L}{g}.\frac{F}{f}.\frac{d^2z^*}{dt^2}+z^*=0$, wo:

- z^* - Schwingungsordinate der reibungsfreie Schwingung ist und kann durch der Formel $z^*=\sqrt{\frac{L.f}{g.F}}.\sin\left(\sqrt{\frac{g.f}{L.F}}.t\right)$ berechnet werden.

Bei der Berechnung der Wasserschlossschwingungen kann man folgende Randbedingungen einführen: im Zeitschritt $t=0$ => $v=v_0$ => $z=0$ => $\frac{dz}{dt}=v_0.\frac{f}{F}$, wo:

- v_0 – Fließgeschwindigkeit im Beharrungszustand ist /17/.

<u>2.1.2</u> Differenzenverfahren

Dieses Verfahren kommt bei der Berechnung der Wasserschlossschwingungen am Computer zum Einsatz. In Rahmen dieser Diplomarbeit ist das Differenzenverfahren mit der Hilfe vom Microsoft-Excel programmiert, berechnet und dargestellt.

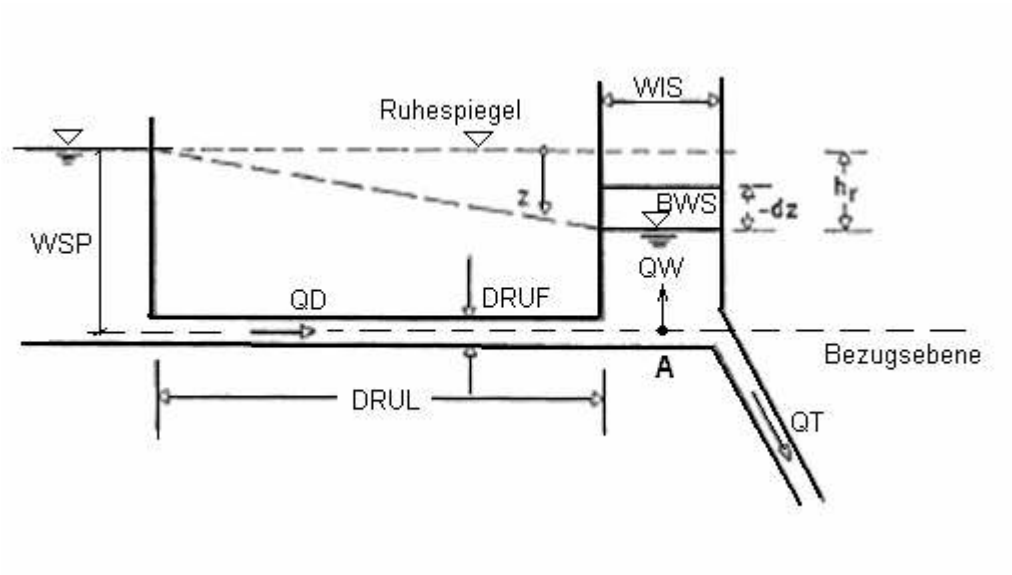


Abb.:2.3 Schema des Systems Speicher-DST-WS /18/.

Die Berechnung beginnt in einem bekannten Zustand zum Zeitpunkt „T"(s.g. Ausgangszustand). Dieser Zustand ist bei normaler Arbeit des PSKW-s und alle Unbekannten im System sind leicht zu berechnen. Dann fängt das Schließen des Schieber an (für eine bestimmte Schließzeit „τ"). Werte von QDJ werden für jeden Zeitschritt angenommen und durch Iterationen wird die Druckhöhe im Punkt „A" von Druckstollen und Wasserschloss her gerechnet. Die Iteration endet, wenn die Druckhöhen im Punkt „A" im beiden Rechnungsfälle gleich sind: HDDJ = HDSJ.

Druckhöhe im Punkt „A" vom Druckstollen her gerechnet:

Aus der Gleichung $(1+\xi).\frac{v^2}{2.g}+z+\frac{L}{g}.\frac{dv}{dt}=0$ folgt, dass $z=-\frac{(1-\xi).v^2}{2.g.f^2}.Q^2-\frac{L}{g.f}.\frac{\Delta Q}{\Delta t}$

und davon: $HDDJ=WSP-ZD.QDJ^2-\frac{DRUL}{9{,}81.DRUF}.\frac{(QDJ-QDA)}{DT}$

Aus der Kontinuitätsbedingung steht folgende Gleichung zur Verfügung: $QWJ=QDJ-QTJ$.

Danach berechnet man das Wasservolumen im Wasserschloss

$VWJ=VWA+\frac{(QWA+QWJ)}{2}.DT$ und die Länge des durchströmten Wasserschossabschnittes

ist leicht zu bestimmen: $HLJ=\frac{VWJ}{WIS}$ =>ergibt HSJ - Höhenlage des Wasserspiegels im Wasserschloss.

Druckhöhe im Punkt „A“ vom Wasserschloss her gerechnet:

$HDSJ = HSJ + Z1.QWJ^2 + ZRS.QWJ^2 + ZTS.\frac{(QWJ-QWA)}{DT}$, wo Z1 der Verlustbeiwert im Einströmbereich zum Wasserschloss ist /18/.

2.2 DYNAMISCHE STRÖMUNGSVORGÄNGE. DRUCKSTOß /19/.

Bei jeder Geschwindigkeitsänderung in durchgeflossenen Gerinnen oder Rohrleitungen entstehen Druckschwankungen. Während in einem offenen Gerinne bei plötzlicher Durchflussänderung ein Ausgleich der Bewegungsenergie durch ein Anheben bzw. Absenken des Wasserspiegels (Schwall- und Sunkwelle) erfolgt, entsteht bei der geschlossenen Druckrohrleitungen ein Ausgleich der Bewegungsenergie durch die Elastizität der Rohrwandungen und des Wassers selbst. Dies bedeutet bei einer Verzögerung der Fließgeschwindigkeit eine Umwandlung der Bewegungsenergie in Druckenergie (Druckstoß). Der Druckstoß ist demnach eine Folge derjenigen Kraft, welche die träge Flüssigkeitsmasse der Änderung ihres Bewegungszustandes entgegensetzt. Bei einer Beschleunigung wird Lageenergie in Bewegungsenergie umgesetzt. Diese plötzlichen Druckänderungen in einer Rohrleitung können erhebliche Größen annehmen und sind bei der Bemessung unbedingt zu berücksichtigen.

In Rohrleitungen, die vollständig mit einer Flüssigkeit gefüllt sind, kommt es zu Druckstößen, wenn Absperr- oder Regelorgane betätigt bzw. Turbinen und Pumpen ein- und ausgeschaltet werden. Druckstöße treten auch beim zu schnellen Füllen von Rohrleitungen, bei ungenügender Entlüftung, beim pulsierenden Austritt von grösseren Luftansammlungen aus Druckleitungen, bei unregelmäßiger Förderung von Pumpen als Folge ungenügender Saugrohrentlüftung und bei Kavitationserscheinungen auf.

Bei langen Rohrleitungen und kurzen Regelzeiten müssen bei der Berechnung von Druckstößen die Kompressibilität der Flüssigkeit und die Elastizität der Rohrwand berücksichtigt werden, da es an der Störstelle (Regelorgan, Pumpe etc.) zu einer Dichteänderung, die sich mit der Druckwellengeschwindigkeit „a“ im Rohr fortpflanzt, kommt.

2.2.1 Druckwellengeschwindigkeit

Zuerst wollen wir uns mit der Druckwellengeschwindigkeit „a“ befassen. Für die Druckwellengeschwindigkeit, die mit der Schallgeschwindigkeit in festen und flüssigen

Körpern identisch ist, gilt allgemein: $a=\sqrt{\frac{\partial p}{\partial \rho}}$

Die Dichte „ρ“ ist abhängig vom Druck, und zwar nimmt sie linear zum Druck zu:

$\rho=\rho_0.\left(1+\frac{\partial p}{E}\right)=\rho_0+\rho_0.\frac{\partial p}{E}$ mit E - Elastizitätsmodul des elastischen Systems

$\partial\rho=\rho-\rho_0$

$\partial\rho_0=\rho_0.\frac{\partial p}{E}$

$\frac{\partial\rho}{\partial p}=\frac{\rho_0}{E}$ und für die Druckwellengeschwindigkeit erhält man somit: $a=\sqrt{\frac{E}{\rho_0}}$

Der E-Modul des elastischen Systems berücksichtigt sowohl die Kompressibilität der Flüssigkeit als auch die elastische Verformung des Rohres oder Stollens.

Er lässt sich folgender Weise bestimmen: $E=\frac{1}{\frac{1}{E_W}+\frac{D}{s.E_R}}$ und $E=\frac{E_W}{1+\frac{D}{s}.\frac{E_W}{E_R}}$

Wo mit „D“ den Durchmesser der Rohrleitung, mit „s“ die Wandstärke des Rohres und mit E_R und E_W den E-Modul entsprechend des Rohres und des Wassers bezeichnet sind.

Damit ergibt sich die Wellengeschwindigkeit in einer elastischen Rohrleitung aus ($a=\sqrt{\frac{E}{\rho_0}}$) zu:

$$a=\sqrt{\frac{1}{\rho_0}.\frac{E_W}{1+\frac{D}{s}.\frac{E_W}{E_R}}}\ \text{[m/s]}$$

In Abhängigkeit von dem Material und Rohrwanddicke verwendet man für die Bestimmung der Druckwellengeschwindigkeit folgende Formel:

$$a=\sqrt{\frac{E_w/\rho_w}{1+2.\frac{E_w}{E_R}.\left[1+\frac{d^2/s_B^2}{2.\left(1+d/s_B\right)}\right]}}\ \text{[m/s]}$$ - dickwandiges Rohr

- s_B - Betonwanddicke

Bei Stollen, die durch den Fels geschlagen sind, muss die Elastizität E_G des Gebirges mit in den Ansatz gebracht werden, so dass für einen Panzerstollen gilt:

$$a=\sqrt{\frac{E_w/\rho_w}{1+\frac{E_w}{\frac{1}{2.\varepsilon}+\frac{E_G.s}{d+2.s}}}}\ \text{[m/s]}\quad \text{mit}\quad \varepsilon=\frac{2}{E_B}.\frac{s_B.(d+2.s+s_B)}{d.(d+2.s+2.s_B)}+\frac{1}{E_G}.\left(1+\frac{1}{\mu_G}\right)\text{[-]}$$

E_G – E-Modul des Felsens/Gebirges [N/mm²]

μ_G – Querdehnungszahl des Felsens/Gebirges [-]

Für einen ungepanzerten betonierten Druckstollen mit s=0, folgt aus der obenstehenden Gleichung:

$$a=\sqrt{\frac{E_w/\rho_w}{1+2.E_w.\varepsilon}}\ \text{[m/s]}\quad \text{mit}\quad \varepsilon=\frac{2}{E_B}.\frac{s_B.(d+s_B)}{d.(d+2.s_B)}+\frac{1}{E_G}.\left(1+\frac{1}{\mu_G}\right)\text{[-]}$$

Wird der Einfluss der Querdehnung außer acht gelassen, so wird für einen rohen Felsstollen mit $s_B = 0$:

$$a=\sqrt{\frac{E_w/\rho_w}{1+2.\frac{E_w}{E_G}}}\ \text{[m/s]}$$

2.2.2 Druckstoßberechnung

Für die Druckstoßberechnung werden grundsätzlich die vier folgenden Annahmen getroffen:

- Die Geschwindigkeit und der Druck sind über den Fließquerschnitt gleichmäßig verteilt
- Die Rohrleitung ist voll mit tropfbarer Flüssigkeit gefüllt
- Die Geschwindigkeitshöhe ist im Vergleich zur Druckstoßhöhe vernachlässigbar klein
- Die Wasserspiegelhöhe in dem Behälter, aus welchem die Rohrleitung gespeist wird oder in welchen sie einmündet, bleibt für die Zeit bis zum Abklingen der Druckstöße konstant, da diese Vorgänge meist nur wenigen Sekunden, selten Minuten, andauern.

2.2.3 Joukowsky-Stoß

Zur Abschätzung von Druckstößen kann der Extremfall eines plötzlichen Schließens einer Absperrarmatur herangezogen werden. An einem einfachen Rohrleitungssystem mit Behälter, Rohrleitung und Absperrarmatur (Abb.: 2.4) lässt sich der zeitliche Druckverlauf anschaulich darstellen. Durch das schlagartige Absperren und die damit verbundene plötzliche Verzögerung der Fließgeschwindigkeit um Δv entsteht eine Druckerhöhung $\Delta p = a.\rho.\Delta v$, die Joukowsky-Stoß genannt wird.

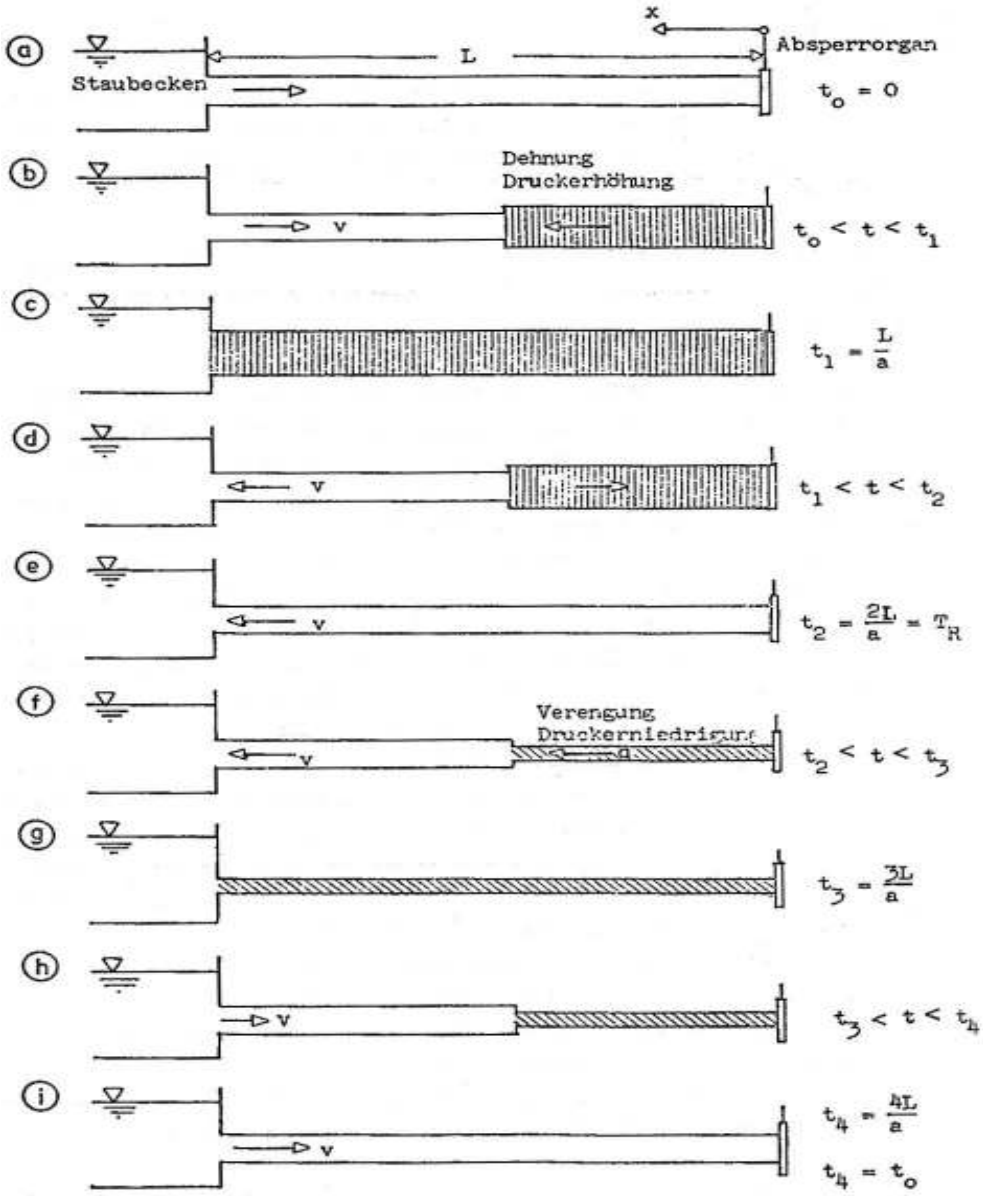


Abb.: 2.4 Plötzliches Schließen einer Druckrohrleitung /19/.

Der Druckstoß läuft als Überdruckwelle mit der Druckwellengeschwindigkeit a in der Rohrleitung bis zum offenen Ende am Behälter. Die Laufzeit T_L der Druckwelle über die gesamte Rohrlänge l errechnet sich nach der Formel:

$T_L = \frac{l}{a}$ - Laufzeit der Druckwelle

Die Reflexionszeit T_R ist der Zeitraum, den die Druckwelle benötigt, um wieder zum Ausgangspunkt zurückzukehren, und ergibt sich zu:

$T_R = 2 . T_L = 2 . \frac{l}{a}$ - Reflexionszeit

Erreicht die Druckwelle am Ende der Laufstrecke einen freien Wasserspiegel mit p = const., so erfolgt eine Totalreflexion der Druckwelle bei Umkehrung des Vorzeichens. Die Vorzeichenumkehr führt zu einer Entlastung an der Armatur. An einem verschlossenen Ende einer Rohrleitung tritt ebenfalls Totalreflexion ein; hier bleibt jedoch das Vorzeichen erhalten.
Beträgt die Zeit, in der sich der Durchfluss und damit die Fließgeschwindigkeit ändert, weniger als die Reflexionszeit T_R, so kann es in dieser Zeit zu keiner Entlastung an der Armatur durch die an der freien Wasserfläche reflektierte Welle kommen. In diesem Fall ergibt sich die maximale Druckstoßhöhe infolge des Joukowsky-Stoßes zu:

$\max h_{U,Jou} = \pm \frac{a . \Delta v}{g}$ [m]

max $h_{U,Jou}$ – maximale Druckstoßhöhe infolge Joukowsky-Stoß

<u>Einfluß der Schließzeit auf den Joukowsky-Stoß</u>

Die Schließzeit T_S einer Absperrarmatur hat einen entscheidenden Einfluss auf die Größe des auftretenden Druckstoßes. Für den Fall, dass die Schließzeit T_S kürzer als die Reflexionszeit T_R ist, entsteht an dem Verschlußorgan unabhängig von der Schließcharakteristik immer der volle Joukowsky-Stoß. Die Zeitspanne bis zum Erreichen des Joukowsky-Stoßes ist gleich der Schließzeit T_S. Ist dagegen $T_S > T_R$, dann kommt es zu einer Druckreduzierung durch die Überlagerung der am offenen Ende reflektierten Unterdruckwelle. Eine überschlägige Abschätzung der auftretenden Druckstoßhöhe für diesen Fall lässt sich mittels einer linearisierten Berücksichtigung der Schieberschließzeit durchführen:

$\max h_a = \frac{a . \Delta v}{g} . \frac{T_R}{T_S}$ für $T_S > T_R$.

2.3 CHARAKTERISTIKENVERFAHREN /19/, /34/.

Die Bewegungs- und Kontinuitätsgleichungen ($\frac{1}{\rho_F}.\frac{\partial p_i}{\partial x}+v.\frac{\partial v}{\partial x}+\frac{\partial v}{\partial t}+g.\frac{dz}{dx}+\frac{\lambda}{2.d_i}.v.|v|=0$ und $\frac{\partial v}{\partial x}+\frac{1}{\rho_F.a^2}.\left(v.\frac{\partial p_i}{\partial x}+\frac{\partial p_i}{\partial t}\right)=0$) als Grundgleichungen zur Beschreibung der instationären Rohrströmung sind partielle nichtlineare Differentialgleichungen vom hyperbolischen Typ. Das Charakteristikenverfahren zur Lösung dieser beiden Differentialgleichungen beruht darauf, dass sich Störungen (Wellenfronten von Druck- oder Geschwindigkeitsänderungen) entlang von Bahnlinien (Charakteristiken) in der x-t-Ebene ausbreiten (Abb.: 2.5) Durch diese Annahmen vereinfachen sich die partiellen Differentialgleichungen zu gewöhnlichen Differentialgleichungen, die einer numerischen Lösung leichter zugänglich sind.

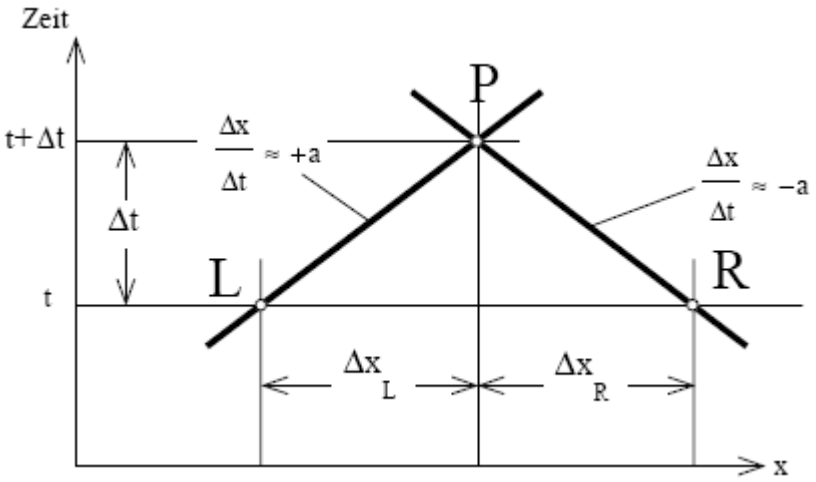


Abb.: 2.5 Charakteristikendreieck /19/.

Die Steigung der Charakteristiken entspricht der Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Druck- und Geschwindigkeitsänderungen, sofern die Fließgeschwindigkeit v viel kleiner als die Druckwellengeschwindigkeit a ist. Dies trifft bei Wasserleitungen im Normalfall immer zu.

Nach der Multiplikation der Kontinuitätsgleichung mit der Druckwellengeschwindigkeit a erhält man folgendes:

$$\frac{\partial v}{\partial x}.a+\frac{1}{\rho_F.a}.\left(v.\frac{\partial p_i}{\partial x}+\frac{\partial p_i}{\partial t}\right)=0 \text{ [m/s²]}$$

Die Bewegungsgleichung zeigt sich nach einer Umstellung in der folgenden Form:

$$\frac{\partial v}{\partial t}+v.\frac{\partial v}{\partial x}+\frac{1}{\rho_F.}.\frac{\partial v}{\partial t}+g.\frac{dz}{dx}+\frac{\lambda}{2.d_i}.v.|v|=0 \text{ [m/s²]}$$

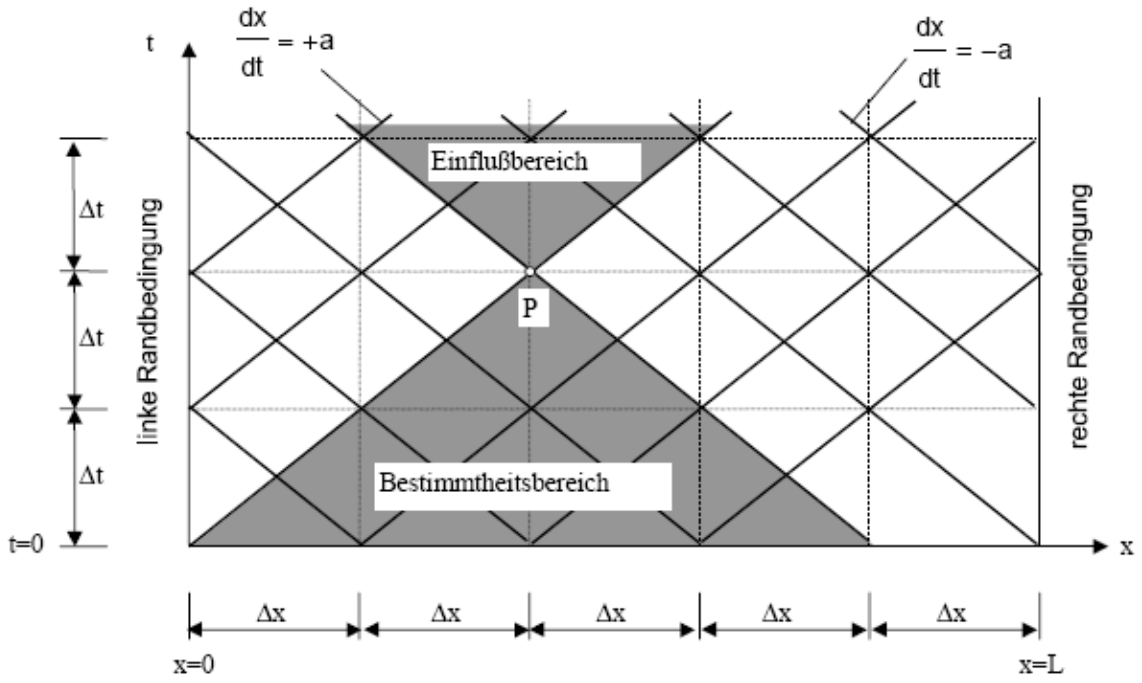


Abb.: 2.6 Berechnungsgitter für das Charakteristikenverfahren /19/.

Werden die beiden Gleichungen addiert bzw. subtrahiert, ergibt sich:

$$\frac{\partial v}{\partial t}+(v\pm a).\frac{\partial v}{\partial x}\pm\frac{1}{\rho_F.a}.\left(\left(v\pm a\right).\frac{\partial p_i}{\partial x}+\frac{\partial p_i}{\partial x}\right)\frac{\partial v}{\partial t}+g.\frac{dz}{dx}+\frac{\lambda}{2.d_i}.v.|v|=0 \quad \text{[m/s²] (I)}$$

Die Terme (v ± a)=dx/dt werden als Charakteristiken (Siehe Abb.: 2.5) definiert, für somit die folgende Gleichung gilt:

$$\frac{\partial v}{\partial t}+\frac{dx}{dt}.\frac{\partial v}{\partial x}\pm\frac{1}{\rho_F.a}.\left(\frac{dx}{dt}.\frac{\partial p_i}{\partial x}+\frac{\partial p_i}{\partial x}\right)\frac{\partial v}{\partial t}+g.\frac{dz}{dx}+\frac{\lambda}{2.d_i}.v.|v|=0$$

Mit den totalen Differentialen: $\frac{dv}{dt}=\frac{\partial v}{\partial t}+\frac{\partial v}{\partial x}.\frac{dx}{dt}$ und $\frac{dp_i}{dt}=\frac{\partial p_i}{\partial t}+\frac{\partial p_i}{\partial t}.\frac{dx}{dt}$ ergibt sich folgende Gleichung zu:

$$\frac{dv}{dt}\pm\frac{1}{\rho_F.a}.\frac{dp_i}{dt}+g.\frac{dz}{dx}+\frac{\lambda}{2.d_i}.v.|v|=0 \quad \text{[m/s²]}$$

Der zweite Term in dieser Gleichung, der den absoluten Druck enthält, kann auch als Piezometer- oder Druckhöhe dargestellt werden:

$$\frac{1}{\rho_F.a}.\frac{dp_i}{dt}=\frac{g}{a}.\left(\frac{dh}{dt}-\frac{dz}{dt}\right) \quad \text{[m]}$$

So enthält man folgendes:

$$\frac{dv}{dt} \pm \frac{g}{a}.\left(\frac{dh}{dt} - \frac{dz}{dt}\right) + g.\frac{dz}{dx} + \frac{\lambda}{2.d_i}.v.|v| = 0 \text{ [m/s²]}$$

Der Ausdruck dz/dx lässt sich wie folgt umformen:

$$\frac{dz}{dt} = \frac{dx}{dt}.\frac{dz}{dx} = (v \pm a).\frac{dz}{dx} \text{ [m/s]}$$

und damit verändert sich die Gleichung zu:

$$\frac{dv}{dt} \pm \frac{g}{a}.\left(\frac{dh}{dt} - (v \pm a).\frac{dz}{dx}\right) + g.\frac{dz}{dx} + \frac{\lambda}{2.d_i}.v.|v| = 0 \text{ [m/s²] (II)}$$

Bei Flüssigkeitsströmungen ist die Annahme, dass die Fließgeschwindigkeit v viel kleiner als die Druckwellengeschwindigkeit a ist, gerechtfertigt. Dadurch entfallen auch die konvektiven Terme $v.\frac{dv}{dx}$ und $v.\frac{dp}{dx}$ in Gleichung (I) und auch der Term dz/dx in (II). Diese Vereinfachung liefert genaue Ergebnisse, solange die Bedingung v < 0,05.a eingehalten wird. In diesem Fall vereinfachen sich die Charakteristiken zu Geraden.

$$(v \pm a) \approx \pm a = \frac{dx}{dt} \text{ [m/s]}$$

Damit reduziert sich Gl.(2) auf:

$$\frac{dv}{dt} \pm \frac{g}{a}.\frac{dh}{dt} + \frac{\lambda}{2.d_i}.v.|v| = 0 \text{ [m/s²]}$$

Durch eine Integration entlang der Charakteristiken kann die vorige Gleichung gelöst werden:

$$\left[v + \frac{g}{a}.h\right]_L^P = \int_{t_L}^{t_P}\left(-\frac{\lambda}{2.d_i}.v.|v|\right)dt \text{ [m/s] – } \oplus\text{-Charakteristik}$$

$$\left[v - \frac{g}{a}.h\right]_R^P = \int_{t_R}^{t_P}\left(-\frac{\lambda}{2.d_i}.v.|v|\right)dt \text{ [m/s] – } \odot\text{-Charakteristik}$$

Im ersten Fall bei Fortschreiten vom Punkt L zum Punkt P spricht man von $\oplus$-Charakteristik, im zweiten Fall bei Fortschreiten von R nach P von $\odot$-Charakteristik. Unter der Annahme eines hinreichend linearen v - Verlaufes und kleiner Intervallschritte Δx kann mit $dt = \frac{dx}{\pm a}$ die Trapezregel angewendet werden:

$$\left[v + \frac{g}{a}.h\right]_P = \left[v + \frac{g}{a}.h\right]_L + \frac{x_P - x_L}{2.a}.\left(\left[-\frac{\lambda}{2.d_i}.v.|v|\right]_P + \left[-\frac{\lambda}{2.d_i}.v.|v|\right]_L\right) \text{ [m/s]}$$

bzw.

$$h_P = h_P + \frac{a}{g}.(v_L - v_P) - \frac{\Delta x.\lambda}{4.g.d_i}.(v_P.|v_P| + v_L.|v_L|) \quad [m]$$

und

$$\left[v - \frac{g}{a}.h\right]_P = \left[v - \frac{g}{a}.h\right]_R + \frac{x_P - x_R}{2.a}.\left(\left[-\frac{\lambda}{2.d_i}.v.|v|\right]_P + \left[-\frac{\lambda}{2.d_i}.v.|v|\right]_R\right) \quad [m/s]$$

bzw.

$$h_P = h_P - \frac{a}{g}.(v_R - v_P) - \frac{\Delta x.\lambda}{4.g.d_i}.(v_P.|v_P| + v_R.|v_R|) \quad [m]$$

Wird ein Rohrabschnitt mit konstanten Kenndaten (Druckwellengeschwindigkeit const.) in eine bestimmte Anzahl von Ortsintervallen Δx (Siehe Abb.: 2.6) unterteilt, und wenn an den Punkten L und R zur Zeit t_1 die Druckhöhen und die Geschwindigkeiten bekannt sind, so lassen sich mit den Gleichungen für h_P die neue Druckhöhe und die neue Fließgeschwindigkeit im Punkt P zu einem weiteren Zeitpunkt t_2 berechnen. Sind für den Zeitpunkt t_1 für alle Gitterpunkte die Druckhöhe und die Geschwindigkeit bekannt, können die Druck- und Geschwindigkeitsverhältnisse für alle weiteren Zeitschritten Δt an jedem Knotenpunkt berechnet werden. Für den Zeitpunkt t_1 kann im betrachteten Rohrabschnitt ein stationärer oder instationärer Strömungszustand vorherrschen.

Führt man als weitere Vereinfachungen λ=const. und, da die Geschwindigkeiten in den Punkten P,L und R für einen Intervallschritt nur gering differieren,

$$h_P = h_L + \frac{a}{g}.(v_L - v_P) - \frac{\Delta x.\lambda}{4.g.d_i}.(v_P.|v_U|) \quad [m]$$

$$h_P = h_R - \frac{a}{g}.(v_R - v_P) - \frac{\Delta x.\lambda}{4.g.d_i}.(v_P.|v_R|) \quad [m]$$

Mit der Beziehung Q=v.A und den Abkürzungen: $B = \frac{a}{g.A}$ [s/m²] und $R = \frac{\Delta x.\lambda}{2.g.d_i.A^2}$ [s²/m^5] liegen zwei Gleichungen zur Berechnung der Unbekannten h_P und Q_P vor:

$$h_P = h_L + B.(Q_L - Q_P) - R.Q_P.|Q_L| \quad [m]$$

$$h_P = h_R - B.(Q_R - Q_P) + R.Q_P.|Q_R| \quad [m]$$

Diese lassen sich mit den folgenden Abkürzungen weiter zusammenfassen:

$$B_L = B + R.|Q_L| \quad [s/m^2]$$

$$C_L = h_L + B.Q_L \quad [m]$$

$B_R = B + R.|Q_R|$ [s/m²]

$C_R = h_R - B.Q_R$ [m]

Wenn man nun den gesuchten Größen h_P und Q_P auflöst, so ergeben sich die Kompatibilitätsbedingungen in verkürzter Schreibweise:

$$h_P = \frac{C_L.B_R + C_R.B_L}{B_L + B_R} \text{ [m]}$$

$$Q_P = \frac{C_L - C_R}{B_L + B_R} \text{ [m³/s]}$$

Neben der Rohrleitung besteht ein komplettes Rohrleitungssystem noch einer Vielzahl weitere Komponenten, die je nach Situation für den Betrieb und die Sicherheit erforderlich sind. Hierzu zählen sich unter anderem: Behälter, Regel- und Absperrarmaturen, Rohrverzweigungen und –vereinigungen, Be- und Entlüftungsventile, Pumpen, Turbinen, Windkessel, Wasserschlösser etc. Bei der numerischen Modellierung von Rohrsystemen werden diese Komponenten durch Rand- bzw. Knotenbedingungen, die mittels mathematischer Beziehungen das hydraulische Verhalten beschreiben, erfasst.

Manche von diesem werden in den unterliegenden Reihen beschrieben.

2.3.1 Behälter mit konstantem Wasserspiegel – bei dieser Randbedingung ist die Druckhöhe am Rand durch den konstanten Wasserspiegel des Behälters gegeben (Abb.: 2.7).

$h_P = H_0$ [m]

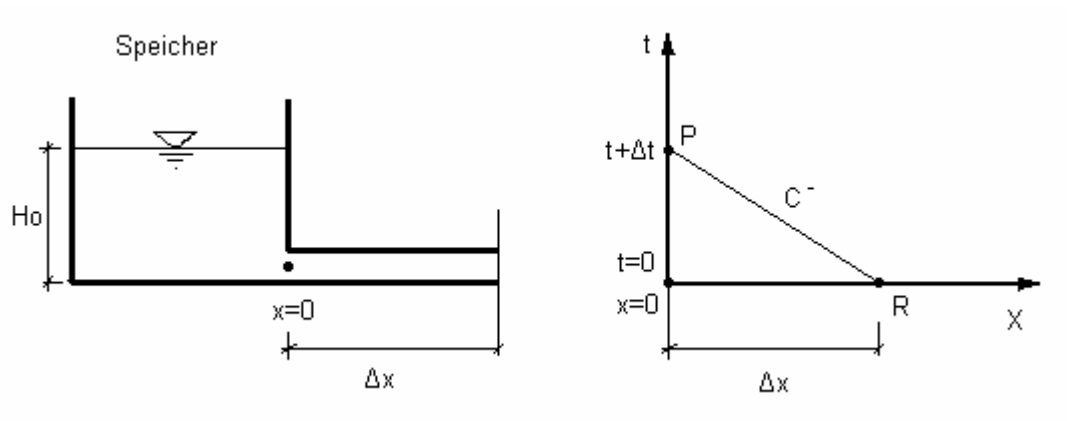


Abb.: 2.7 Behälter mit konstantem Wasserspiegel /20/.

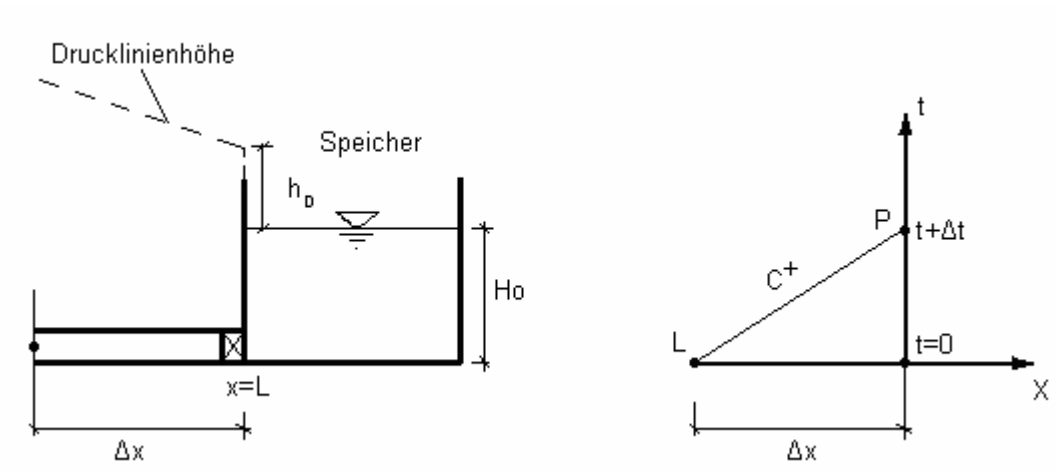
Ferner gilt die Kompatibilitätsbedingung:

$C^- : h_P = C_R + B_R.Q_P$ (III)

Zusammen mit der Gl.(III) kann man nun den unbekannten Durchfluss Q_P zum Zeitpunkt t+Δt berechnen:

$$Q_P = \frac{H_0 - C_R}{B_R} \text{ [m³/s]}$$

<u>2.3.2</u> Armatur am Ende einer Rohrleitung: bei einer Armatur ändert sich bei einem Schließ- bzw. Öffnungsvorgang der Drosselquerschnitt A_D.



<u>Abb.: 2.8</u> Drossel am Ende der Leitung /20/.

Für den stationären, anfänglichen Durchfluss Q_0 gilt gemäß <u>Abb.: 2.8</u> folgendes:

$$Q_0 = (\mu . A_D)_0 . \sqrt{2.g.h_{D0}}$$

In dieser Gleichung wurde mit h_{D0} der Anfangsdrosselverlust bezeichnet. Der Index 0 soll den Anfangszustand kennzeichnen.

Hierin bedeuten: A_D der Drosselquerschnitt und μ der Durchflussbeiwert.

Nimmt man an, dass der Durchflussbeiwert μ bei allen Drosselstellungen konstant ist, so lautet die Beziehung für den instationären Fall entsprechend, wie sie schon für die Drosselgleichung $Q_P = -\mu . A_D . \sqrt{2.g.(H_0 - h_P)}$ abgeleitet wurde. Fügt man die letzten Gleichungen zusammen, so erhält man:

$$Q_P = \frac{Q_0}{\sqrt{h_{D0}}} . \frac{\mu . A_D}{(\mu . A_D)_0} . \sqrt{(h_P - H_0)}$$

wobei in dieser Gleichung der Term

$$\frac{\mu . A_D}{(\mu . A_D)_0} = \tau$$

zusammengefasst werden kann. Die τ-Werte bewegen sich in den Grenzen $0 \le \tau \le 1$.

Von den Armaturenherstellern werden meistens nicht die μA-Werte sondern die ζ-Werte bereitgestellt. Hierfür gilt die bekannte Beziehung nach Darcy-Weisbach:

$$\Delta h = \zeta . \frac{v^2}{2.g}$$

Der Zusammenhang zwischen dem τ-Wert und dem ζ-Wert ist durch die Beziehung

$\tau = \frac{\sqrt{\zeta_0}}{\sqrt{\zeta}}$ gegeben, wobei mit ζ_0 der Drosselverlustbeiwert bei vollkommen geöffnete Armatur bezeichnet wurde. Hierbei ist zu beachten, dass sich die ζ-Werte auf den Rohrleitungsquerschnitt beziehen /20/.

2.4 STEINSCHÜTTDÄMME UND IHRE ERHÖHUNG

2.4.1 Allgemeines

Als Steinschuttdämme werden solche Staudämme genannt, die größtenteils aus Steinmaterial bestehen. Ihre Dichtheit kann durch Elemente aus Ton, Beton, Asphaltbeton und Kunststoffe erreicht werden. Die breite Anwendung dieser Staudammkonstruktion verdankt sie:

- der Verwendung von lokal vorhandenen Materialien (Steine, Ton, Sand) zur Errichtung des Dammkörpers und Drainageelementen des Staumdammes.
- dem Einsatz von „high-tech“ Baumaschinen und Transportmittel, die die hohe Mechanisierung der Bauarbeiten und die kurzen Bauzeiten sichern.

Die Erfahrung zeigt, dass sich Steinschüttdämme bei den meisten topographischen Bedingungen errichten lassen. Diese Dämme können sowohl auf Fels- als auch auf lockeren Untergrund ausgeführt werden.

Steinschüttdämme können weiters bei jeglichen klimatischen Bedingungen gebaut werden. Die seismischen Belastungen des Gebietes sind auch kein Hindernis beim Bau dieses Staudammtyps, weil, wenn die Neigungen der Luft- und Wasserseiten flacher gewählt werden, sogar bei starken Erdbeben nur kleine Schaden auftreten.

Wenn man die geringe Betriebskosten berücksichtigt, haben die Steinschüttdämme im Vergleich mit den anderen Staumauern sehr viele Vorteile /21/.

2.4.2 Wahl des Erhöhungsverfahrens

Die Methode der Dammerhöhung ist in Abhängigkeit von den lokalen Bedingungen (vorhandene Dichtung, Untergrund, Bauverfahren, Betriebsführung u.a.) zu wählen.

Während der Bauphase an der Luftseite des Dammes und im Dammfuß muss ausreichend dimensionierte Drainage aus geeignetem Material eingebracht werden. /21/.

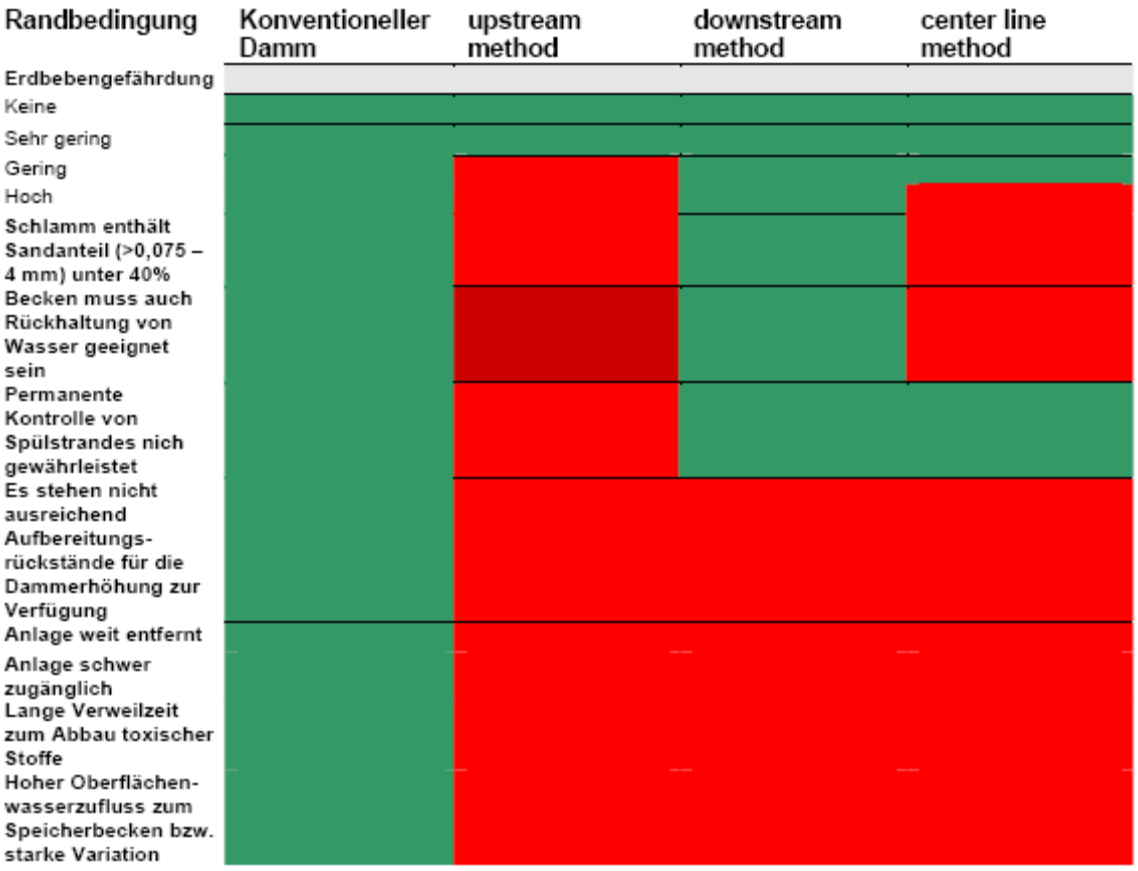
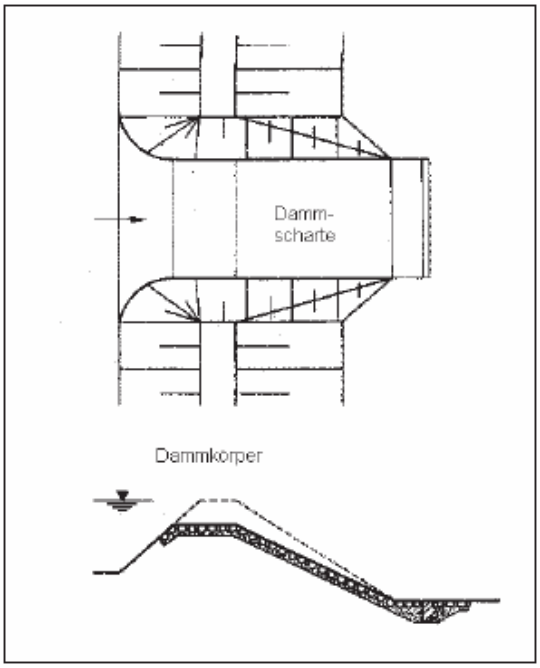


Abb.: 2.9 Vergleich verschiedenen Erhöhungsmethoden /22/.

Mit Rücksicht auf Abb.: 2.9 und den Typ der bestehenden Anlage (Steinschuttdamm mit Oberflächendichtung) wurde das Downstream - Verfahren zur Erhöhung des Feldseedammes gewählt.

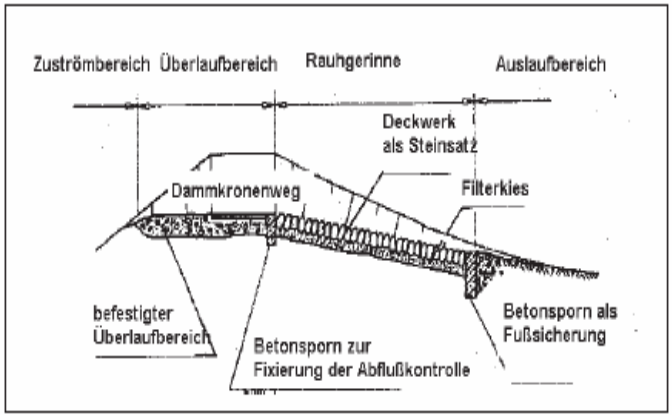
2.4.3 Hochwasserentlastung

Dammscharten sind Gerinne zur Hochwasserableitung, deren Verhältnis von Tiefe zu Breite gering ist. Dammscharten (Abb.:2.10 und Abb.: 2.11) bestehen aus einem Einschnitt in der Dammkrone, einem anschließenden Entlastungsgerinne - meist als Rauhgerinne - und einem Auslaufbereich.



← Abb.: 2.10 Hochwasserentlastungsanlage – Grundriß und Querschnitt /23/.

Abb.: 2.11 Längsschnitt einer Dammscharte /23/.



Den Abschluss des Entlastungsgerinnes bildet eine Fußsicherung, die gleichzeitig auch als Stützbauwerk für das Deckwerk dienen kann. Da Dammscharten zumindest zum Teil über den künstlich errichteten Dammkörper verlaufen, zieht eine Erosion eine Beschädigung des Dammkörpers und damit die Gefahr der Beschädigung des Absperrbauwerkes nach sich.

Grundsätzlich können sie sowohl in massiver wie in lockerer Bauweise ausgeführt werden. Wegen der im Dammbereich zu erwartenden Setzungen herrscht bei den in den letzten Jahren errichteten Becken und Dämmen die Lockerbauweise vor. Diese Bauart hat eine vergleichsweise geringe Abflussleistung pro Meter Gerinnebreite und damit meist eine größere Überlaufbreite zur Folge. Bei dem Deckwerk wird zwischen Steinsatz und Steinschüttung unterschieden. Während bei einer Steinschüttung die Steine locker in einer bestimmten Schüttdicke aufgebracht werden, müssen beim Steinsatz die Steine einlagig auf Kontakt gesetzt werden, um eine gute Verklammerung zu erzielen. In der Regel werden unregelmäßige Steine verwendet, um eine möglichst rauhe Oberfläche und damit schon eine weitgehende Energieumwandlung im Entlastungsgerinne zu erzielen. Eine Energieumwandlungsanlage am Fuße der Dammscharte kann deshalb eventuall entfallen, es ist lediglich die Sicherung gegen rückschreitende Erosion erforderlich. Um die Länge des Entlastungsgerinnes zu begrenzen, wird die Dammscharte möglichst am Talrand angeordnet (Abb.: 2.12). Eine Weiterführung in das Gelände ist oft nicht erforderlich. Es ist durch entsprechende Konstruktion lediglich sicherzustellen, dass der Böschungsfuß nicht gefährdet wird und das abfließende Wasser vom Dammfuß ferngehalten wird.

2.4.4 Freibordnachweis

Der Freibord ist der vertikale Abstand zwischen der Dammkrone und dem höchsten Stauziel, das im Normallastfall das Bemessungsstauziel und im außergewöhnlichen Lastfall das

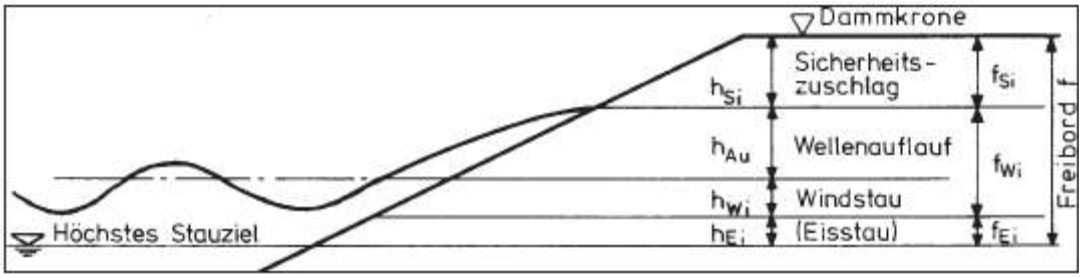


Abb.: 2.13 Freibordanteile /23/.

außergewöhnliche Stauziel ist. Er setzt sich zusammen aus dem Freibord infolge Windstau, aus Wellenauflauf, aus dem Sicherheitszuschlag und gegebenenfalls dem Eisstau (Abb.: 2.13) /23/.

TECHNISCHE UNIVERSITÄT - WIEN

T E I L II

P R O J E K T S T U D I E

IVAN PETROV, MN: 0227380

3. DETAILPROJEKT

3.1 DRUCKSTOLLEN

Für die Linienführung des DST war die kürzeste Entfernung (im Grundriss – siehe Plan No 8 und im Längsschnitt siehe – Plan No 9) zwischen OB und Hang aus wirtschaftlichen Überlegungen maßgebend. Bei der Planung sind Varianten ohne und mit OW-seitigen Wasserschloss untersucht werden. Bei der Variante ohne Wasserschloss muss der Stollen auf den vollen Druckstoß bemessen werden.

Der Stollen hat eine Gesamtlänge von rund 590 m und wird in gleichbleibendem Querschnitt, ohne Krümmungen in Grundriss und Längsschnitt, mit konstanter Neigung von 0,005 geplant (Plan No 9).

Das Einlaufbauwerk des OB kann durch ein Schütz abgesperrt werden. Der Querschnitt des Triebwasserstollens wurde so gewählt, dass die Füllung des Speichers „Feldsee“ rund 8 Stunden und die Speicherentnahme ca. 6 Stunden (bei Turbinenvolllast) dauern kann.

Bei einem lichten Durchmesser des DST von 2,50 m betragen die Fließgeschwindigkeiten in T- und P-Betrieb 2,99 m/s und 2,30 m/s. Der Wahl des optimalen Durchmessers hat eine große wirtschaftliche Bedeutung, da sich die Energiehöhenverluste im Gesamtwirkungsgrad des Systems doppelt niederschlagen. Anderseits erhöht die Auswahl eines größeren Durchmessers des DST die Investitionskosten /24/,/25/.

Das Auffahren des Stollens kann mittels einer Fräse erfolgen. Die Auskleidung des DST erfolgt je nach vorhandenem Bergswasserdruck und vorhandener Gebirgsgüteklasse, sowie dem Innendurchmesser. Für eine genauere Berechnung und eventuelle Notwendigkeit von Stahlpanzerungen (bzw. vorgespannter Betonauskleidung), wegen des raschen Betriebswechsel (hohe Druckstöße zusätzlich zum vorhandenen Innendruck), sind auch ausführliche geologische Untersuchungen zur Erkundung des Gebirgsspannungszustandes notwendig.

3.2 WASSERSCHLOß

Das Wasserschloß wurde in Form eines Schachtwasserschlosses mit Kreisquerschnitt, der einen Durchmesser von 5,0 m hat, geplant. Grund dafür sind die kleine Wasserspiegelschwingungen, die in beiden Betriebsfälle des PSKW auftreten. Die Kote der maximalen Erhöhung des Wasserspiegels bei plötzlichem Schließen beträgt 2.226,95 m bzw. bei maximaler Absenkung (P-Betrieb) – 2.205,09 m.

3.3 DRUCKROHRLEITUNG

Bei der Wahl der Trasse der DRL waren folgende Voraussetzungen zuberücksichtigt, dass:

- die DRL eine minimale Länge hat (z.B. zur Verminderung des Druckstoßes und Verbesserung der Bedingungen zur automatischen Regulierung der Maschine im T-Betrieb; Investitionskostenminimierung etc.)
- die Trasse der DRL folgt die Linie des maximalen Terraingefälles (d.h. etwa normal zu den Geländehorizontalen);
- die Fundierung der Festpunkte auf festen, aus ingenieur-geologischen Sicht, Felsböden möglich ist.

Die Festpunkte und Zwischenauflager wurden aus Beton geplant und die Abmessungen sind von einer Standsicherheitsberechnung bestimmt.

Die Nivellette der DRL-Trasse wurde so festgelegt, dass sie vollständig im Aushub, bei minimalem Volumen der Aushubmasse, verläuft.

Bei einem Innendurchmesser der DRL von 2,15 m beträgt die Fließgeschwindigkeit im T-Betrieb 4,05 m/s und im P-Betrieb 3,11 m/s.

Der Optimierung des Durchmessers kommt eine wesentliche wirtschaftliche Bedeutung, wegen der Möglichkeit von reduzierten Investitionskosten, zu.

3.4 OBERBECKEN – SPEICHER "FELDSEE"

Das OB des PSKW „Feldsee" befindet sich in dem nordwestlichen Teil des Einzugsgebietes Feldsee und wird derzeit von einem Steinschüttdamm mit Asphaltbetonoberflächendichtung gebildet. Im Rahmen dieser Diplomarbeit wurde eine Auswertung der vorhandenen Daten dieses Speichers gemacht und eine Erhöhung des STZ nach der Downstream-Methode mit 4 m geplant.

Die Methode der Dammerhöhung wurde in Abhängigkeit von den lokalen gewählt. Bei der Planung wurden die Neigungen der Luft- und Wasserseite beibehalten (entsprechend 1:1,5 und 1:1,7).

Das STZ nach der Erhöhung wurde auf Kote 2.221 m ü.A. festgelegt und für das ASZ des Beckens wurde die alte Kote beibehalten (ASZ_{OB} = 2.196 m ü.A.). Der nutzbare Speicherinhalt im Endausbau beträgt rund 2.309.000 m³. Das ergibt, im Vergleich zur derzeitigen Situation, eine Erhöhung um rund 40%.

Die Situierung des Dammes „Feldsee" und der erforderlichen Betriebseinrichtungen, des Einlaufbauwerkes und Grundablasses ist in Plan No 10 und Plan No 11 dargestellt. Für den

Grundablass wurde eine hydraulische Berechnung durchgeführt, ohne den Durchmesser des Grundablasses zu verändern. Die Apparatenkammer wurde um ca. 14 m verschoben und teilweise eingeschüttet (siehe Plan No 10 und Plan No 11).

Die Abdichtung des Dammes auf der Wasserseite nach der geplanten Erhöhung wurde mit folgenden Schichten vorgesehen: 8 cm Asphaltbetondichtschichte, Binderschichte mit einer Dicke von 8 cm, 50 cm Filter mit Korngröße 5 – 80 mm, 2 m breite Übergangszone (d_{MAX} = 150 mm) und Dammeinschüttung mit d_{MAX} = 400 mm.

An der nordwestlichen Seite des OB wird, 3 m unterhalb der Dammkrone, ein Hochwasserüberlauf mit anschließendem Rauhgerinne angeordnet. Eine entsprechende Energieumwandlung durch Ausbildung eines Rauhgerinnes mittels Steinwurf am Ende des Überlaufgerinnes vorgesehen ist.

Auf der Dammkrone wird auf Höhe 2.224 m ü.A. eine Betriebsstraße angeordnet. Nach der Erhöhung des Dammes ist eine Verlängerung der Herdmauern mit 13,5 m am rechten Rand und mit 65,5 m am linken Rand des Dammes erforderlich.

Das Schüttvolumen des erhöhten Dammes „Feldsee“ beträgt rund 73.500 m³. Die Korngröße des Schüttmaterials für den Damm hängt auch von den geotechnischen Verhältnissen und der Abbautechnologie des Materials ab. Weiters ist die maximale Korngröße von der festzulegenden Einbautechnologie (Schütthöhe etc.), den bodenmechanischen Anforderungen, den geforderten Kennwerten der Schüttung (Reibungswinkel etc.), der Verdichtungsart, etc. abhängig. Für eine vorläufig geplante Schüttlagenhöhe von 60 cm wird eine maximale Korngröße des Schüttmaterials von 40 cm vorgesehen. Die endgültigen Festlegungen erfolgen nach Ausführung eines Schüttversuches auf der Baustelle.

4. HYDRAULISCHE BEMESSUNG DES SYSTEMS

4.1 DRUCKSTOLLEN

Nutzbarer Speicherinhalt: V_{Nutz} = 1,65 Mio m³

Turbinenstunden pro Jahr: T_T = 2245 Std/a

Pumpstunden pro Jahr: T_P = 2290 Std/a

Fördermenge im Pumpenbetrieb: Q_P = 11,3 m³/s

Volllastdurchfluss: Q_T = 14,7 m³/s

Bruttofallhöhe: $H_{BR} = STZ_{OB} - STZ_{UB}$ = 522 m

Länge des Druckstollens: L_{DST} = 590 m

BEMESSUNGSDIAGRAMM:

$H^{-0,12}.x^{0,45} \triangleq H_{BR}^{-0,12}.Q_T^{0,45}$ = 2,39

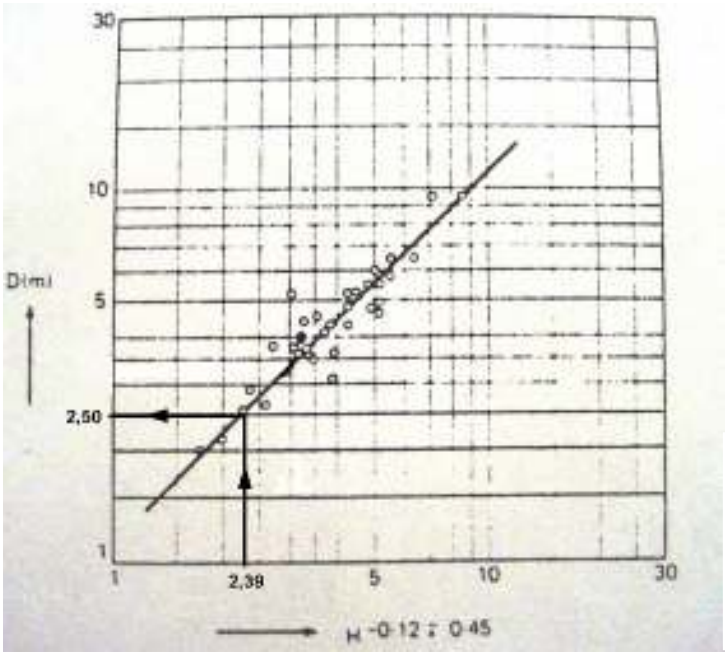


Abb.: 4.1 Geneigte Triebwasserleitungen für PSKW /26/.

Abgelesen: D_{DST} = 2,50 m – Durchmesser des DST

Stollenquerschnitt: $A_{DST} = \frac{\pi . D_{DST}^2}{4}$ = 4,91 m²

Berechnung der mittleren Strömungsgeschwindigkeiten:

T-Betrieb: $V_T = \frac{Q_T}{A_{DST}}$ = 2,99 m/s

P-Betrieb: $V_P = \frac{Q_P}{A_{DST}}$ = 2,31 m/s

4.2 BEMESSUNG UND OPTIMIERUNG DER DRL

4.2.1 Bestimmung des Durchmessers

Querschnittsfläche des Rohres:

$A_{DRL} = \frac{Q_T}{v_{DRL}}$ = 3,68 m², bei einer angenommenen Geschwindigkeit in der DRL V_{DRL} = 4,0 m/s.

Durchmesser der DRL:

$D_{DRL} = \sqrt{\frac{4.A_{DRL}}{\pi}}$ = 2,16 m => angenommen D'_{DRL} = 2,20 m

$A'_{DRL} = \frac{\pi.D^2}{4}$ = 3,80 m² - Querschnittsfläche des Rohres, berechnet mit dem D'_{DRL}.

Berechnung der mittleren Strömungsgeschwindigkeiten:

T-Betrieb: $V_T = \frac{Q_T}{A_{DRL}}$ = 3,87 m/s

P-Betrieb: $V_P = \frac{Q_P}{A_{DRL}}$ = 2,97 m/s

4.2.2 Optimierung des Durchmessers der DRL

Bei der Festlegung des wirtschaftlichen Durchmessers einer DRL als Bauteil einer Wasserkraftanlage ist zu beachten, dass einerseits mit ansteigender Nennweite infolge geringerer Reibungsverluste die Energieausbeute größer wird und damit die Erzeugungskoten sinken, anderseits steigen mit wachsendem Durchmesser gleichzeitig die Investitions- und Unterhaltungskosten.

Um den ökonomisch günstigsten Durchmesser zu bestimmen, muss das Minimum der aus diesen verschiedenen Kostenanteilen resultierenden Energiekosten gefunden werden, wobei bekanntlich die zeitliche Entwicklung von Nutzen und Kosten von entscheidender Bedeutung sind /19/.

I.Weg: /27/

Ermittlung der Berechnungsfestigkeit des Stahles:

$$R = R_n.c.\frac{\gamma_c}{\gamma_m.\gamma_n} = 192\,MPa$$

$R_n = 320 MPa$ - Bemessungsfestigkeit des Stahles

$c = 1,15$ - ist Koeffizient, der die Festigkeit von der eindimensionale Zugversuch zur eine Festigkeit für dreidimensionale Beanspruchung überträgt

γ_m - Beiwert für Berücksichtigung der Sicherheit des Materials. Bei 310 MPa < Rn < 410 MPa ist dieser Beiwert $\gamma_m = 1,1$.

$\gamma_c = 0,6$ - Koeffizient zur Vorbemessung, berücksichtigt die Lastkombinationen. Der angenommenen Wert gilt für eine Vorbemessung nach dem Kesselformel.

$\gamma_n = 1$ - Sicherheitsbeiwert verbunden mit der Werksklasse (I Klasse).

<u>Die Wanddicke des Rohres</u> wird mit der Kesselformel berechnet:

$$\delta = \frac{\gamma_w . H_d . D_{opt}}{2.R} = 0,033 \text{ m}$$

$\alpha = 1,1$ - angenommener Anteil der örtliche hydraulische Verluste bezüglich der Längsverluste

$n = 0,012$ - Koeffizient von Manning

$p = 15\%$ - gesamt Prozentenanteil der mittleren Jahreskosten als Anteil der Gesamtkosten

$a = 1,2$ - Beiwert zur Berücksichtigung der tatsächlichen Überschreitung des geplanten Gewichtes der Druckrohrleitung

$b = 1,5$ - Beiwert zur Ermittlung des Anteils der Baumaßnahmen bezüglich der Maschinenteiles

$c = 2500$ Euro/t - Preis von eine Tonne montierten Stahls der DRL

$\eta_T = 0,95$ - ist der Wirkungsgrad der Turbine und des Generators

$\eta_P = 0,87$ - ist der Wirkungsgrad der Turbine und des Generators

$T_T = 2245$ Std/a - ist der Betriebszeit der WKW im T-Betrieb pro einem Jahr in Sekunden ersetzt

$T_P = 2920$ Std/a - ist der Betriebszeit der WKW im P-Betrieb pro einem Jahr in Sekunden ersetzt

$e_T = 0,048$ Euro/kWh - Tarifpreis des elektrischen Stroms beim T-Betrieb /Verbund/

$e_P = 0,033$ Euro/kWh - Tarifpreis des elektrischen Stroms beim Pumpen /Verbund/

$$D_{OPT} = \sqrt[6,33]{0,6066.10^{-2}.\frac{\alpha.n^2}{p.a.b.c.\delta}.\left(Q_T^3.T_T.\eta_T.e_T + \frac{Q_P^3.T_P.e_P}{\eta_P}\right)} = 2,12 \text{ m}$$

II.Weg: /19/,/27/.

$\Sigma K_{DRL} = p.a.b.c.\gamma_{Stahl}.D_{DRL}.\delta$ - Gesamtbetriebskosten der DRL pro Jahr

$\Sigma K_V = \Sigma K_{V,T} + \Sigma K_{V,P} = W_{V,T}.e_T + W_{V,P}.e_P$ - Verluste von nicht erzeugte elektrischer Energie infolge Druckverluste in der DRL bei kleinerem Durchmesser.

$W_{V,T}, W_{V,P}$ – unerzeugte, respektiv zusätzlich konsumierte Energie, verdankend an den hydraulischen Verlusten in der DRL in beiden Arbeitsbetriebe des PSKW. Diese sind mit den folgenden Formeln zu berechnen:

$$W_{V,T} = \frac{V_T.h_V^T}{367,2}.\eta_T = 0,02805.\frac{\alpha.n^2}{D_{DRL}^{5,33}}.Q_T^3.T_T.\eta_T$$

$$W_{V,P} = \frac{V_P.h_V^P}{367,2.\eta_P} = 0,02805.\frac{\alpha.n^2}{D_{DRL}^{5,33}}.\frac{Q_P^3.T_P}{\eta_P}$$

h_V^T - Verluste in der DRL in T-Betrieb

h_V^P - Verluste in der DRL in P-Betrieb

V_T - vereinbartes Volumen in T-Betrieb des PSKW

V_P - vereinbartes Volumen in P-Betrieb des PSKW

Allgemein können die Verluste von nicht erzeugte Energie mit der folgenden Formel dargestellt werden: $\Sigma K_V = 0,02805.\frac{\alpha.n^2}{D_{DRL}^{5,33}}\left(Q_T^3.T_T.\eta_T.e_T + \frac{Q_P^3.T_P}{\eta_P}.e_P\right)$

$\Sigma = \Sigma K_V + \Sigma K_{DRL}$ - Zielfunktion, die die Summe der Kurven für die Jahresbetriebskosten und die Verluste infolge nicht erzeugte Energie wegen Druckverluste bei kleinerem Durchmesser beschreibt.

$\Sigma K_V + K_{DRL}$	K_V	K_{DRL}	D_{DRL}
[€]	[€]	[€/m']	[m]
7.946,272	7757,6922	188,5793	1,0
1.317,951	893,64727	424,3034	1,5
947,1774	192,86022	754,3172	2,0
1.237,331	58,71003	1.178,621	2,5
1.719,43	22,216532	1.697,214	3,0
2.319,865	9,7689946	2.310,096	3,5

Tab.: 4.1 Werte der Gesamtkosten bei verschiedenen Durchmessern

Mit den von Tab.: 4.1 genommenen Werten, ist die folgende Graphik für Bestimmung des optimalen Durchmesser der DRL dargestellt.

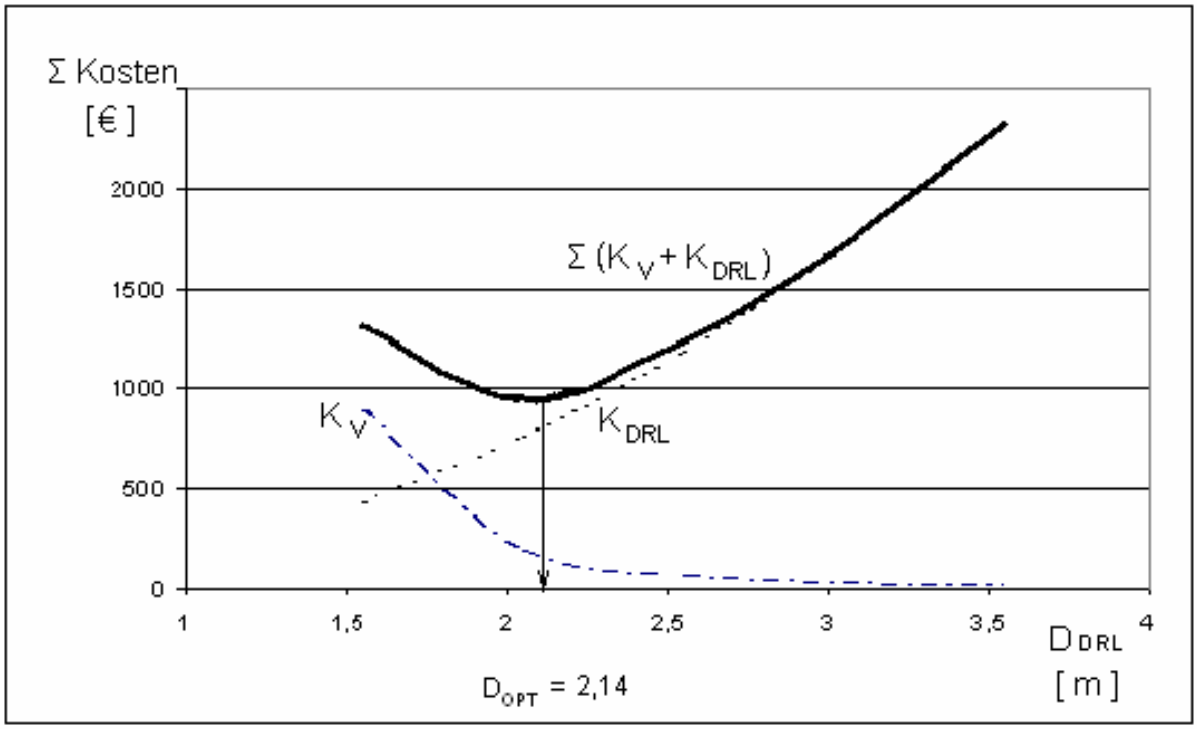


Abb.: 4.2 Ermittlung des optimalen Durchmessers der DRL „Feldsee“

Dieser Durchmesser wird von der Summenkurve der Jahreskosten und Verluste infolge nicht erzeugte Energie abgelesen, und ist gleich der Minimum der in Abb.: 4.1 dargestellter Zielfunktion.

Optimaler Durchmesser de DRL: $D_{DRL,opt} = \min(\Sigma K_V + \Sigma K_{DRL}) = 2{,}14$ m

Wegen Herstellungsgründe ist bei weiteren Berechnungen $D_{DRL,opt} = 2{,}15$ m anzunehmen.

4.2.3 Statische Berechnung /18/,/27/.

BERECHNUNG DER ROHRSPANNUNGEN FÜR DEN I. ROHRABSCHNITT

Die DRL „Feldsee“ wird oberirdisch verlegt. Zwischen je zwei Festpunkte gibt es eine Stopfbuchse, die die Ausdehnungen während Temperaturschwankungen erlauben soll.

Die axialwirkende Kräfte in dem Querschnitt, der sich an der Grenze mit der II. Abschnitt befindet, sind:

1) Komponente des Eigengewichtes des Rohres:

$G_R = \gamma_{St}.\pi.(D+\delta).\delta.L = 266,35\,kN$

G_R - Eigengewicht des Rohres

γ_{St} = 78,5 kN/m³ - die Wichte des Stahles

L = 10 m. - Länge des Rohrabschnittes zwischen der, am oberen Ende befindlichen, Stopfbuchse und der, am unteren Ende befindlichen, Schnittpunkt der Achsen der Rohrabschnitte I. und II. Die ist vom Längsschnitt der DRL „Feldsee“ abgelesen (Plan No 9).

α = 0º - die Neigung der Rohrleitung zum Horizont, aus dem Längsschnitt der DRL „Feldsee“ abgelesen.

$\gamma_{f,R}$ = 1,10 - Sicherheitsbeiwert der Rohrleitung im Bezug auf die Lasten.

$F_1 = G_R.\gamma_{f,R}.\sin\alpha = 0\,kN$ - auf dem Festpunkt entfallendes Rohrgewicht in axialer Richtung

2) Reibungskraft im Zwischenauflager:

$G_w = \frac{\pi.D^2}{4}.L.\gamma_W = 362,87\,kN$ - Gewicht des Wassers im Rohrabschnitt

γ_W = 10 kN/m³ - Wichte des Wassers.

$\gamma_{f,W}$ = 1,00 - Sicherheitsbeiwert bezüglich der Last des Wassers.

μ = 0,45 ÷ 0,50 - Reibungskoeffizient bei Stahl auf Beton.

γ_f = 1,20 - Sicherheitsbeiwert bezüglich der Belastung.

$F_2 = \pm(G_R.\gamma_{f,R} + G_w.\gamma_{f,W}).\mu.\gamma_f.\cos\alpha = 157,41\,kN$ -die plus und minus Vorzeichen in der Gleichung sind entsprechend für Erhöhung und Absenkung der Temperatur.

3) Druckkraft in der Stopfbuchse:

$F_3 = \gamma_W.H_{d,SB}.\gamma_f.\pi.(D+\delta).\delta = 70,61\,kN$

$H_{d,SB}$ = 1,15.HST = 61,40 m - Druckhöhe an der Stopfbuchse ist aus dem Längsschnitt gemessen (Plan No 9).

γ_f = 1,00 - Sicherheitsbeiwert bezüglich der Lasten

4) Druckkraft infolge Änderung des Durchmessers von größer zu kleiner:

$F_4 = 0\,kN$ - die ganze DRL ist mit konstantem Durchmesser zu konstruieren.

5) Kraft infolge Reibung in der Stopfbuchse:

$F_5 = \pm\gamma_W.H_{d,SB}.\gamma_f.\mu'.\pi.(D+2.\delta).l_D = \pm 235,83\,kN$

γ_f = 1,00 - Sicherheitsbeiwert bezüglich der Lasten

μ' = 0,20 - Reibungskoeffizient zwischen dem Rohr und dem Dichtungselement in der Büchse

l_D = 0,20 - Länge der Dichtung in der Büchse

6) Kraft infolge Reibung des Wassers an der Rohrwände:

$$F_6 = \gamma_W . \Delta h . \gamma_f . \frac{\pi . D^2}{4} = 1,94\,kN$$

$C = \frac{1}{n} . R^{1/6} = \frac{1}{0,012} . 0,475^{1/6} = 73,61\,m^{1/2}/s$ - Koeffizient von Chézy

n = 0,012 - Rauhigkeitsbeiwert von Manning für Stahl

R = $\frac{D_{DRL}}{4}$ = 0,538 m - hydraulischer Radius der DRL

$\Delta h = \frac{v^2 . L}{C^2 . R} = 0,082\,m$ - Druckhöhenverluste in dem Rohrabschnitt I. infolge der Reibung

Berechnung der Gesamtkräfte bei Temperaturerhöhung:

$$\sum F_i = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5 + F_6 = 555,91\,kN$$

und bei Temperaturabsenkung:

$$\sum F_i = F_1 - F_2 + F_3 + F_4 - F_5 + F_6 = -230,58\,kN$$

Die querwirkende Kräfte in dem letzten Unterabschnitt (zwischen der Auflager, weil in diesem Rohrabschnitt nur einen solchen gibt, und dem unteren Festpunkt) der I.Rohrabschnitt infolge Eigengewicht des Rohres und des Wassers drinnen kann folgenderweise berechnet werden:

$$q = \left[\gamma_{St} . \pi . (D+\delta) . \delta . \gamma_{f,R} + \gamma_W . \frac{\pi . D^2}{4} . \gamma_{f,W} \right] . \cos\alpha = 55,82\,kN/m$$

Das Rohr wird als Durchlaufträger betrachtet. D.h. das maximale Biegemoment wird mit der folgenden Formel bestimmt:

$$M = \frac{q . l^2}{10} = 558,19\,kN.m$$

Zur Berechnung der Längsspannungen benutzt man die Navier-Formel. Dazu brauchen wir die Fläche des benutzten Stahles:

$$A = \frac{\pi}{4} . \left((D+2.\delta)^2 - D^2 . \right) = 0,2262\,m^2$$

und das Widerstandsmoment $W = \frac{\pi . (D+2.\delta)^3}{32} . \left(1 - \left(\frac{D}{D+2.\delta} \right)^4 \right) = 0,1216\,m^3$

des Rohrquerschnittes.

Die axialen Normalspannungen bestimmt man mit der Hilfe folgender Formel:

- bei Temperaturerhöhung:

$$\sigma_{x,1} = -\frac{\sum F_i}{A} + \frac{M}{W} = -2{,}131\,\text{MPa}$$

$$\sigma_{x,2} = -\frac{\sum F_i}{A} - \frac{M}{W} = -7{,}046\,\text{MPa}$$

- bei Temperaturabsenkung:

$$\sigma_{x,1} = -\frac{\sum F_i}{A} + \frac{M}{W} = 3{,}569\ \text{MPa}$$

$$\sigma_{x,2} = -\frac{\sum F_i}{A} - \frac{M}{W} = -4{,}641\,\text{MPa}$$

Die tangentiale Normalspannungen sind

$$\sigma_z = \frac{\gamma_W . H_d . D}{2.\delta} = 23{,}01\ \text{MPa}$$

Bei einer Vernachlässigung der Radialspannungen, ist die Vergleichsspannung σ_v mit der folgenden Formel zu ermitteln:

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_z^2 - \sigma_x . \sigma_z} = 27{,}217\ \text{MPa}$$

Bei der Berechnung ist für σ_x die maximale, im Betrag genommene Normalspannung $\sigma_{x,i}$, angenommen.

Die zulässige Spannung lässt sich folgender Weise berechnen:

$$R_{zulässig} = R_n . c . \frac{\gamma_c}{\gamma_m . \gamma_n} = 188{,}2\ \text{MPa}$$

R_n = 240 MPa – Bemessungswiderstand des Stahles

γ_c = 0,75 - Koeffizient zur Endbemessung, berücksichtigt die Lastkombinationen.

γ_m = 1,10 – für R_n < 310 MPa

$\sigma_v = 27{,}217\ \text{MPa} < R_{zulässig} = 118{,}2\ \text{MPa}$ - die Beanspruchung ist viel kleiner als die Resistenz.

STATISCHE BEMESSUNG DES FESTPUNKTES No 1 /18/, /27/:

Die Bemessung eines Festpunktes erfolgt durch Superponierung der, von oben und unten auf ihm wirkenden, Axialkräfte und des Selbstgewichtes des Festpunktes. Die Spannungen an der Sohle werden bestimmt und mit den zulässigen vergleichen.
Zu den schon bestimmten Kräften die von oben wirken addieren wir noch:

7) Druckkraft infolge der Druckhöhe:

$$F_7 = \gamma_W . H_d . \gamma_f . \frac{\pi . D^2}{4} = 2.562{,}19 \text{ kN}$$

8) Fliehkraft:

$$F_8 = \gamma_W . \frac{v^2}{g} . \gamma_f . \frac{\pi . D^2}{4} = 60{,}67 \text{ kN}$$

Von unten wirkende Kräfte:

1) Axiale Komponente des Selbstgewichtes:

$$G_R = \gamma_{St} . \pi . (D+\delta) . \delta . l = 139{,}39 \text{ kN}$$

$$F_1'' = G_R . \gamma_{f,R} . \sin\alpha = 100{,}59 \text{ kN}$$

l = 7,85 m - Länge des Rohres vom Festpunkt No1 bis der Stopfbuchse

2) Reibungskraft zwischen der Rohrleitung und die Auflager:

F_2'' = 0 – keine Auflager sind zwischen dem Festpunkt und der Stopfbuchse vorhanden.

3) Druckkraft in der Stopfbuchse:

$$F_3'' = \gamma_W . H_{d,SB} . \gamma_f . \pi . (D+\delta) . \delta = 159{,}72 \text{ kN}$$

4) Kraft infolge Durchmesserwechsel:

F_4'' = 0 - die ganze DRL ist mit konstantem Durchmesser zu konstruieren

5) Kraft infolge Reibung in der Stopfbuchse:

$$F_5'' = \gamma_W . H_{d,SB} . \gamma_f . \mu` . \pi . (D+2.\delta) . l_D = 235{,}83 \text{ kN}$$

6) Kraft infolge Reibung des Wassers an der Rohrwände – wird vernachlässigt

F_6'' = 0

7) Druckkraft infolge der Druckhöhe:

$$F_7'' = \gamma_W . H_d . \gamma_f . \frac{\pi . D^2}{4} = 2.562{,}2 \text{ kN}$$

8) Fliehkraft:

$$F_8'' = \gamma_W \cdot \frac{v^2}{g} \cdot \gamma_f \cdot \frac{\pi . D^2}{4} = 60{,}67 \text{ kN}$$

Bestimmung der Gesamtkräfte:

Von oben

- bei Temperaturerhöhung

$$\sum F_{1\div6} + F_7 + F_8 = 3.178{,}77 \text{ kN}$$

- bei Temperaturabsenkung

$$\sum F_{1\div6} + F_7 + F_8 = 2.392{,}29 \text{ kN}$$

Von unten

- bei Temperaturerhöhung

$$\sum F_i'' = -F_1'' + F_2'' + F_3'' + F_4'' + F_5'' + F_6'' + F_7'' + F_8'' = 2.917{,}83 \text{ kN}$$

- bei Temperaturabsenkung

$$\sum F_i'' = -F_1'' - F_2'' + F_3'' + F_4'' - F_5'' + F_6'' + F_7'' + F_8'' = 2.446{,}16 \text{ kN}$$

Mit der Hilfe der Projektionen dieser Kräfte auf die Koordinatenachsen, die auf Abb.: 4.3 zu sehen sind, berechnet man die Reslultierende:

- bei Temperaturerhöhung

$$R_{o,x} = \cos(\alpha_1).\Sigma F'i(+t) - \cos(\alpha_2).\ \Sigma F''i(+t) = 976{,}65 \text{ kN}$$

$$R_{o,y} = \sin(\alpha_1).\Sigma F'_i(-t) - \sin(\alpha_2).\Sigma F''_i(-t) = -\ 1.914{,}27 \text{ kN}$$

- bei Temperaturabsenkung

$$R_{o,x} = \cos(\alpha_1).\Sigma F'_i(+t) - \cos(\alpha_2).\Sigma F''_i(+t) = 546{,}15 \text{ kN}$$

$$R_{o,y} = \sin(\alpha_1).\Sigma F'i(-t) - \sin(\alpha_2).\Sigma F''i(-t) = -1.604{,}83 \text{ kN}$$

Ermittlung des Eigengewichtes des Festpunktes:

Der Festpunkt wurde stufenförmig entworfen. Deswegen führt man eine mittlere Ebene ein, um die Navier-Formel, die auf eine ebene Sohle angeglichen ist, anwenden zu können.

a = 7 m – Länge des Festpunktes

b = 6 m - Breite des Festpunktes

h = 8,5 m – Höhe des Festpunktes

Die Fläche A_{FP} des Festpunktlängsschnittes ist gleich 44,98 m².

$A_{Sohle} = a.b = 42{,}0$ m² - Fläche des Sohlenrechteckes

$W = \frac{a^2.b}{6} = 49$ m³ - Widerstandmoment

$G_{FP} = F.b.\gamma_B = 8.203{,}49\,kN$ - Eigengewicht des Festpunktes

γ_B = 25 kN/m³ - Wichte des Betons.

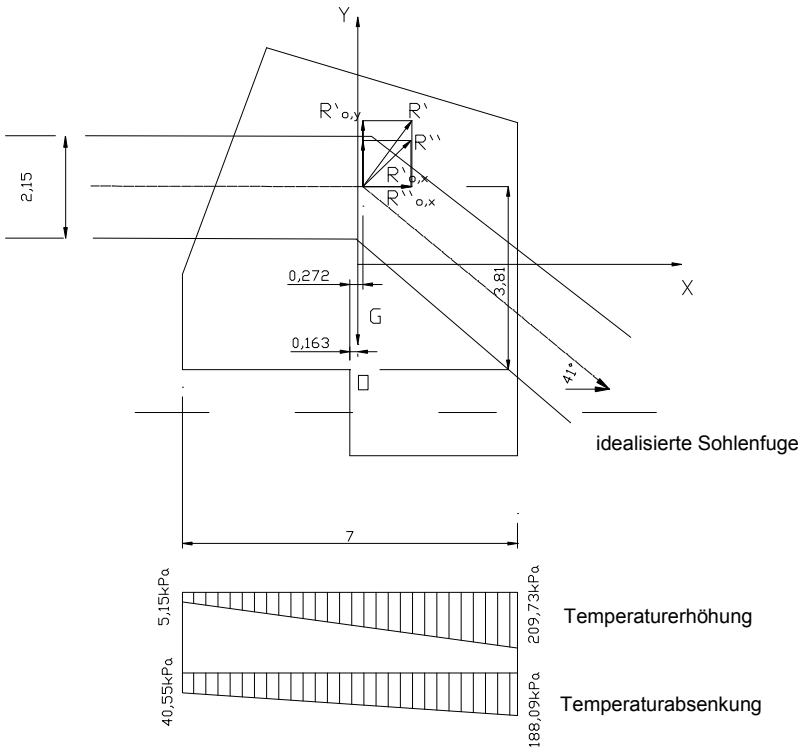


Abb.: 4.3 Normalspannungen in der Festpunktsohle

Bei der Berechnung muss das Gewicht des Wasser in dem Festpunkt abgezogen werden, weil es schon im Acht genommen ist. Für die Belastung in der idealisierten Fuge des Festpunktes (genau zu der Quermittelachse dieser mittleren Ebene) bekommt man folgendes:

- bei Temperaturerhöhung

$N' = R_{o,y} + G = 4.832{,}73$ kN

$T' = R_{o,x} = 976{,}65$ kN

$M' = M_{R_o} + M_G = -5.012{,}25$ kNm

Die Normalspannungen in der Sohlenfuge lassen sich folgender Weise berechnen:

$$\sigma_1' = \frac{N'}{A} + \frac{M'}{W} = 5{,}15\ kN/m^2$$ - Druck

$$\sigma_2' = \frac{N'}{A} - \frac{M'}{W} = 209{,}73\ kN/m^2$$ - Druck

- bei Temperaturabsenkung

$$N'' = R_{o,y} + G = 5.142{,}17\ kN$$

$$T'' = R_{o,x} = 546{,}15\ kN$$

$$M'' = M_{R_o} + M_G = -3.614{,}45\ kNm$$

$$\sigma_1'' = \frac{N''}{A} + \frac{M''}{W} = 40{,}55\ kN/m^2$$ - Druck

$$\sigma_2'' = \frac{N''}{A} - \frac{M''}{W} = 188{,}09\ kN/m^2$$ -Druck

Ermittlung der zulässigen Spannung des Bodens:

$$R_{Gr} = \frac{\gamma_{cd}}{\gamma_{lc} \cdot \gamma_n} . R_u = 320\ kN/m^2$$

γ_{cd} = 0,95 – Beiwert zur Berücksichtigung der Betriebsbedingungen – bei Fundierung im felsigen Böden ist γ_{cd} = 0,95.

γ_{lc} = 1,00 – Beiwert zur Berücksichtigung der Lastkombinationen

γ_n = 1,25 - Sicherheitsbeiwert der Anlage (I. Klasse)

R_u = 0,4 - Berechnungswiderstand des Untergrundes - verwitterter Fels

Kontrolle:

$\sigma_{1,2,max}$ = 209,73 kN/m² < R_{Gr} = 320 kN/m² - der Boden besitzt die notwendige Widerstandsfähigkeit

GLEITSICHERHEITSNACHWEIS

- bei Temperaturerhöhung gilt:

$$R_{u,+dt} = N.tg\varphi = 5.074{,}36\ kN$$

$$R_{Gr,+dt} = \frac{\gamma_{cd}}{\gamma_{lc} \cdot \gamma_n} . R_{u,+dt} = 4.059{,}49\ kN$$

$$T' = 976{,}65\ kN < R_{Gr,+dt} = 4.059{,}49\ kN$$

- bei Temperaturabsenkung gilt:

$R_{u,-dt} = N''.tg\varphi = 5.399,28\ kN$

$R_{Gr,-dt} = \frac{\gamma_{cd}}{\gamma_{lc}.\gamma_n}.R_{u,-dt} = 4.319,42\ kN$

$T'' = 546,15\ kN < R_{Gr,-dt} = 4.319,42\ kN$ - es entsteht keine Gleitgefahr

Schlussfolgerung: Die gemachten Berechnungen zeigen, dass die Abmessungen des Festpunktes geeignet angenommen sind.

BEMESSUNG DES ZWISCHENAUFLAGERS VON II. ROHRABSCHNITT /18/,/27/.

Die Belastung des Zwischenauflagers erfolgt durch die folgenden Kräfte:

1) Normale Projektion F_N des Eigengewichtes des Rohres und des Wassers:

$G_R = \gamma_{St}.\pi.(D+\delta).\delta.l = 177,57\ kN$ - Eigengewicht des Rohrabschnittes

l = 10 m - Länge des Rohrabschnittes

$G_W = \gamma_W.\frac{\pi.D^2}{4}.l = 362,87\ kN$ - Eigengewicht des Wassers im Rohrabschnitt No 1

$F_N = (G_R.\gamma_{f,R} + G_W.\gamma_{f,W}).\cos\alpha = 421,27\ kN$

2) Reibungskraft zwischen dem Rohr und Zwischenauflager:

$F_T = F_N.\gamma_f.f = 101,11\ kN$

γ_f = 1,20 - Sicherheitsbeiwert der Rohrleitung auf die Lasten bezogen.

f = 0,20

Bei einem Koordinatensystem, orientiert wie bei dem Festpunkt No 1, die x und y Projektionen der Resultierende R_0 der Kräfte F_N und F_T kann folgender Weise ermittelt werden:

- bei Temperaturerhöhung

$R_{o,x}' = -F_N.\sin\alpha - F_T.\cos\alpha = -352,67\ kN$

$R_{o,y}' = F_N.\cos\alpha - F_T.\sin\alpha = 251,61\ kN$

- bei Temperaturabsenkung

$R_{o,x}'' = -F_N.\sin\alpha + F_T.\cos\alpha = -200,08\ kN$

$R_{o,y}'' = F_N.\cos\alpha + F_T.\sin\alpha = 384,27\ kN$

Die Längsschnittsfläche des Zwischenauflagers A_{ZwA} = 10,64 m² . Die Sohle des Fixpunktes ist wieder stufenförmig gebildet und dieselben Annahmen sind getroffen.

Die angenommenen Abmessungen des Zwischenauflagers sind dann:

a = 3,5 m – Länge des Auflagers

b = 3,5 m – Breite des Auflagers

h = 3,7 m – Höhe des Auflagers

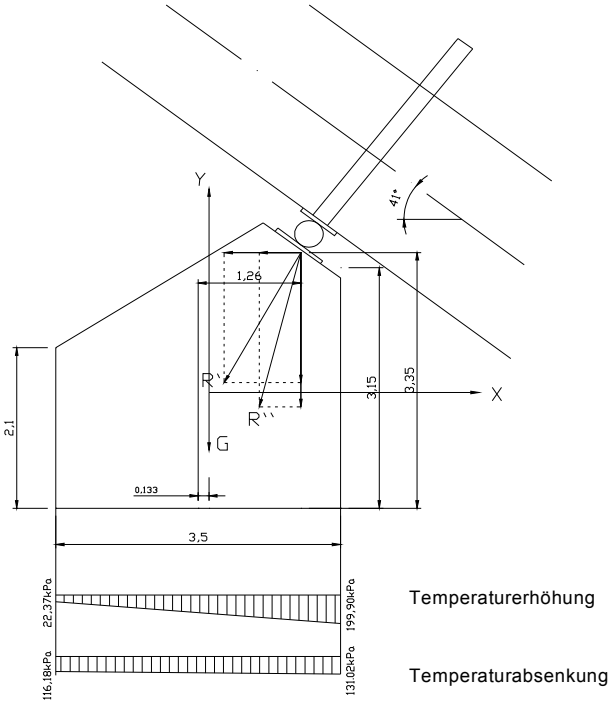


Abb.: 4.4 Spannungen im Zwischenauflager

Widerstandscharakteristiken der Sohlenfugen:

$W = \frac{a^2.b}{6} = 7{,}15\ m^3$ - Widerstandsmoment der Sohlenquerschnitt

$A = a.b = 12{,}25\ m^2$ - Fläche der Auflagersohle

$G = A_{ZwA}.b.\gamma_B = 931{,}34\ kN$ - Eigengewicht des Zwischenauflagers

Die gesamte Belastung auf dem Zwischenauflager wird in eine Dyname für das Gleichgewichtsszentrum der Sohlenfuge reduziert und ist für die beiden Zustände zu berechnen:

- bei Temperaturerhöhung

$T' = R_{o,x}' = -\ 352{,}68\ kN$

$N' = R_{o,y}' + G = 1.182{,}95\ kN$

$M' = M_{R,o}' + M_G' = -634{,}29\ kNm$

- bei Temperaturabsenkung

$T'' = R_{o,x}'' = -200{,}08\ kN$

$N'' = R_{o,y}'' + G = 1.315{,}61\ kN$

$M'' = M_{R,o}'' + M_G'' = -53{,}08\ kNm$

Normalspannungen in der Sohlenfuge:

- bei Temperaturerhöhung

$\sigma_1' = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = 22{,}37\ kN/m^2$ - Druck

$\sigma_2' = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = 199{,}90\ kN/m^2$ - Druck

- bei Temperaturabsenkung

$\sigma_1'' = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = 116{,}18\ kN/m^2$ - Druck

$\sigma_2'' = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = 131{,}02\ kN/m^2$ - Druck

Kontrolle:

$\sigma_{1,2,max}$ = 199,90 kN/m² < R_{Gr} = 320 kN/m² - der Boden besitzt die notwendige Widerstandsfähigkeit.

GLEITSICHERHEITSNACHWEIS

Die Berechnungen zeigen, dass die tangentiale Komponente T, der Resultierende R allen wirkenden Kräften in beiden Lastfällen (Temperaturerhöhung und –absenkung), gegen die Böschung gerichtet ist. Deswegen entsteht keine Gleitgefahr.

Die gemachte Berechnungen und Kontrollen für Festigkeit und Gleitsicherheit zeigen, dass die angenommenen Abmessungen des Zwischenauflagers passend (gut) gewählt sind.

4.3 VERLUSTE IM SYSTEM

Verluste entstehen sowohl im T-Betrieb, als auch im P-Betrieb. Sie können in folgenden Bereichen zugeordnet werden:

- Druckstollenbereich
- Druckrohrleitungsbereich
- KH-Bereich

VERLUSTHÖHE allgemein:

$h_i = \xi_i . \frac{V^2}{2.g}$; ξ_i – Verlustbeiwert /28/.

4.3.1 Druckstollenbereich

Hydraulischer Radius des Druckstollens: $R_{DST} = \frac{D_{DST}}{4} = 0{,}625\,m$

Chézy Koeffizient für den Druckstollen: $C_{DST} = \frac{1}{n_{DST}} . R_{DST}^{\frac{1}{6}} = 66{,}05\,m^{\frac{1}{2}}/s$ /28/, bei n = 0,014 – Rauhigkeitsbeiwert von Manning für Betonauskleidung.

Gesamtverluste im Druckstollenbereich:

T-Betrieb: $dh_{DST,T} = \frac{L_{DST} . v_{DST,T}^2}{C_{DST}^2 . R_{DST}} + \frac{\xi_{DST} . v_{DST,T}^2}{2.g}$ = 3,07 m

P-Betrieb: $dh_{DST,P} = \frac{L_{DST} . v_{DST,P}^2}{C_{DST}^2 . R_{DST}} + \frac{\xi_{DST} . v_{DST,P}^2}{2.g}$ = 1,84 m

4.3.2 Bereich der DRL

Verluste infolge Knickungen der DRL /27/: $dh_{DRL,Knick} = \frac{\xi_{Knick} . v_{DRL}^2}{2.g}$

Für die Berechnung der Koeffizienten der Ortsverluste ist die Formel $\xi_{Knick} = 0{,}946 . \sin^2 \frac{\alpha_i}{2} + 2{,}047 . \sin^4 \frac{\alpha_i}{2}$ benutzt. Die Ergebnisse sind in Tab.:4.2 im Fall T-Betrieb und in Tab.:4.3 im Fall P-Betrieb gegeben.

ξ_{Knick} - Beiwert zur Berücksichtigung der Knickungen in der DRL

α_i – Winkel zwischen der Rohrachse und dem Horizont

Reibungsverluste /25/, /28/.

$$dh_{f,DRL} = \frac{L_{DRL} . v_{DRL}^2}{C_{DRL}^2 . R_{DRL}}$$

$R_{DRL} = \frac{A}{U} = \frac{D_{DRL}}{4}$ = 0,538 m

L_{DRL} = 958 m – Länge der DRL

$C_{DRL} = \frac{1}{n_{DRL}} . R_{DRL}^{\frac{1}{6}} = 64{,}41 m^{\frac{1}{2}}/s$ - Chézy Koeffizient für die DRL

Teil der DRL	L	D	v	R	C	Δhf	α	ξ knick	dh knick
	m	m	m/s	m	m0,5/s	m	°	-	m
oben waagrecht	10	2,15	4,05	0,538	64,41	0,074	41	0,1468	0,123
I	85,4	2,15	4,05	0,538	64,41	0,629	3	0,0006	0,001
II	85,2	2,15	4,05	0,538	64,41	0,627	3	0,0006	0,001
III	127,8	2,15	4,05	0,538	64,41	0,941	4	0,0012	0,001
IV	78	2,15	4,05	0,538	64,41	0,574	11	0,0089	0,007
V	153,6	2,15	4,05	0,538	64,41	1,131	7	0,0036	0,003
VI	152,8	2,15	4,05	0,538	64,41	1,125	9	0,0059	0,005
VII	93,7	2,15	4,05	0,538	64,41	0,690	9	0,0059	0,005
VIII	35,2	2,15	4,05	0,538	64,41	0,259	7	0,0036	0,003
IX	121,8	2,15	4,05	0,538	64,41	0,896	38	0,1233	0,103
unten waagrecht	15	2,15	4,05	0,538	64,41	0,110			

Tab.: 4.2 Verluste in der DRL bei T-Betrieb

Teil der DRL	L	D	v	R	C	Δhf	α	ξ knick	dh knick
	m	m	m/s	m	m0,5/s	m	°	-	m
oben waagrecht	10	2,15	3,11	0,538	64,41	0,043	41	0,1468	0,073
I	85,4	2,15	3,11	0,538	64,41	0,371	3	0,0006	0,000
II	85,2	2,15	3,11	0,538	64,41	0,371	3	0,0006	0,000
III	127,8	2,15	3,11	0,538	64,41	0,556	4	0,0012	0,001
IV	78	2,15	3,11	0,538	64,41	0,339	11	0,0089	0,004
V	153,6	2,15	3,11	0,538	64,41	0,668	7	0,0036	0,002
VI	152,8	2,15	3,11	0,538	64,41	0,665	9	0,0059	0,003
VII	93,7	2,15	3,11	0,538	64,41	0,408	9	0,0059	0,003
VIII	35,2	2,15	3,11	0,538	64,41	0,153	7	0,0036	0,002
IX	121,8	2,15	3,11	0,538	64,41	0,530	38	0,1233	0,061
unten waagrecht	15	2,15	3,11	0,538	64,41	0,065			

Tab.: 4.3 Verluste in der DRL bei P-Betrieb

T-Betrieb: $dh_{f,T}$ = 7,06 m

P-Betrieb: $dhf_{,P}$ = 4,17 m

T-Betrieb: $dh_{Knick,T}$ = 0,25 m

P-Betrieb: $dh_{Knick,P}$ = 0,15 m

Verluste infolge Durchmesserveränderung:

$dh_{D,DRL} = \frac{\xi_D \cdot v_{DRL}^2}{2.g}$ = 0 – die ganze DRL ist mit konstantem Durchmesser.

Verluste am Auslauf der DRL:

$dh_A = \xi_A \cdot \frac{v^2}{2.g}$ - die Geschwindigkeiten in den beiden Betriebsfällen sind von Tab.:4.2 und Tab.:4.3 genommen.

T-Betrieb: $dh_{A,T}$ = 0,25 m

P-Betrieb: $dh_{A,P}$ = 0,14 m

Verluste im Kugelschieber vor der Turbine:

$\Delta h_{KS} = \xi_{KS} \cdot \frac{v^2}{2.g}$ = 0 - die Verluste im Bereich des Kugelschiebers sind sehr klein und sind praktisch zu vernachlässigen.

Gesamtverluste in dem Druckrohrleitungsbereich:

$dh_{T,DRL} = \sum_i^n dh_{T,i}$ = 7,56 m

$dh_{P,DRL} = \sum_i^n dh_{P,i}$ = 4,46 m

Gesamtverluste im System: setzt sich aus der Summe der Verluste im DST- und DRL-Bereiche zusammen

$dh_T = dh_{T,DRL} + dh_{T,DST}$ = 10,63 m

$dh_P = dh_{P,DRL} + dh_{P,DST}$ = 6,30 m

Wirkungsgrad der Leitung:

$\eta_L = \frac{H_{BR} - dh_T - dh_P}{H_{BR}} = 96,8\%$

4.3.3 KH-Bereich

η_T = 93% – Wirkungsgrad im T-Betrieb

η_P = 89% - Wirkungsgrad im P-Betrieb

$\eta_{P/T} = \eta_T . \eta_P$= 82,7% - P/T – Wirkungsgrad

Gesamtwirkungsgrad des PSKW (kompleter Be- und Entladezyklus)

η_G = 97% – Generatorwirkungsgrad

η_{Tr} = 99% - Transformatorwirkungsgrad

$$\eta_{GES} = \eta_{P/T}.\eta_L.(\eta_G.\eta_{Tr})^2 = 0{,}74 = 74\%$$

Größenordnung entspricht den angegebenen Werten aus der Literatur /25/, /28/, /29/.

Fall- bzw. Förderhöhen:

H^{BR}_{min} = ASZ_{OB} - STZ_{UB} = 501m – minimale Bruttofallhöhe

H^{BR}_{max} = STZ_{OB} - STZ_{UB} = 522 m – maximale Bruttofallhöhe

$H^{BR}_{mittlere} = \frac{2.H^{BR}_{min} + H^{BR}_{max}}{3}$ = 508 m – mittlere Bruttofallhöhe des Systems

$H^{NT}_{mittlere} = H^{BR}_{mittlere} - dh_T$ = 497,37 m – angenommene mittlere Nettofallhöhe des Systems (T-Betrieb)

$H_P = H^{BR}_{mittlere} + dh_P$ = 514,30 m - manometrische Förderhöhe (P-Betrieb)

$\max H_P = H^{BR}_{max} + dh_P$ = 528,30 m – maximale Förderhöhe (Kavitation- erf. P-Zulaufdruck)

4.4 LEISTUNGSERMITTLUNG:

Berechnung der NENNLEISTUNG im T-Betrieb bzw. der LEISTUNGSAUFNAHME im P-Betrieb.

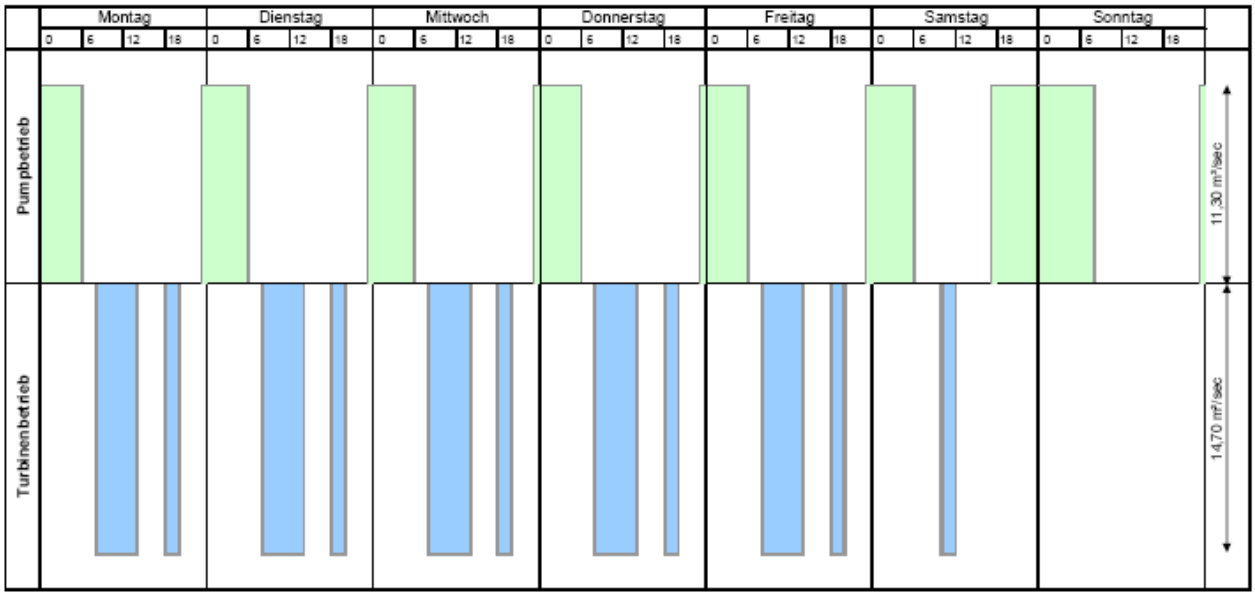


Abb.: 4.5 Aufteilung der Pump- und Turbinenstunden im Wochenzyklos

Betriebsart	Werktage					Wochenende	Gesamt
Pu	7	7	7	7	7	21	56
Tu	8	8	8	8	8	3	43

Abb.: 4.6 Wochenbetriebsstunden

$N_T = \eta_T.\rho.g.\frac{Q_T.H_T}{10^6} = 66{,}70\ MW$ - elektrische Nennleistung des PSKW „Feldsee“

$N_P = \frac{1}{\eta_P}.\rho.g.\frac{Q_P.H_P}{10^6} = 64{,}05\ MW$ - Leistungsaufnahme des PSKW „Feldsee“

UMSATZWIRKUNGSGRAD der P/T:

$$\eta_U = \frac{N_T.T_T}{N_P.T_P} = 0{,}80 = 80\%$$

VORAUSSISCHTLICHES ARBEITSVERMÖGEN:

$A_T = N_T.T_T = 149{,}74\ GWh/a$ - Jahreserzeugung

$A_P = N_P.T_P = 187{,}05\ GWh/a$ - Arbeitsaufwand im P-Betrieb

4.5 ENTWURF DES WASSERSCHLOSSES /19/, /27/, /31/.

Es ist ein Schacht - WS ohne Überfall zu entwerfen. Angenommen ist, dass die maximale Höhe des Wasserspiegels im Speicher “Feldsee“ mit der Kote des Ruhewasserspiegels des WS zusammenfällt. Als weitere Annahme, ist angenommen, dass die maximale Erhöhung des Wasserspiegels in dem WS Z_{1max} = 8,00 m ist.

HYDRAULISCHE BEMESSUNG

	L	Q_T	i	v	n_{min}	D	A	R	C	Δh
	m	m^3/s	-	m/s	-	m	m^2	m	$m^{1/2}/s$	m
DST	590	14,7	0,005	2,99	0,014	2,5	4,91	0,625	66,05	3,07
DRL	958	14,7	0,40	4,05	0,012	2,15	3,63	0,538	64,41	7,56

Tab.: 4.4 Parameter des DST und der DRL

Fläche des horizontalen Querschnitts des Wasserschlosses – ist nach dem I.Thoma Kriterium berechnet:

$$A_{WS} \geq k_s.A_{WS,kr} = (1{,}2 \div 1{,}3).\frac{A_{DST}.C_{DST}^2.R_{DST}}{2.g.(H_{BR}^{min} - \Delta h_{DST}^{min} - 3.\Delta h_{DRL}^{max})} = 2{,}54\ m^2$$

$D_{WS} = \sqrt{\frac{4.A_{WS}}{\pi}}$ = 1,80 m

Die so berechnete Fläche des WS ist zu klein. Um den WS - Bau zu erleichten ist ein Durchmesser des WS D_{WS} = 5 m angenommen.

$A_{WS} = \frac{\pi.D_{WS}^2}{4}$ = 19,63 m² - Querschnittsfläche des WS

II. Thoma Kriterium:

$$\Delta h_{DST}^{max} + \Delta h_{DRL}^{max} = 10{,}63 \text{ m} < \frac{H_{BR}^{min}}{3} = 167{,}23 \text{ m}$$

Die Erfüllung der Thoma'schen Kriterien bedeutet, dass das Schwingungsverhalten in dem System DST-WS-DRL stabil ist und die Schwankungen des Wasserspiegels im WS klein bleiben.

ERMITTLUNG DER MAXIMALEN ERHÖHUNG DES WASSERSPIEGELS INFOLGE PLÖTZLICHEN, VOLLKOMMENEN SCHLIEßENS (von Q_T = 14,70 m³/s zu Q_T = 0): die Druckhöhenverluste im DST werden vernachlässigt (dh_{DST} = 0).

$z_0 = Q_T.\sqrt{\frac{L_{DST}}{g.A_{DST}.A_{WS}}} = 11{,}61 \text{ m}$ - Wasserschwankungsamplitude ohne Berücksichtigung der Reibung im DST

$\varepsilon = \frac{dh_{DST}^{min}}{z_0} = 0{,}221 \text{ m}$ - dimensionslose Größe, berechnet mit den Druckverlusten bei minimaler Rauhigkeit

Bestimmung der maximalen relativen Erhöhung des Wasserspiegels x_m:

$$x_m = 1 - 0{,}681.\varepsilon + 0{,}154.\varepsilon^2 = 0{,}857$$

Ermittlung des tatsächlichen Wertes der maximalen Erhöhung z_m mit der Hilfe folgender Formel:

$$z_m = x_m.z_0 = 9{,}95 \text{ m}$$

Ermittlung der maximalen Erhöhung des Wasserspiegels (zweite Amplitude) bei denselben Bedingungen:

$$x_n = \frac{1 - 0{,}19.\varepsilon}{1 + 1{,}81.\varepsilon} = 0{,}684$$

$$z_n = x_n.z_0 = 7{,}94 \text{ m}$$

Gemäß der durchgeführten Berechnungen kann die Schlussfolgerung gezogen werden, dass die Schwingungen im WS bei einem plötzlichen Schließen gedämpft sind.

Kote der maximalen Erhöhung des Wasserspiegels im WS:

Kote z_m = ASZ_{OB} + z_m = 2226,95 m

ERMITTLUNG DER MAXIMALEN ABSENKUNG DES WASSERSPIEGELS INFOLGE SCHNELLE ERHÖHUNG DES DURCHFLUSSES (von Q_T = 0 zu Q_T = 14,70 m³/s): diese Berechnung ist bei maximaler Rauhigkeit des DST gemacht.

$$\varepsilon = \frac{dh_{DST}^{max}}{z_0} = 0{,}364 \text{ m}$$

Bestimmung der maximalen relativen Absenkung des Wasserspiegels x_m:

$$x_n = 1 + 0{,}078.\varepsilon.(1 + \varepsilon) = 1{,}026$$

Ermittlung des tatsächlichen Wertes der maximalen Absenkung z_n:

$$z_n = x_n.z_0 = 11{,}91 \text{ m}$$

Wegen ε = 0,264 < 0,3, ist es notwendig die maximale Erhöhung des Wasserspiegels gleich nach der maximalen Absenkung zu berechnen (bei zweiter Schwankungsamplitude). Folgende Formel ist dann gültig:

$$x_m = 1 - 4.\varepsilon + 2{,}3.\varepsilon^2 = 0{,}104$$

$z_m = x_m.z_0 = 1{,}21$ m - maximale Erhöhung nach der Absenkung des Wasserspiegels

Kote der maximalen Absenkung des Wasserspiegels im WS:

Kote z_n = ASZ_{OB} - z_n = 2205,09 m

WASSERSCHLOSSSCHWINGUNG IM T-BETRIEB: die Berechnung wird mit dem in Punkt.: 2.1 erläuterten Differenzenverfahren durchgeführt. Eine Schließzeit des Schiebers T_S = 35 Sek und einen Zeitschritt DT=2 Sek sind angenommen.

STZ_{OB} = 2217 m – Stauziel des Speichers “Feldsee”

$ADST_{WS}$ = 2156,24 m – Kote der Druckstollenachse beim Wasserschloss (Punkt „A“)

Q_T = 14,7 m³/s – Volllastdurchfluss

WSP = STZ_{OB} - $ADST_{WS}$ = 60,76 m – Wasserspiegel beim OB

WSH = WSP = 60,76 m – Höhe des Wasserschlosses im Ruhezustand

$BWS_T = WSP - \frac{DRUL.V_{DST}^2}{k_s^2.R^{4/3}}$ = 59,62 m – Beharrungswasserspiegel im Wasserschloss in T-Betrieb

D_{DST} = 2,50 m – Durchmesser des Druckstollens

V_{DST} = 2,99 m/s – Fließgeschwindigkeit im DST im T-Betrieb

D_{WS} = 5,00 m – Durchmesser des Wasserschlosses

$R_{DST} = \frac{D_{DST}}{4} = 0,625$ m - hydraulischer Durchmesser des Druckstollens

$R_{WS} = \frac{D_{WS}}{4} = 1,25$ m - hydraulischer Durchmesser des Wasserschlosses

DRUL = 473 m – Länge des Druckstollens „Feldsee“

DRUF = 4,91 m² - Stollenquerschnittsfläche

WIS = 19,63 m² - Querschnittsfläche des Wasserschlosses

K_S = 83,3 $m^{1/3}$/s – Geschwindigkeitsbeiwert

$ZD = \frac{DRUL}{k_s^2 . R^{4/3} . DRUF^2}$ = 0,0053 – Reibungsbeiwert im DST

$ZRS = \frac{WSH}{k_s^2 . R^{4/3} . WIS^2}$ = $1,68.10^{-5}$ – Reibungsbeiwert im Wasserschlossschacht

$ZTS = \frac{WSH}{WIS.g}$ = 0,316 – Trägheitsbeiwert im Wasserschlossschacht

Z_1 = 0 – Verlustbeiwert im Einströmungsbereich zum Wasserschloss

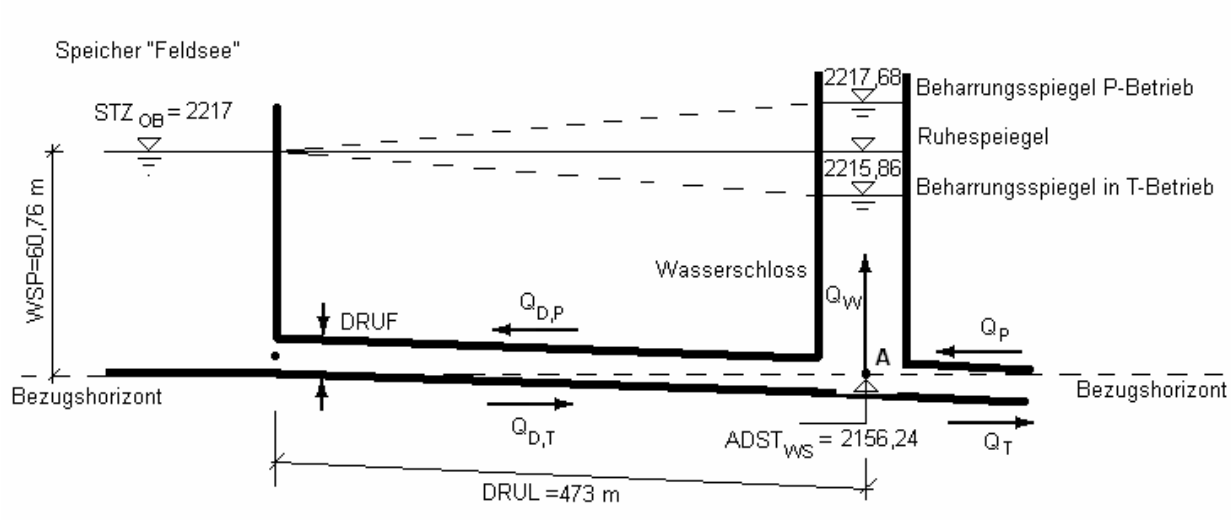


Abb.: 4.7 Schematische Darstellung des System Speicher-Wasserschloss „Feldsee“

WASSERSCHLOSSSCHWINGUNG IM P-BETRIEB: bei denselben Voraussetzungen wie beim T-Betrieb berechnet

Q_P = 11,3 m³/s – maximale Fördermenge im P-Betrieb

V_{DST} = 2,30 m/s – Fließgeschwindigkeit im DST im P-Betrieb

$BWS_P = WSP + \frac{DRUL.V_{DST}^2}{k_s^2.R^{4/3}}$ = 61,44 m - Beharrungswasserspiegel im Wasserschloss in P-Betrieb

Die Ergebnisse für die ersten 150 Sek in beiden T- und P-Betrieb sind in Tab.: 4.5 bzw. in Tab.: 4.6 vorgelegt. Die ganze Berechnung ist als Anhang am Ende der Diplomarbeit beigelegt.

T [s]	0	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
Q_D[m³/s]	14,7	14,66	14,6	14,51	14,37	14,2	13,89	13,53	13,1	12,6	12,56	11,93	11,21	10,4	9,47	8,463	7,36	6,17	4,9
HDDJ[m]	59,6	59,79	59,9	60,12	60,38	60,7	61,07	61,54	62,01	62,6	63,08	63,65	64,21	64,8	65,3	65,9	66,4	66,9	67,17
HDSJ[m]	59,6	59,78	59,9	60,1	60,36	60,7	61,08	61,53	62,01	62,5	63,09	63,65	64,22	64,8	65,3	65,88	66,4	66,9	67,19
	38	40	42	44	46	48	50	52	54	56	58	60	62	64	66	68	70	72	74
	3,58	2,22	-0,6	-1,9	-3,2	-4,4	-5,51	-6,48	-7,3	-7,9	-8,44	-8,74	-8,82	-8,8	-8,6	-8,22	-7,7	-7	-6,22
	67,4	67,53	67,6	67,43	67,2	66,8	66,32	65,74	65,07	64,3	63,49	62,64	61,81	60,9	60,1	59,25	58,4	57,7	57,09
	67,4	67,56	67,6	67,46	67,21	66,8	66,34	65,75	65,07	64,3	63,52	62,67	61,8	60,9	60,1	59,23	58,4	57,7	57,07
	76	78	80	82	84	86	88	90	92	94	96	98	100	102	104	106	108	110	112
	-5,3	-4,34	-3,3	-2,19	-1,06	0,08	1,2	2,29	3,312	4,25	5,09	5,81	6,4	6,86	7,16	7,32	7,33	7,2	6,93
	56,5	56,05	55,7	55,38	55,22	55,2	55,25	55,38	55,68	56,1	56,5	57,05	57,65	58,3	59	59,69	60,4	61,1	61,83
	56,5	56,02	55,6	55,37	55,21	55,2	55,22	55,39	55,67	56	56,5	57,04	57,64	58,3	59	59,7	60,4	61,1	61,84
	114	116	118	120	122	124	126	128	130	132	134	136	138	140	142	144	146	148	150
	6,53	6,01	5,38	4,66	3,866	3	2,096	1,16	0,21	-0,7	-1,65	-2,52	-2,52	-4,1	-4,7	-5,21	-5,6	-5,9	-6,09
	62,5	63,12	63,7	64,18	64,58	65	65,18	65,35	65,42	65,4	65,29	65,07	64,77	64,4	64	63,51	62,9	62,4	61,79
	62,5	63,12	63,7	64,18	64,6	64,9	65,2	65,36	65,4	65,4	65,28	65,08	64,79	64,4	64	63,51	63	62,4	61,81

Tab.: 4.5 Berechnung für die ersten 150 Sekunden der Wasserschlossschwingung im T-Betrieb

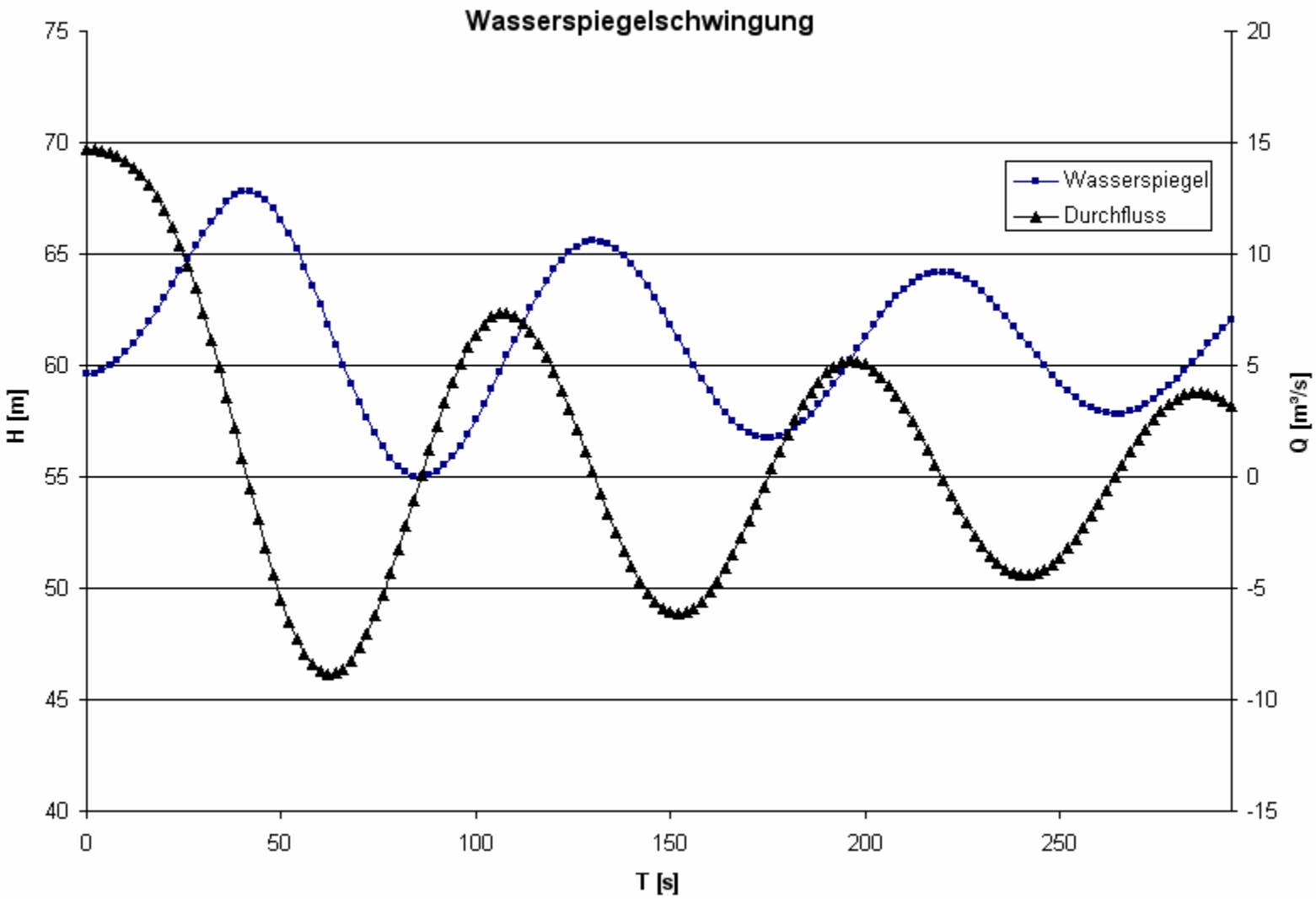


Abb.: 4.8 Wasserschlossschwingungen und Durchflussänderung im T-Betrieb

T [s]	0	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
Q_D[m³/s]	-11	-11,3	-11	-11,2	-11	-11	-10,7	-10,4	-10	-9,6	-9,62	-9,13	-8,56	-7,9	-7,2	-6,4	-5,5	-4,6	-3,61
HDDJ[m]	61,4	61,28	61,2	61,05	60,86	60,6	60,31	59,97	59,58	59,2	58,8	58,35	57,92	57,5	57,1	56,67	56,3	56	55,72
HDSJ[m]	61,4	61,31	61,2	61,07	60,86	60,6	60,31	59,97	59,6	59,2	58,78	58,36	57,92	57,5	57,1	56,68	56,3	56	55,72
	38	40	42	44	46	48	50	52	54	56	58	60	62	64	66	68	70	72	74
	-2,6	-1,52	0,64	1,683	2,686	3,62	4,46	5,2	5,82	6,31	6,67	6,89	6,91	6,91	6,72	6,39	5,95	5,4	4,76
	55,6	55,48	55,5	55,6	55,8	56,1	56,53	56,98	57,54	58,1	58,76	59,43	60,11	60,8	61,5	62,14	62,7	63,3	63,78
	55,6	55,47	55,5	55,59	55,81	56,1	56,52	56,99	57,54	58,1	58,77	59,44	60,13	60,8	61,5	62,13	62,7	63,3	63,81
	76	78	80	82	84	86	88	90	92	94	96	98	100	102	104	106	108	110	112
	4,04	3,24	2,4	1,515	0,615	-0,3	-1,18	-2,03	-2,83	-3,6	-4,21	-4,76	-5,2	-5,5	-5,8	-5,85	-5,8	-5,7	-5,46
	64,2	64,61	64,9	65,07	65,18	65,2	65,14	64,96	64,73	64,4	64,05	63,58	63,06	62,5	62	61,43	60,8	60,3	59,74
	64,2	64,6	64,9	65,07	65,18	65,2	65,12	64,96	64,72	64,4	64,03	63,59	63,1	62,6	62	61,44	60,9	60,3	59,74
	114	116	118	120	122	124	126	128	130	132	134	136	138	140	142	144	146	148	150
	-5,1	-4,68	-4,2	-3,57	-2,92	-2,2	-1,48	-0,72	0,04	0,79	1,52	2,21	2,21	3,41	3,9	4,3	4,61	4,83	4,94
	59,2	58,74	58,3	57,93	57,61	57,3	57,15	57,03	57,03	57,1	57,16	57,35	57,6	57,9	58,3	58,7	59,1	59,6	60,07
	59,2	58,73	58,3	57,91	57,59	57,3	57,16	57,05	57,05	57,1	57,17	57,35	57,6	57,9	58,3	58,67	59,1	59,6	60,06

Tab.: 4.6 Berechnung für die ersten 150 Sekunden der Wasserschlossschwingung im P-Betrieb

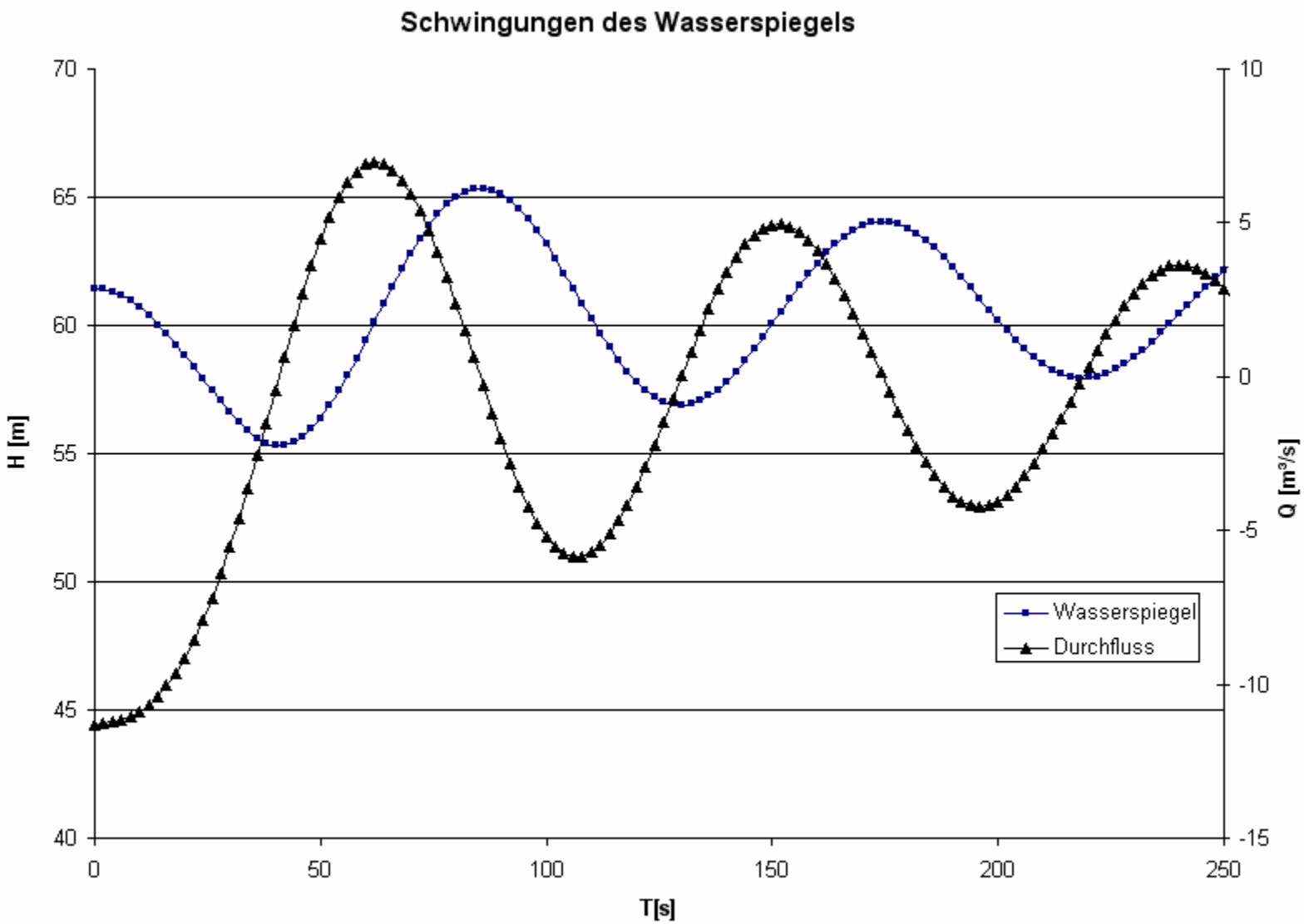


Abb.: 4.9 Wasserschlossschwingungen und Durchflussänderung im P-Betrieb

4.6 DRUCKSTOßBERECHNUNG

4.6.1 Joukowky-Stoß

DST - Bereich:

$$\varepsilon = \frac{2}{E_B}.\frac{b.(D_{DST} + b)}{D_{DST}.(D_{DST} + 2.b)} + \frac{1}{E_F}.\left(1 + \frac{1}{\mu_F}\right) = 4{,}28\ E\ -09$$

$$a = \sqrt{\frac{E_w / \rho_w}{1 + 2.E_w.\varepsilon}} = 866{,}65\ m/s$$ – Druckwellengeschwindigkeit im Bereich des DST

E_W = 2,10E+09 N/m² - Elastizitätsmodul des Wassers

E_B = 3,00E+11 N/m² - Elastizitätsmodul des Betons

E_{Fels} = 2,8E+11 N/m² - Elastizitätsmodul des Felsens

μ_{Fels} = 5,5 –

D_{DST} = 2,50 m – Innendurchmesser des DST (im Punkt 4.1 ermittelt)

b = 0,25 m – angenommene Betonwanddicke des DST

ρ_W = 1000 kg/m³

$V_{0,T}$ = 2,99 m/s – Geschwindigkeit im DST (T-Betrieb)

$V_{0,P}$ = -2,30 m/s – Geschwindigkeit im DST (P-Betrieb)

$$h_{D,T} = \frac{v_{0,T}.a}{g} = 264{,}56\ mWS$$ – Joukowsky – Stoß im Bereich des DST (T-Betrieb)

$$h_{D,P} = \frac{v_{0,P}.a}{g} = -\ 203{,}37\ mWS$$ – Joukowsky – Stoß im Bereich des DST (P-Betrieb)

DRL – Bereich:

$$a = \sqrt{\frac{E_w / \rho_w}{\left(1 + \frac{E_w}{E_{Stahl}}.\frac{D_{DRL}}{\delta}\right)}} = 1.127{,}63\ m/s$$ – Druckwellengeschwindigkeit im DRL-Bereich

δ = 0,033 m – Rohrwanddicke (im Punkt 4.2.2 bestimmt)

D_{DRL} = 2,15 m – Durchmesser der DRL (im Punkt 4.2.2 bestimmt)

$V_{0,T}$ = 4,05 m/s – Geschwindigkeit in DRL (T-Betrieb)

$V_{0,P}$ = -3,11 m/s – Geschwindigkeit in DRL (T-Betrieb)

E_W = 2,10E+09 N/m² - Elastizitätsmodul des Wassers

E_{Stahl} = 3,00E+11 N/m² - Elastizitätsmodul des Stahls

$h_{D,T} = \frac{v_{0,T}.a}{g}$ = 465,43 mWS – Joukowsky – Stoß im DRL - Bereich

$h_{D,P} = \frac{v_{0,P}.a}{g}$ = - 357,78 mWS – Joukowsky – Stoß im DRL - Bereich

4.6.2 Druckstoß nach dem Charakteristikenverfahren: T- Betrieb

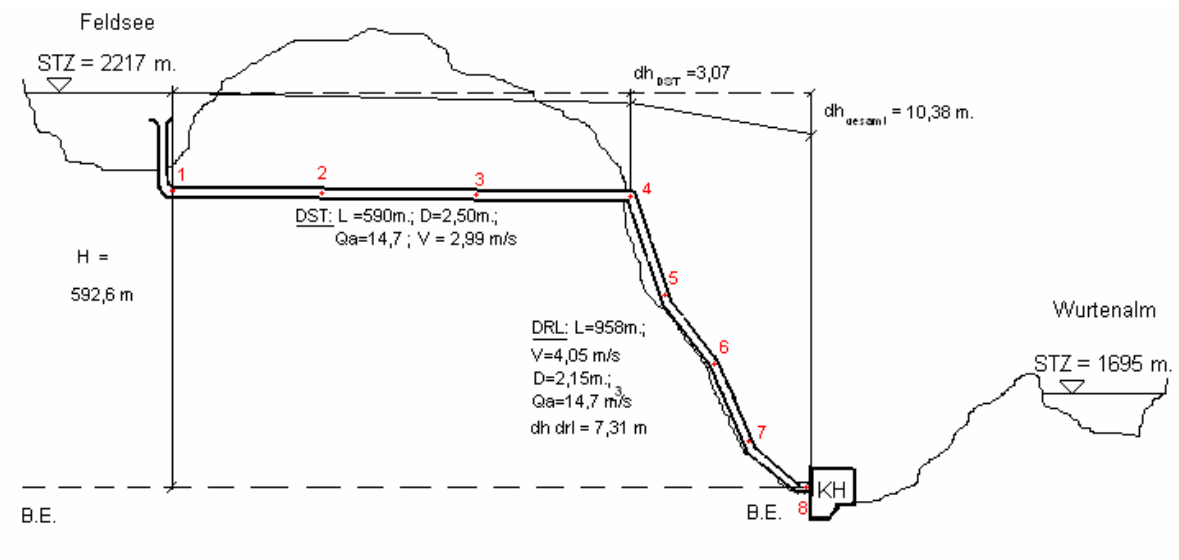


Abb.: 4.10 Systemskizze

Kenndaten im DST-Bereich:

A_{DST}= 4,91 m³ - Querschnittsfläche des Stollens (im Punkt 4.1 berechnet)

T_S = 35 s – Schließzeit des Schiebers

Q_T = 14,7 m³/s – Vollastdurchfluss

L_{DST} = 590 m – Länge des DST

n = 3 – Anzahl der Abschnitte

λ_1 = 0,03 – Reibungsbeiwert des DST

$\Delta x_{DST} = \frac{L_{DST}}{n}$ = 196,67 m – Abstand zwischen den Punkten im DST-Bereich (Siehe Abb.: 4.10)

$B_{DST} = \frac{a_{DST}}{g.A_{DST}}$ = 18,01 s/m² - Impedanz des DST

$R_{DST} = \frac{\Delta x_{DST}.\lambda}{2.g.D_{DST}.A_{DST}^2}$ = 0,00499 s²/m^5

$\Delta t = \frac{\Delta x_{DST}}{a_{DST}}$ = 0,227 s – Zeitschritt der Berechnung

Kenndaten im DRL-Bereich:

A_{DRL}= 3,63 m² - Querschnittsfläche des Rohres (im Punkt 4.2.2 berechnet)

T_S = 35 s – Schließzeit des Schiebers

Q_T = 14,7 m³/s – Vollastdurchfluss

L_{DRL} = 958 m – Länge der DRL

n = 4 – Anzahl der Abschnitte

λ_2 = 0,02 – Reibungsbeiwert der DRL

$\Delta x_{DRL} = \frac{L_{DRL}}{n}$ = 255,89 m – Abstand zwischen den Punkten im DRL-Bereich (Siehe Abb.: 4.10)

$B = \frac{a_{DRL}}{g.A_{DRL}}$ = 31,68 s/m² - Impedanz des DST

$R_{DRL} = \frac{\Delta x_{DRL}.\lambda}{2.g.D_{DRL}.A_{DRL}^2}$ = 0,0092 s²/m^5

$\Delta t = \frac{\Delta x_{DRL}}{a_{DRL}}$ = 0,227 s – Zeitschritt

Druckhöhen im Anfangszustand t = 0:

H_1 = 592,60 m – Höhe von STZ bis zum Schieber (aus Plan No 9 gemessen)

$H_2 = H_1 - \lambda.\frac{\Delta x_{DST}}{D_{DST}}.\frac{v_{0,T}^2}{2.g}$ = 591,52 m – Druckhöhe im Punkt 2

$H_3 = H_1 - 2.\lambda.\frac{\Delta x_{DST}}{D_{DST}}.\frac{v_{0,T}^2}{2.g}$ = 590,44 m – Druckhöhe im Punkt 3

$H_4 = H_1 - 3.\lambda.\frac{\Delta x_{DST}}{D_{DST}}.\frac{v_{0,T}^2}{2.g}$ = 589,36 m – Druckhöhe im Punkt 4

$H_5 = H_4 - \lambda_2.\frac{\Delta x_{DRL}}{D_{DRL}}.\frac{v_{0,T}^2}{2.g}$ = 587,37 m – Druckhöhe im Punkt 5

$H_6 = H_4 - 2.\lambda_2.\frac{\Delta x_{DRL}}{D_{DRL}}.\frac{v_{0,T}^2}{2.g}$ = 585,38 m – Druckhöhe im Punkt 6

$H_7 = H_4 - 3.\lambda_2.\frac{\Delta x_{DRL}}{D_{DRL}}.\frac{v_{0,T}^2}{2.g}$ = 583,39 m – Druckhöhe im Punkt 7

$H_8 = H_4 - 4.\lambda_2.\frac{\Delta x_{DRL}}{D_{DRL}}.\frac{v_{0,T}^2}{2.g}$ = 581,40 m – Druckhöhe im Punkt 8

$v_{s,o} = 0,8.\sqrt{2.g.H_8}$ = 85,44 m/s - Fließgeschwindigkeit beim Schieber im Anfangszustand t = 0.

$F_{s,o} = \frac{Q_{0,T}}{V_{s,o}}$ = 0,172 m² - Schieberquerschnittsfläche

		Punkt 1				Punkt 2				Punkt 3				Punkt 4				Punkt 5				Punkt 6				Punkt 7				Punkt 8	
Zeit	Qs	H	Q			H	Q			H	Q			H	Q			H	Q			H	Q			H	Q			H	Q
0	14,7	593	14,7			591,5	15			590,4	14,7			589,4	14,7			587,4	14,7			585	14,7			583	14,7			581	14,7
				328	856			327	855			326	854			124	1053			122	1051			119,7	1049			118	1047		
0,23	14,6	593	14,7			591,5	15			590,4	14,7			589,4	14,7			587,4	14,7			585	14,7			583	14,7			584	14,6
				328	856			327	855			326	854			124	1053			122	1051			119,7	1049			122	1047		
0,45	14,5	593	14,7			591,5	15			590,4	14,7			589,4	14,7			587,4	14,7			585	14,7			586	14,63			586	14,6
				328	856			327	855			326	854			124	1053			122	1051			124,1	1049			127	1047		
0,68	14,4	593	14,7			591,5	15			590,4	14,7			589,4	14,7			587,4	14,7			588	14,6			588	14,56			588	14,5
				328	856			327	855			326	854			124	1053			126	1051			128,5	1049			131	1047		
0,91	14,3	593	14,7			591,5	15			590,4	14,7			589,4	14,7			589,6	14,63			590	14,6			590	14,49			590	14,4
				328	856			327	855			326	854			128	1053			131	1051			132,9	1049			135	1047		
1,13	14,2	593	14,7			591,5	15			590,4	14,7			591,1	14,6			591,8	14,56			592	14,5			592	14,42			593	14,4
				328	856			327	855			329	854			132	1053			135	1051			137,4	1049			140	1047		
1,36	14,1	593	14,7			591,5	15			591,9	14,6			592,8	14,6			593,7	14,49			594	14,4			594	14,35			595	14,3
				328	856			330	855			332	854			137	1052			139	1050,8			141,8	1049			144	1047		
1,59	14	593	14,7			592,9	15			593,4	14,6			594,5	14,5			595,7	14,42			596	14,3			597	14,28			597	14,2
				331	856			332	855			335	855			141	1052			144	1050,6			146,3	1049			149	1047		
1,82	13,9	593	14,6			594,3	15			594,9	14,5			596,2	14,4			597,6	14,35			598	14,3			599	14,21			599	14,1
				333	855			335	855			338	855			145	1051			148	1050,3			150,6	1049			153	1047		
2,04	13,8	593	14,6			595	14			596,5	14,4			598	14,3			599,6	14,28			600	14,2			601	14,14			602	14,1
				335	854			338	855			341	855			149	1051			152	1050			155	1049			159	1047		
2,27	13,7	593	14,5			595,8	14			597,8	14,3			599,7	14,3			601,5	14,21			602	14,1			604	14,04			605	14
			0	337	852			340	854			344	855			153	1050			157	1049,6			160,7	1048			164	1047		
2,5	13,7	593	14,4			596,4	14			599	14,3			601,3	14,2			603,3	14,14			605	14			606	13,95			607	13,9
			0	339	851			343	854			346	855			157	1049			162	1049,3			166,3	1048			170	1046		
2,72	13,6	593	14,3			597,1	14			600,1	14,2			602,9	14,1			605,8	14,04			608	13,9			609	13,86			610	13,8
			0	341	850			345	853			349	855			163	1049			168	1048,8			171,5	1048			175	1046		
2,95	13,5	593	14,3			597,6	14			601,2	14,1			604,9	14			608,3	13,95			610	13,9			612	13,78			612	13,7
			0	343	849			348	852			353	855			168	1048			173	1048,4			176,8	1048			180	1046		
3,18	13,4	593	14,2			598,2	14			602,7	14			606,8	13,9			610,3	13,86			613	13,8			614	13,69			615	13,6
			0	345	847			351	852			357	855			173	1047			178	1047,7			181,8	1047			185	1046		
3,4	13,3	593	14,1			599,1	14			604,2	13,9			608,5	13,9			612,4	13,78			615	13,7			616	13,61			618	13,5
			0	347	846			354	851			360	854			178	1046			183	1047,1			186,9	1047			191	1046		
3,63	13,2	593	14			600,1	14			605,4	13,9			610,2	13,8			614,3	13,69			617	13,6			619	13,51			621	13,4
			0	350	844			357	850			363	854			182	1045			188	1046,4			192,5	1046			197	1045		
3,86	13,1	593	13,9			600,6	14			606,7	13,8			611,8	13,7			616,3	13,61			619	13,5			622	13,42			623	13,3
			0	352	843			360	849			366	854			187	1044			193	1045,7			198,4	1046			203	1045		
4,08	13	593	13,9			601,2	14			607,7	13,7			613,4	13,6			618,5	13,51			622	13,4			624	13,32			626	13,2
			0	354	841			362	848			369	853			192	1043			199	1044,8			204	1045			209	1045		
4,31	12,9	593	13,8			601,7	14			608,8	13,6			615,1	13,5			620,7	13,42			624	13,3			627	13,22			629	13,1
			0	356	840			365	847			373	853			197	1041			204	1044,1			209,7	1045			215	1044		
4,54	12,8	593	13,7			602,2	14			610	13,5			616,8	13,4			622,7	13,32			627	13,2			630	13,12			632	13
			0	358	838			368	846			376	852			202	1040			210	1043,1			216	1044			222	1044		
4,77	12,7	593	13,6			602,9	14			611,2	13,4			618,4	13,3			624,9	13,22			630	13,1			633	13,02			635	12,9
			0	361	837			371	845			379	852			208	1039			216	1042,2			222,3	1044			228	1044		
4,99	12,6	593	13,5			603,6	13			612,4	13,3			620,2	13,2			627,2	13,12			632	13			636	12,91			638	12,8

Tab.: 4.7 Druckstoßberechnung des Systems Speicher-DST-DRL für die ersten 5 Sekunden (T-Betrieb)

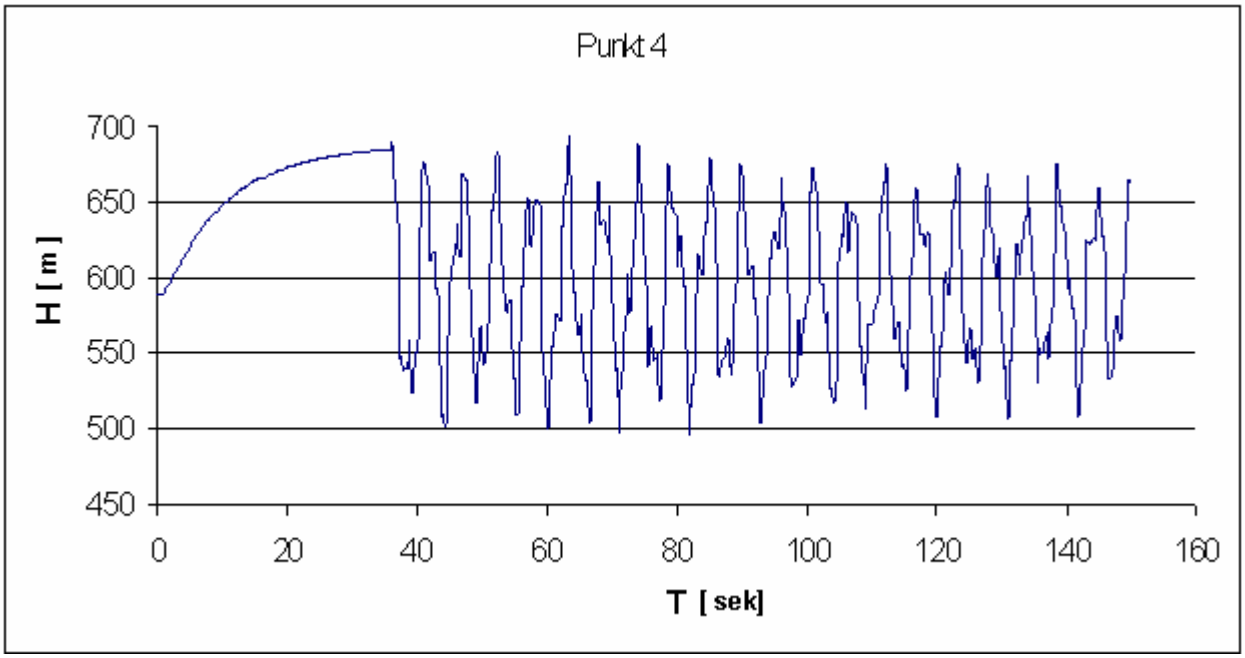


Abb.: 4.11 Druckhöhen im Punkt 4 nach den ersten 150 Sekunden

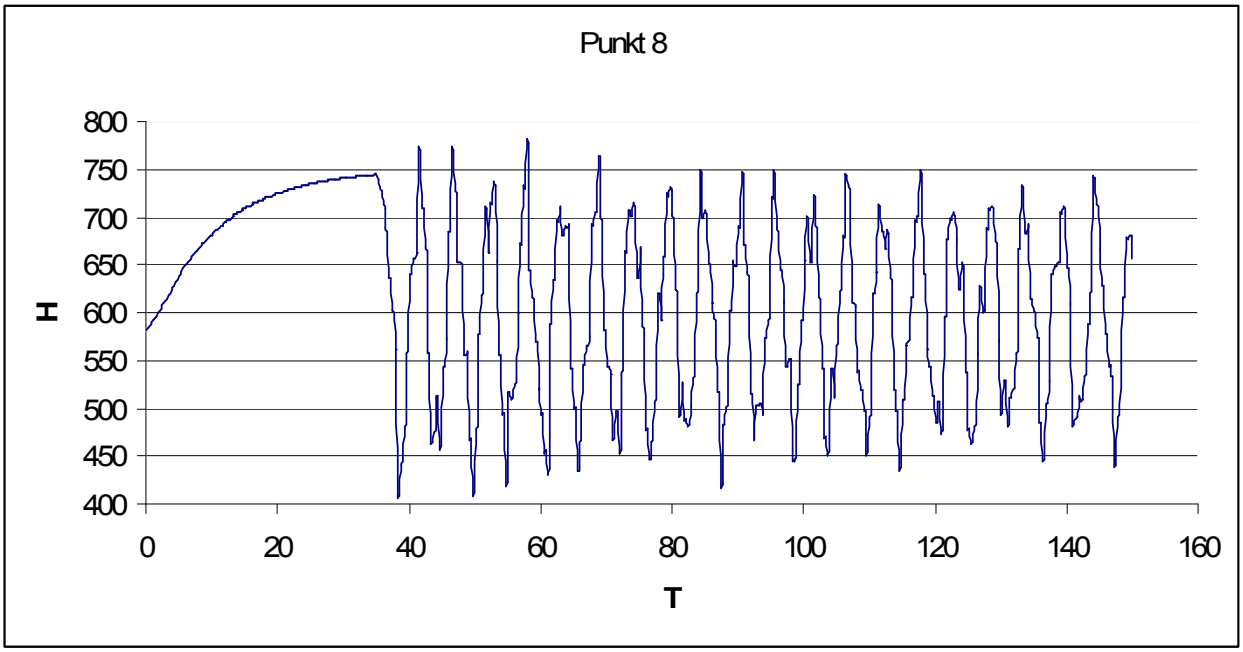


Abb.: 4.12 Druckhöhen im Punkt 8 nach den ersten 150 Sekunden

4.6.3 Druckstoß nach dem Charakteristikenverfahren: P- Betrieb

Druckhöhen im Anfangszustand t = 0:

H_1 = 592,60 m – Höhe von STZ bis zum Schieber (aus Plan No 9 gemessen)

$H_2 = H_1 + \lambda.\frac{\Delta x_{DST}}{D_{DST}}.\frac{v_{0,P}^2}{2.g}$ = 593,24 m – Druckhöhe im Punkt 2

$H_3 = H_1 + 2.\lambda.\frac{\Delta x_{DST}}{D_{DST}}.\frac{v_{0,P}^2}{2.g}$ = 593,88 m – Druckhöhe im Punkt 3

$H_4 = H_1 + 3.\lambda.\frac{\Delta x_{DST}}{D_{DST}}.\frac{v_{0,P}^2}{2.g}$ = 594,51 m – Druckhöhe im Punkt 4

$H_5 = H_4 + \lambda_2.\frac{\Delta x_{DRL}}{D_{DRL}}.\frac{v_{0,P}^2}{2.g}$ = 595,65 m – Druckhöhe im Punkt 5

$H_6 = H_4 + 2.\lambda_2.\frac{\Delta x_{DRL}}{D_{DRL}}.\frac{v_{0,P}^2}{2.g}$ = 596,87 m – Druckhöhe im Punkt 6

$H_7 = H_4 + 3.\lambda_2.\frac{\Delta x_{DRL}}{D_{DRL}}.\frac{v_{0,P}^2}{2.g}$ = 598,04 m – Druckhöhe im Punkt 7

$H_8 = H_4 + 4.\lambda_2.\frac{\Delta x_{DRL}}{D_{DRL}}.\frac{v_{0,P}^2}{2.g}$ = 599,22 m – Druckhöhe im Punkt 8

$v_{s,o} = 0{,}8.\sqrt{2.g.H_8}$ = 86,74 m/s - Fließgeschwindigkeit beim Schieber im Anfangszustand t = 0.

$F_{s,o} = \frac{Q_{0,T}}{V_{s,o}}$ = 0,131 m² - Schieberquerschnittsfläche

			Punkt 1				Punkt 2				Punkt 3				Punkt 4				Punkt 5				Punkt 6				Punkt 7				Punkt 8	
Zeit	Qs	H	Q			H	Q			H	Q			H	Q			H	Q			H	Q			H	Q			H	Q
0	-11,3	592,6	-11,3			593,2	-11,3			593,9	-11,3			594,5	-11,3			595,7	-11,3			596,9	-11,3			598	-11,3			599,22	-11,3
				796	390			796,7	390,4			797,3	391			952,5	237,7			953,6	238,9			955	240,1			956	241,3		
0,23	-11,2	592,6	-11,3			593,2	-11,3			593,9	-11,3			594,5	-11,3			595,7	-11,3			596,9	-11,3			598	-11,3			595,96	-11,2
				796	390			796,7	390,4			797,3	391			952,5	237,7			953,6	238,9			955	240,1			949,5	241,3		
0,45	-11,2	592,6	-11,3			593,2	-11,3			593,9	-11,3			594,5	-11,3			595,7	-11,3			596,9	-11,3			594,8	-11,2			592,61	-11,1
				796	390			796,7	390,4			797,3	391			952,5	237,7			953,6	238,9			948	240,1			942,8	241,3		
0,68	-11,1	592,6	-11,3			593,2	-11,3			593,9	-11,3			594,5	-11,3			595,7	-11,3			593,6	-11,2			591,5	-11,09			589,36	-11
				796	390			796,7	390,4			797,3	391			952,5	237,7			947,2	238,9			942	240,1			936,3	241,2		
0,91	-11	592,6	-11,3			593,2	-11,3			593,9	-11,3			594,5	-11,3			592,4	-11,2			590,3	-11,1			588,2	-10,99			586,11	-10,9
				796	390			796,7	390,4			797,3	391			946	237,7			940,5	238,9			935	240,1			929,9	241,2		
1,13	-10,9	592,6	-11,3			593,2	-11,3			593,9	-11,3			592	-11,2			589,1	-11,1			587,1	-11			585	-10,89			582,77	-10,8
				796	390			796,7	390,4			793	391			939,3	238,4			934	238,9			929	240,1			923,2	241,2		
1,36	-10,9	592,6	-11,3			593,2	-11,3			591,7	-11,2			589,4	-11,1			586,2	-11			583,8	-10,9			581,7	-10,78			579,53	-10,7
				796	390			792,7	390,4			788,5	390,7			933,2	239,2			927,6	239,3			922	240,1			916,8	241,2		
1,59	-10,8	592,6	-11,3			591,2	-11,2			589,4	-11,1			586,8	-11			583,4	-10,9			580,7	-10,8			578,4	-10,68			576,3	-10,6
				792	390			788,5	390,2			784,1	390,3			927,2	239,9			921,2	239,6			916	240,2			910,4	241,2		
1,82	-10,7	592,6	-11,2			589,2	-11,1			587,2	-11			584,3	-10,9			580,5	-10,8			577,7	-10,7			575,3	-10,58			573,08	-10,5
				788	392			784,4	390,1			779,8	389,9			921	240,6			914,9	240			909	240,4			904	241,2		
2,04	-10,6	592,6	-11,1			588	-11			584,9	-10,9			581,7	-10,8			577,7	-10,7			574,7	-10,6			572,2	-10,48			570,43	-10,4
				785	393			780,4	390,8			775,3	389,5			915	241,3			908,8	240,5			903	240,6			898,6	241,3		
2,27	-10,6	592,6	-11			586,9	-10,9			583	-10,8			579,2	-10,7			575	-10,6			571,8	-10,5			569,6	-10,39			567,69	-10,3
				782	395			776,6	391,5			771	389,5			909,1	242			902,7	240,9			898	240,9			893,1	241,4		
2,5	-10,5	592,6	-10,9			586	-10,8			581,2	-10,7			577	-10,6			572,3	-10,5			569,4	-10,4			567	-10,3			565,16	-10,2
				780	397			773	392,4			766,9	389,5			903,2	242,9			897,6	241,4			892	241,2			887,9	241,6		
2,72	-10,4	592,6	-10,8			585,1	-10,7			579,7	-10,6			574,7	-10,5			570,3	-10,4			566,9	-10,3			564,6	-10,22			562,46	-10,1
				777	399			769,6	393,3			762,9	389,7			898,5	243,8			892,4	242			887	241,5			882,4	241,8		
2,95	-10,3	592,6	-10,7			584,3	-10,6			578,1	-10,5			573,1	-10,4			568,1	-10,3			564,7	-10,2			562	-10,13			559,86	-10
				774	401			766,2	394,4			759,7	390			893,5	244,8			887,5	242,7			882	241,9			877	242		
3,18	-10,3	592,6	-10,6			583,5	-10,5			577	-10,4			571,3	-10,3			566,2	-10,2			562,3	-10,1			559,5	-10,04			557,27	-9,95
				772	403			763,6	395,4			756,3	390,4			888,9	245,9			882,2	243,4			877	242,3			871,6	242,3		
3,4	-10,2	592,6	-10,5			583,1	-10,4			575,9	-10,3			569,8	-10,2			564,1	-10,1			560	-10			557	-9,953			554,99	-9,87
				770	404			760,9	396,5			753,3	390,9			884	247			877,2	244,1			871	242,8			866,8	242,6		
3,63	-10,1	592,6	-10,4			582,7	-10,3			574,9	-10,2			568,2	-10,1			562,1	-10			557,7	-9,95			554,8	-9,871			552,8	-9,79
				768	406			758,4	397,7			750,1	391,4			879,2	248,2			872,1	244,9			867	243,4			862,1	243		
3,86	-10,1	592,6	-10,3			582,2	-10,2			573,9	-10,1			566,7	-10			560,2	-9,95			555,8	-9,87			552,7	-9,792			550,29	-9,7
				766	408			755,8	398,7			747	392			874,5	249,5			867,5	245,8			862	244			856,7	243,4		
4,08	-9,98	592,6	-10,2			581,7	-10,1			572,9	-10			565,2	-9,95			558,5	-9,87			553,9	-9,79			550,3	-9,7			547,89	-9,61
				764	409			753,2	399,8			743,9	392,6			870,3	250,9			863,2	246,8			857	244,6			851,5	243,9		
4,31	-9,91	592,6	-10,1			581,1	-10			571,9	-9,95			564	-9,87			557	-9,79			551,8	-9,7			548,1	-9,611			545,88	-9,53
				761	411			750,6	400,8			741,2	393,1			866,3	252,2			858,2	247,7			852	245,4			847	244,4		
4,54	-9,83	592,6	-10			580,6	-9,95			571	-9,87			562,8	-9,79			555,2	-9,7			549,7	-9,61			546,2	-9,532			543,88	-9,45
				759	412			748,3	401,9			738,6	393,8			861,6	253,5			853,3	248,8			847	246,1			842,5	245,1		
4,77	-9,76	592,6	-9,95			580,3	-9,87			570,3	-9,79			561,4	-9,7			553,4	-9,61			548	-9,53			544,3	-9,452			542,1	-9,38
				758	414			746,1	403			735,6	394,4			857	255			849,1	249,8			843	246,9			838,3	245,7		
4,99	-9,69	592,6	-9,87			580	-9,79			569,3	-9,7			560	-9,61			552	-9,53			546,3	-9,45			542,6	-9,377			540,33	-9,3

Tab.: 4.7 Druckstoßberechnung des Systems Speicher-DST-DRL für die ersten 5 Sekunden (P-Betrieb)

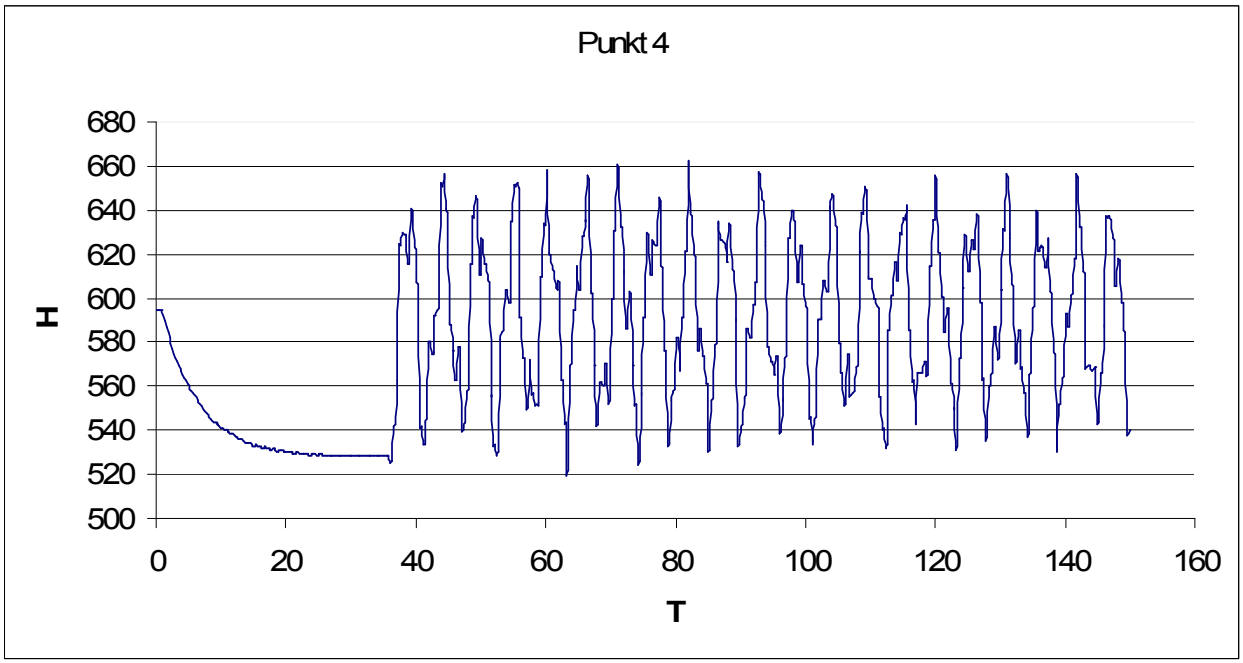


Abb.: 4.13 Druckhöhen im Punkt 4 nach den ersten 150 Sekunden

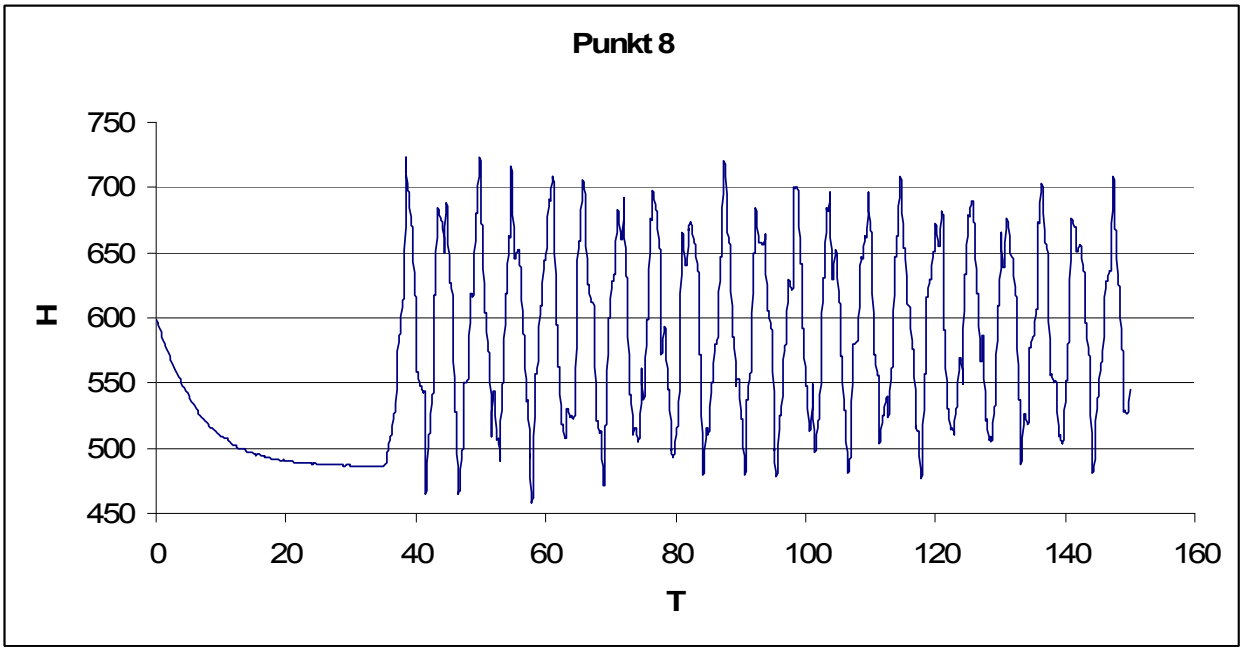


Abb.: 4.14 Druckhöhen im Punkt 8 nach den ersten 150 Sekunden (Schieberbereich)

5. AUSWERTUNG DES SPEICHERS „FELDSEE“

5.1 TECHNISCHE DATEN – IST - ZUSTAND

Einzugsgebiet des Speichers: E = 2,08 km²

Seenoberfläche: A_{OF} = 136.225 m²

Gesamtspeicherinhalt: V_{STZ} = 1,944 Mio m³

nutzbarer Speicherinhalt: V_{NUTZ} = 1,649 Mio m³

Volumen bis zum ASZ: $V_{ASZ} = V_{STZ} – V_{NUTZ}$ = 295.000 m³

Länge der Dammkrone: 294 m

Höhe des Dammes: max 27 m

Kote des max Überstaus: 2.218,0 m

Freibord: 3 m

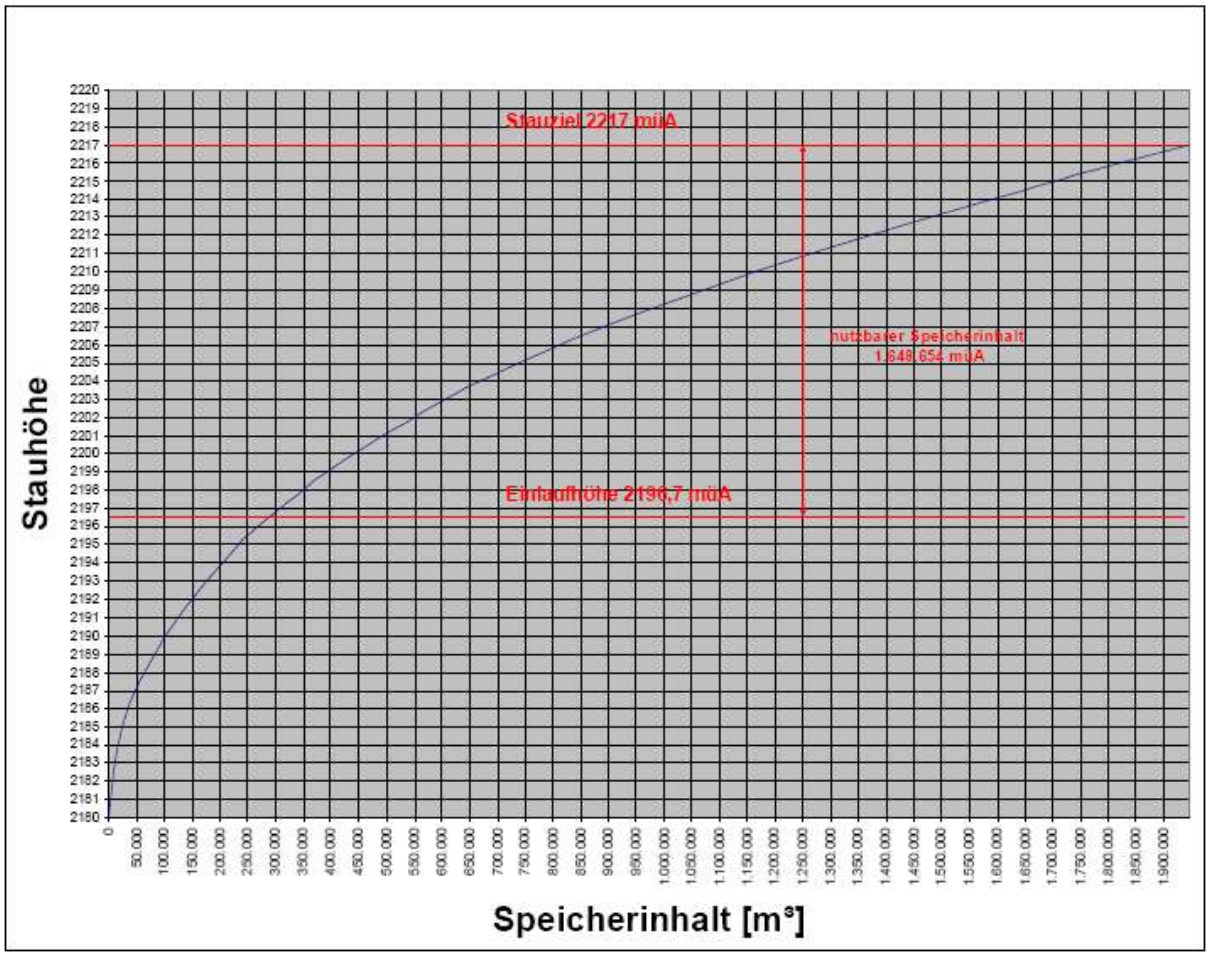


Abb.: 5.1 Inhaltslinie des Speichers „Feldsee“ (Ist – Zustand)

5.2 ERHÖHUNG DES DAMMES

5.2.1 Neues Stauziel und Ermittlung des Speicherinhaltes

Die nutzbare Speicherhöhe sollte 10% der Fallhöhe nicht überschreiten, um die Spiegelschwankungen in Grenzen zu halten /30/. Dies ist im besonderen Maße für die Erzielung eines guten mittleren Betriebswirkungsgrades des MS (besonders im T-Betrieb) und einer ausreichenden Beckenstabilität (rasche Wasserspiegelschwankungen) zu beachten.

$STZ_{OB,E}$ = STZ_{OB} + 4 m = 2.221 m – STZ des OB „Feldsee“ nach der geplanten Erhöhung

Beim so festgelegten STZ auf einer Höhe von 2.221 m ü.A., beträgt die mittlere Bruttofallhöhe ca. 509,8 m und die nutzbare Speicherhöhe ist folgender Weise berechnet:
$STZ_{OB,E}$ – ASZ_{OB} = 24,3 m (ca. 4,7% der Fallhöhe).
Der Freibord wurde mit 3,0 m gewählt und damit liegt die Dammkrone auf Kote 2.224 m ü.A.
Das ASZ wurde auf Kote 2.196,7 m ü.A. (Ist - Zustand) beibehalten.

Durch Ausplanimetrieren der Höhenschichtlinien des OB (angenommene Wasserstände – Plan No 7 und Plan No 8) wurde die FLÄCHENKURVE und daraus die SPEICHERINHALTSKURVE nach der geplanten Erhöhung ermittelt.

Kote Wasserspiegel	j	Δhj	oberfl. Aj (gemessen aus AutoCAD)	Volumen Vj $V_j = \frac{A_j + A_{j+1}}{2} . \Delta h_j$	Speicherihalt V $V = V_j + V_{j+1}$
m ü.A.		m	m²	m³	m³
Nullniveau 2179	1		0		0
		1		23,5695	
2180	2		47		23,5695
		1		831,375	
2181	3		1.616		854,9445
		5		30325,1225	
2186	4		10.514		31180,067
		5		82794,5525	
2191	5		22.603		113974,6195
		5		134057,3075	
Kote ASZ 2196	6		31.019,54		248031,927
		5		204701,4225	
2201	7		50861,029		452733,3495
		5		325075,8475	
2206	8		79169,31		777809,197
		5		452219,65	
2211	9		101718,55		1230028,847
		6		713830,65	
STZ(Ist-Zustand) 2217	10		136225		1943859,497
		1		143487	
2218	11		150.749		2087346,497
		1		157737,36	
2219	12		164.726		2245083,857
		1		172048,22	
2220	13		179.371		2417132,077
		1		186521,37	
STZ(Erhöhung) 2221	14		193672,02		2603653,447

Tab.: 5.1 Ermittlung der Speicheroberfläche und des Speicherinhaltes nach der Erhöhung

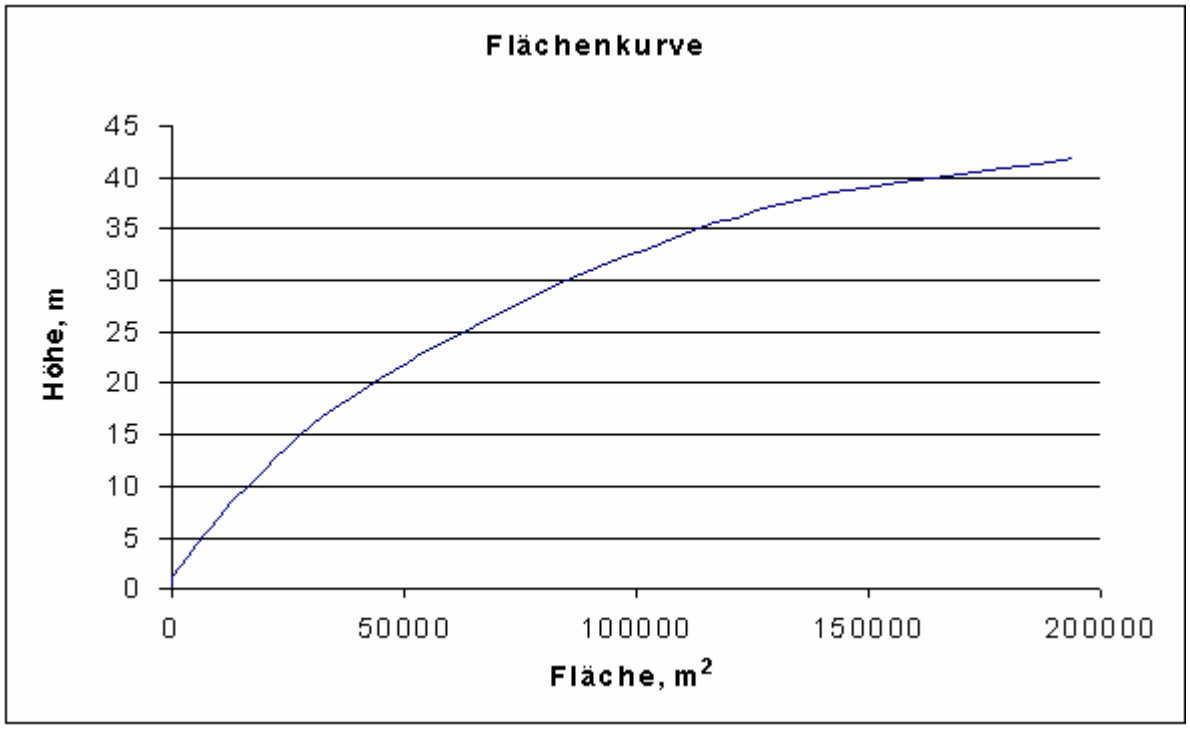


Abb.: 5.2 Flächenkurve des Speichers nach der Erhöhung

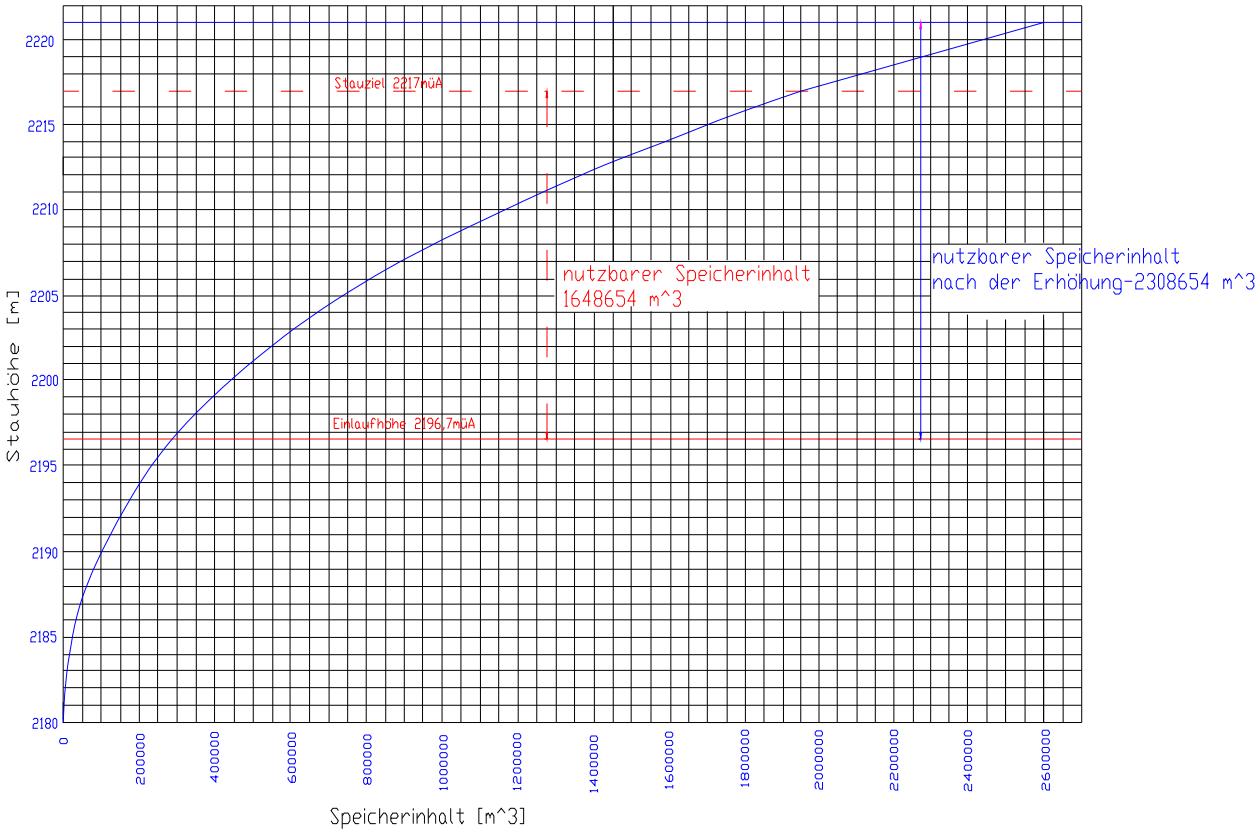


Abb.: 5.3 Speicherinhaltslinie nach der Dammerhöhung

$V_{STZ,E}$ = 2,604 Mio m³ - Gesamtvolumen des Speichers „Feldsee“ nach der geplanten Erhöhung

$V = \int_{ASZ}^{STZ} A.dh = V_{STZ,E} - V_{ASZ}$ = 2,309 Mio m³ - nutzbares Speichervolumen nach dem Zweitausbau

5.2.2 Hochwasserretension – Zweipunktmethode von Kreps

I.Kriterium:

$RHHQ = \frac{32.a.E}{0,5 + E^{1/2}}$ = 68,54 m³/s /nach KRESNIK /32/

- E = 2,08 km² – Einzugsgebiet von Speicher „Feldsee“
- a – Beiwert zur Berücksichtigung des Bodentyps; a = 2,0 für Felsböden

$T_1 = 0,872.E^{0,4}$ = 1,17 Std - Anlaufzeit

$T_2 = 1,5.T_1$ = 1,75 Std – Ablaufzeit

II.Kriterium:

$Q_{max,ü} = \frac{f.I_{Niederschlag}.E}{24.3,6} = \frac{1,0.0,375.2,08.10^6}{24.3600} = \frac{780000}{86400}$ = 9,03 m³/s – maximaler Durchfluss /32/

Niederschlagsfracht: $I_{Niederschlag}$ = 375 mm/24 Std = 0,375 m/24 Std

Abflussfaktor: f = 1,0

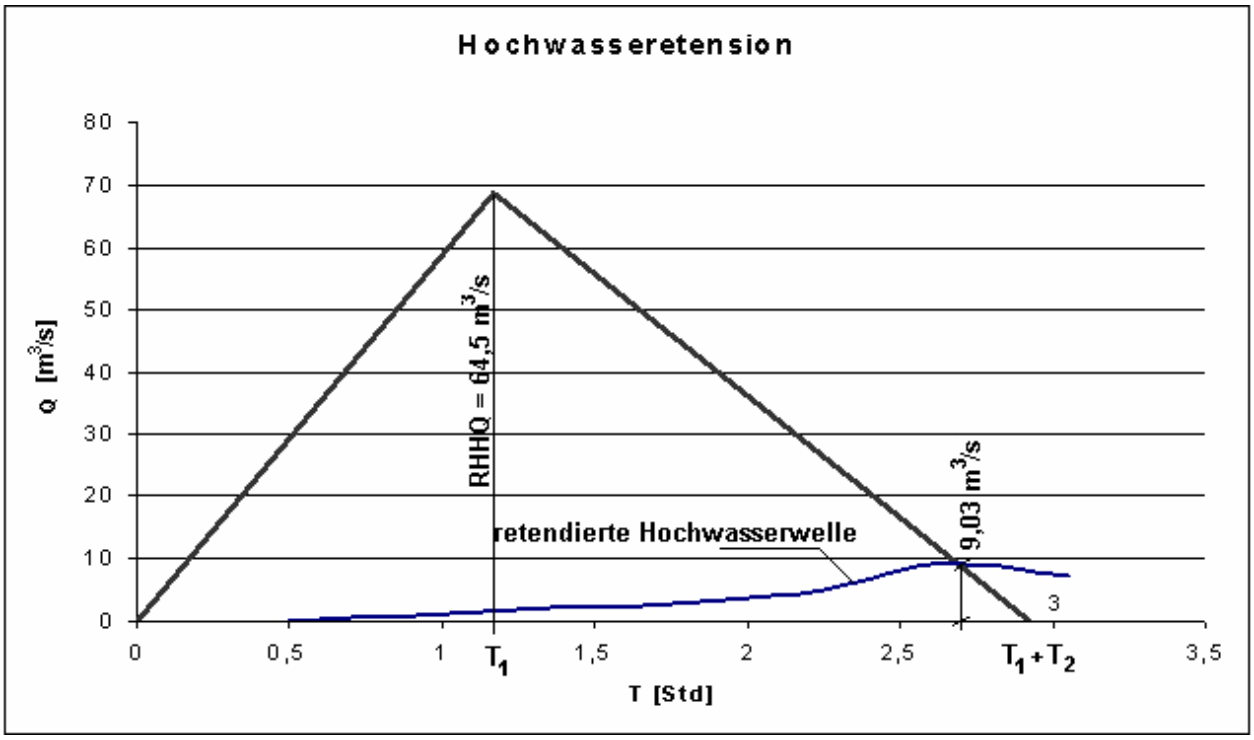


Abb.: 5.4 Theoretische Hochwasserwelle nach der Zweipunktmethode von KREPS

Maximaler Überstau:

Wegen der kleinen Erhöhung des Durchflusses (Q_{max} = 6 m³/s im Ist-Zustand) wurden die Abmessungen des Überlaufs beibehalten.

$Q_{max} = m.\Sigma B_Ü.\sqrt{2.g}.H_Ü^{3/2}$ /21/, /28/

$H_Ü = \sqrt[2/3]{\frac{Q_{max}}{m.\Sigma B_Ü.\sqrt{2.g}}} = 0{,}99\,m$ – maximale Überfallhöhe

m = 0,42 – Durchflussbeiwert

$\Sigma B_Ü$ = 6,20 m – Breite des trapezförmigen Überlaufs (Plan No 5)

$KÜ_{max}$ = STZ + $H_Ü$ = 2.222 m ü.A. - Kote des maximalen Überstaus nach der geplanten Erhöung.

Die Energieumwandlung ist mittels Steinwurf am Ende des Überlaufs geplant.

5.2.3 Freibordnachweis /21/, /23/, /33/.

Windgeschwindigkeiten

W_{10} = 40 m/s – angenommene Windgeschwindigkeit (Sturmfall) in 10 m Höhe über dem Seewasserspiegel (also bei etwa 2230 m ü.A.).

S = 326 m = 0,326 km – maximale Streichlänge (Plan No 8)

t_{Wi} = 10.S = 3,26 min - Ausreifzeit

Anpassung der Windgeschwindigkeit für Streichlängen unter 6 km, wie gegeben:

$W'_{10} = 1{,}16.W_{10}$ = 46,4 m/s

Mittlere Wellenhöhe h_{We}':

$d^*_i = \frac{g.d'}{w^2_{10}}$ = 0,08 – bei d'_i = 21 m – mittlere Wassertiefe im Stausee

$S^*_i = \frac{g.S}{w^2_{10}}$ = 1,28

$h'_{We} = w^2_{10}.\frac{0{,}16}{g}.\left(1 - \frac{1}{[1 + 0{,}006.S^{*0,5}]^2}\right).\tanh\left\{\frac{0{,}625.\left(d^*\right)^{0,8}}{(1 - \frac{1}{[1 + 0{,}006.S^{*0,5}]^2}}\right\}$ = 0,31 m – mittlere Wellenhöhe

$T'_{We} = 6{,}2.w_{10}.\frac{\pi}{g}.\left(\frac{g.h'_{We}}{w_{10}^2}\right)^{0,625}$ = 1,499 – mittlere Wellenperiode

$L'_{We} \sim \frac{g.T'^{2}_{We}}{2.\pi}.\tanh\left(\frac{2.\pi.d}{L'_{We}}\right)$ = 3,52 m – mittlere Wellenlänge, mit d = 14,40 m – Wassertiefe am Absperrbauwerk (aus Plan No 11 gemessen)

Wellenauflauf (brandende Wellen) – $h_{Au,x\%}$:

Mit der vorhandenen wasserseitigen Böschungsneigung von 1:1,5 am Absperrdamm des Feldseespeichers gilt für den Wellenauflauf folgende Gleichung:

$h_{Au,x\%} = k_D.k_R.k_x.\left(h'_{We}.L'_{We}\right)^{0,5}.\tan\alpha$ = 1,02 m

Dabei ist das Produkt $k_D.k_R$ für Steinschüttungen 0,55 bis 0,65, hier gewählt zu 0,60.

Für Erddämme wird k_x = 2,40 und tanα = 0,667 (entsprechend der Böschungsneigung 1:1,5)

Windstau:

$h_{Wi} = \frac{w^{2}_{10}.S.\cos\beta}{4861110.d'}$ = 0,07 m

Dabei ist β der Winkel zwischen der angesetzten Windrichtung und der maßgebenden Streichlänge. Hier β = 90º (max möglicher Wert)

h_{Si} = 0,80 m – Sicherheitszuschlag für Steinschuttdämme bei normalem Betrieb

Freibord:

$f = h_{Ei} + h_{Wi} + h_{Au} + h_{Si}$ = 1,89 m

KOTE DER DAMMKRONE (KDK):

min KDK = höchstes STZ + f = 2.223,89 m ü.A.

Angenommen: KDK = 2.224 m ü.A.

5.2.4 Grundablass – hydraulische Berechnung /21/.

Bei der geplanten Erhöhung wurde den Durchmesser des Grundablasses beibehalten. In diesem Teil der Diplomarbeit wurde einen hydraulischen Nachweis der Situation nach dem Dammausbau durchgeführt.

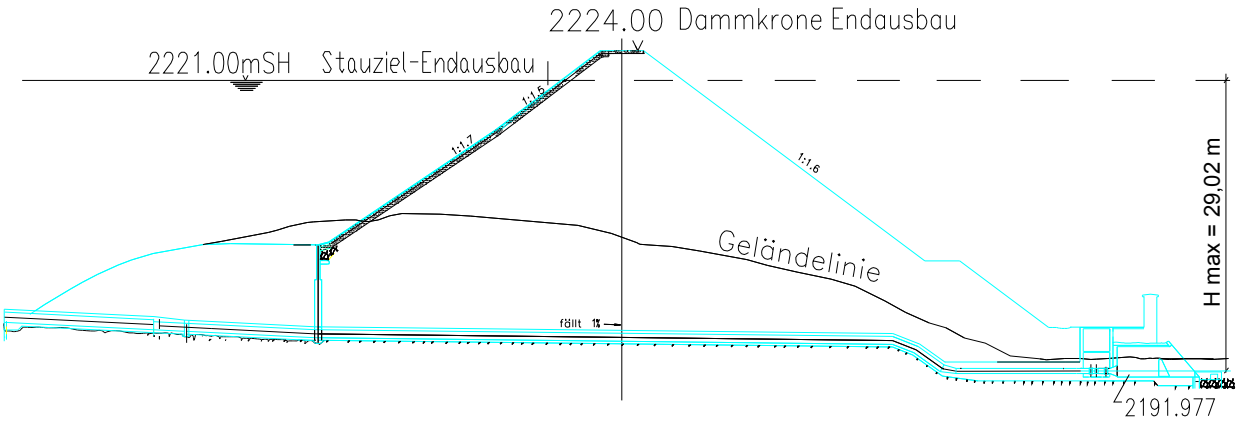


Abb.: 5.5 Bestimmung des maximalen Druckes bei dem Grundablass

Kote Grundablassausgang = 2191,977 m (siehe Plan No 10)

H_{MAX} = ASZ – Kote Grundablassausgang = 29,02 m – max Druck beim $STZ_{OB,E}$ = 2221 m

DURCHLÄSSIGKEIT DES GRUNDABLASSES:

D_{GA} = 1,00 m – Grundablassdurchmesser /KELAG/

$A_{GA} = \frac{\pi . D_{GA}^2}{4}$ = 0,785 m² - Querschnittsfläche des Grundablasses

Bestimmung des gesamten Widerstandsbeiwertes:

ξ_E = 0,20 – 0,25 – Beiwert zur Berücksichtigung des lokalen Widerstandes am Einlauf, wenn den Einlauf gerundet geformt ist /21 /. Angenommen ξ_E = 0,20

ξ_{VO} = 0,26 - Widerstandsbeiwert zur Berücksichtigung der Verschlußorgane /21/.

$\xi_{Krümm} = \left[0{,}131 + 1{,}847 . \left(\frac{r}{\rho} \right)^{3,5} \right] . \frac{\alpha}{90^o}$ = 0,052 – Widerstandsbeiwert der vorhandenen Krümmungen im Grundablassrohr

r = D_{GA}/2 = 0,50 m – Radien des Grundablassrohres

ρ = 10,5 m - Radien der Krümmung (aus Plan No 10)

α = 36º - Winkel zwischen den Radien, die die Krümmung formen (aus Plan No 10 gemessen)

$\xi_G = \beta.\left(\frac{t}{a}\right)^{4/3}.\sin\alpha$ = 0 – geschätzte Widerstandsbeiwert des Einlaufgitters

$\Sigma\xi_L = \xi_E + \xi_{VO} + \xi_{Krümm} + \xi_G$ = 0,512 – Gesamtwiderstandsbeiwert des Grundablasses

$\mu = \frac{1}{\sqrt{1+\Sigma\xi_L+\frac{\lambda.L_{GA}}{D_{GA}}}}$ = 0,569 - Beiwert zur Berücksichtigung der Widerstandsfähigkeit des Systems

Die Berechnung ist bei einer Widerstandsbeiwert in Längsrichtung λ = 0,02 – für Stahlröhre /laut PAWLOWSKY/ und Länge des Grundablasses L_{GA} = 126,9 m – (gemessen aus Plan No 10) gemacht.

$Q_{max,GA} = \mu.A_{GA}.\sqrt{2.g.H_{max}}$ = 10,65 m³/s - maximale Durchlässigkeit des Grundablasses

TOSBECKEN DES GRUNDABLASSES

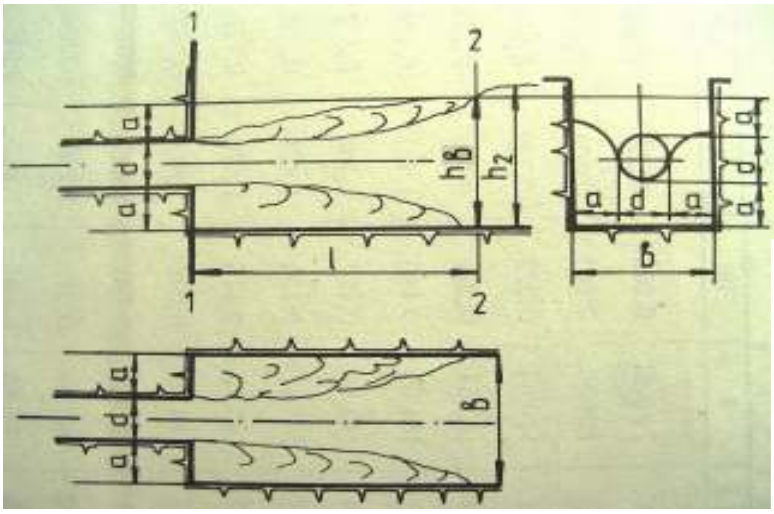
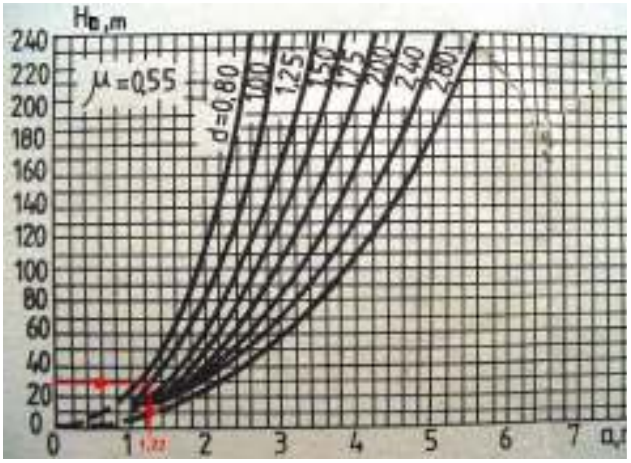


Abb.: 5.6 Schema zu hydraulischer Bemessung des Tosbeckens nach dem Grundablass /21/.



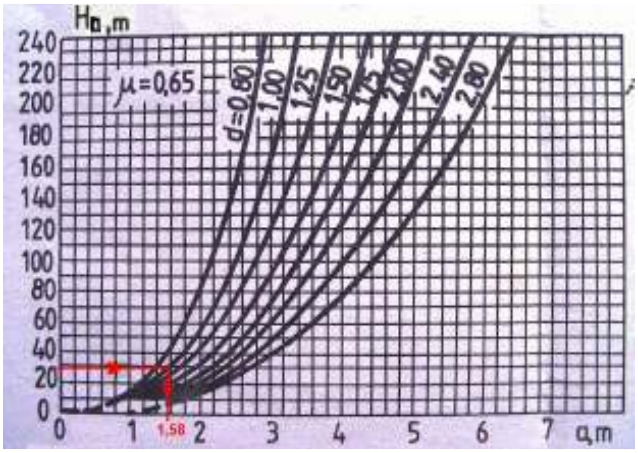


Abb.: 5.7 Graphiken zur Ermittlung der einseitigen Ausbreitung des Strahles in Querschnitt /21/.

Für μ = 0,569, die einseitige Ausbreitung des Strahles a hat einen Wert von 1,29 m, den mittels Interpolation zwischen den abgelesenen Werten aus Abb.: 5.5 bestimmt ist.

$l=(9{,}60 \div 13{,}40).a = 10.a$ = 12,90 m – Länge des aufgebreiteten Strahls in Querschnitt 2-2

$b = D_{GA} + 2.a$ = 3,58 m – Breite des Strahls im Querschnitt 2-2

$h_b = D_{GA} + 2.a$ = 3,58 m – Tiefe des aufgebreiteten Strahls in Querschnitt 2-2

ABMESSUNGEN DES TOSBECKENS /21/.

Das Tosbecken des Grundablasses wurde mit einer Tosbeckenwand konstruiert und seine Abmessungen können folgender Weise bestimmt werden.

$L_{TB} = 11{,}50.a$ = 14,85 m - Länge des Tosbeckens

$H_1 = (1{,}05 \div 1{,}10).h_b = 1{,}10.h_b$ = 3,95 m – Höhe der Tosbeckenwand

$B_{TB} = n.D_{GA} + 2.n.a$ = 3,60 m - Breite des Tosbeckens, wo n die Anzahl der Grundablassröhre ist.

5.2.5 Ermittlung des Schüttvolumens

Für eine exaktere Berechnung wurde die Länge der Dammkrone in drei Bereiche geteilt: Überlauf-, Grundablass- und Regelprofilbereich.

$L_Ü$ = 71 m – Länge des Überlaufbereichs (aus Plan No 11 gemessen)
$A_Ü$ = 192 m² – Querschnittsfläche der Schüttung im Überlaufbereich (Plan No 12)

L_{RP} = 196,05 m – Länge des Regelprofilbereichs (aus Plan No 11 gemessen)
A_{RP} = 259 m² – Querschnittsfläche der Schüttung im Regelprofilbereich (Plan No 12)
L_{GA} = 22,5 m – Länge des Grundablassbereichs (aus Plan No 11 gemessen)
A_{GA} = 396 m² – Querschnittsfläche der Schüttung im Überlaufbereich (Plan No 10)

$V_{SCHÜTT} = \Sigma V_i = L_{ÜB}.A_{ÜB} + L_{RB}.A_{RB} + L_{GB}.A_{GB}$ = 73 515 m³ - Schüttvolumen notwendig für die geplante Dammerhöhung

6. LEISTUNGSERMITTLUNG NACH DER DAMMERHÖHUNG

6.1 FÖRDERMENGE UND VOLLLASTDURCHFLUSS

Gesamtspeicherinhalt:	V_{Nutz} = 2,604 Mio m³
Nutzbarer Speicherinhalt:	V_{Nutz} = 2,309 Mio m³
Turbinenstunden pro Jahr:	T_T = 2245 Std/a
Pumpstunden pro Jahr:	T_P = 2290 Std/a
Turbinenstunden pro Woche:	$T_{T,W}$ = 43 Std/Woche
Pumpstunden pro Woche:	$T_{P,W}$ = 56 Std/Woche
Bruttofallhöhe nach der Erhöhung:	$H_{BR} = STZ_{OB,E} - STZ_{UB}$ = 526 m
Länge des DST:	L_{DST} = 590 m
Länge der DRL:	L_{DST} = 958 m
Durchmesser des DST (im 4.1 bestimmt):	D_{DST} = 2,50 m
Durchmesser der DRL (im 4.2 bestimmt)	$D_{DST,opt}$ = 2,15 m

mittlere Fördermenge im P-Betrieb: $Q_P = \frac{V}{T_{P,W}}$ = 12,9 m³/s

mittlerer Volllastdurchfluss: $Q_T = \frac{V}{T_{T,W}}$ = 16,8 m³/s

6.2 VERLUSTE IM SYSTEM

Mittlere Strömungsgeschwindigkeiten im DST:

T-Betrieb: $V_T = \frac{Q_T}{A_{DST}}$ = 3,42 m/s

P-Betrieb: $V_P = \frac{Q_P}{A_{DST}}$ = 2,63 m/s

Mittlere Strömungsgeschwindigkeiten in DRL:

T-Betrieb: $V_T = \frac{Q_T}{A_{DRL}}$ = 4,63 m/s

P-Betrieb: $V_P = \frac{Q_P}{A_{DRL}}$ = 3,55 m/s

6.2.1 Druckstollenbereich

T-Betrieb: $dh_{DST,T} = \frac{L_{DST}.v_{DST,T}^2}{C_{DST}^2.R_{DST}} + \frac{\xi_{DST}.v_{DST,T}^2}{2.g}$ = 4,02 m

P-Betrieb: $dh_{DST,P} = \frac{L_{DST}.v_{DST,P}^2}{C_{DST}^2.R_{DST}} + \frac{\xi_{DST}.v_{DST,P}^2}{2.g}$ = 2,38 m

Den hydraulischen Radius R_{DST} und Chézy Koeffizient C_{DST} sind im Punkt 4.3.1 schon bestimmt!

6.2.2 Im Bereich der DRL

Verluste infolge Knickungen der DRL:

$$dh_{DRL,Knick} = \frac{\xi_{Knick}.v_{DRL}^2}{2.g}$$

Für die Berechnung der Koeffizienten der Ortsverluste ist die Formel $\xi_{Knick} = 0{,}946.\sin^2\frac{\alpha_i}{2} + 2{,}047.\sin^4\frac{\alpha_i}{2}$ benutzt. Die Ergebnisse im T-Betreib und P-Betrieb sind entsprechend in Tab.:6.1 und Tab.:6.2 gegeben.

ξ_{Knick} - Beiwert zur Berücksichtigung der Knickungen in der DRL

α_i – Winkel zwischen der Rohrachse und dem Horizont

Reibungsverluste:

$$dh_{f,DRL} = \frac{L_{DRL}.v_{DRL}^2}{C_{DRL}^2.R_{DRL}}$$

Den hydraulischen Radius der DRL R_{DRL} und das Chézy Koeffizient C_{DRL} sind im Punkt 4.3.2 schon bestimmt!

Die Ergebnisse sind im Spalte No7 der Tab.: 6.1 und Tab.: 6.2 für die beiden Betriebe dargestellt.

Teil der DRL	L	D	v	R	C	Δhf	α	ξ knick	dh knick
	m	m	m/s	m	m0,5/s	m	°	-	m
oben waagrecht	10	2,15	4,63	0,538	64,41	0,096	41	0,1468	0,160
I	85,4	2,15	4,63	0,538	64,41	0,821	3	0,0006	0,001
II	85,2	2,15	4,63	0,538	64,41	0,819	3	0,0006	0,001
III	127,8	2,15	4,63	0,538	64,41	1,229	4	0,0012	0,001
IV	78	2,15	4,63	0,538	64,41	0,750	11	0,0089	0,010
V	153,6	2,15	4,63	0,538	64,41	1,477	7	0,0036	0,004
VI	152,8	2,15	4,63	0,538	64,41	1,469	9	0,0059	0,006
VII	93,7	2,15	4,63	0,538	64,41	0,901	9	0,0059	0,006
VIII	35,2	2,15	4,63	0,538	64,41	0,338	7	0,0036	0,004
IX	121,8	2,15	4,63	0,538	64,41	1,171	38	0,1233	0,135
unten waagrecht	15	2,15	4,63	0,538	64,41	0,144			

Tab.: 6.1 Verluste in DRL nach der geplanten Erhöhung (T-Betrieb)

Teil der DRL	L	D	v	R	C	Δhf	α	ξ knick	dh knick
	m	m	m/s	m	m0,5/s	m	°	-	m
oben waagrecht	10	2,15	3,56	0,538	64,41	0,057	41	0,1468	0,095
I	85,4	2,15	3,56	0,538	64,41	0,484	3	0,0006	0,000
II	85,2	2,15	3,56	0,538	64,41	0,483	3	0,0006	0,000
III	127,8	2,15	3,56	0,538	64,41	0,724	4	0,0012	0,001
IV	78	2,15	3,56	0,538	64,41	0,442	11	0,0089	0,006
V	153,6	2,15	3,56	0,538	64,41	0,871	7	0,0036	0,002
VI	152,8	2,15	3,56	0,538	64,41	0,866	9	0,0059	0,004
VII	93,7	2,15	3,56	0,538	64,41	0,531	9	0,0059	0,004
VIII	35,2	2,15	3,56	0,538	64,41	0,200	7	0,0036	0,002
IX	121,8	2,15	3,56	0,538	64,41	0,690	38	0,1233	0,079
unten waagrecht	15	2,15	3,56	0,538	64,41	0,085			

Tab.: 6.2 Verluste in DRL nach der geplanten Erhöhung (P-Betrieb)

T-Betrieb: $dh_{f,T}$ = 9,21 m

P-Betrieb: $dhf_{,P}$ = 5,63 m

T-Betrieb: $dh_{Knick,T}$ = 0,33 m

P-Betrieb: $dh_{Knick,P}$ = 0,19 m

Verluste infolge Durchmesserveränderung:

$dh_{D,DRL} = \frac{\xi_D . v_{DRL}^2}{2.g}$ = 0 – die ganze DRL ist mit konstantem Durchmesser.

Verluste am Auslauf der DRL:

$dh_A = \xi_A . \frac{v^2}{2.g}$ - die Geschwindigkeiten in den beiden Betriebsfällen sind von Tab.:6.1 und Tab.:6.2 genommen.

ξ_A = 0,30 – Beiwert zur Berücksichtigung der Verluste am Auslauf der DRL

T-Betrieb: $dh_{A,T}$ = 0,32 m

P-Betrieb: $dh_{A,P}$ = 0,19 m

Verluste im Kugelschieber vor der Turbine:

$\Delta h_{KS} = \xi_{KS} \cdot \frac{v^2}{2.g}$ = 0 - die Verluste im Bereich des Kugelschiebers sind sehr klein und sind praktisch zu vernachlässigen.

Gesamtverluste in dem Druckrohrleitungsbereich:

$dh_{T,DRL} = \sum_{i}^{n} dh_{T,i}$ = 9,86 m

$dh_{P,DRL} = \sum_{i}^{n} dh_{P,i}$ = 6,01 m

Gesamtverluste im System: setzt sich aus der Summe der Verluste im DST- und DRL-Bereiche zusammen

$dh_T = dh_{T,DRL} + dh_{T,DST}$ = 13,88 m

$dh_P = dh_{P,DRL} + dh_{P,DST}$ = 8,39 m

Wirkungsgrad der Leitung:

$$\eta_L = \frac{H_{BR} - dh_T - dh_P}{H_{BR}} = 95,7\%$$

6.2.3 KH-Bereich

η_T = 93% – Wirkungsgrad im T-Betrieb

η_P = 89% - Wirkungsgrad im P-Betrieb

$\eta_{P/T} = \eta_T.\eta_P$= 82,7% - P/T – Wirkungsgrad

Gesamtwirkungsgrad des PSKW (kompleter Be- und Entladezyklus)

η_G = 97% – Generatorwirkungsgrad

η_{Tr} = 99% - Transformatorwirkungsgrad

$$\eta_{GES} = \eta_{P/T}.\eta_L.(\eta_G.\eta_{Tr})^2 = 0,732 = 73,2\%$$

Größenordnung entspricht den angegebenen Werten aus der Literatur /25/, /28/, /29/.

Fall- bzw. Förderhöhen:

$H^{BR}_{min,E}$ = $ASZ_{OB,E}$ - STZ_{UB} = 501m – minimale Bruttofallhöhe nach der Dammerhöhung

$H^{BR}_{max,E}$ = $STZ_{OB,E}$ - STZ_{UB} = 526 m – maximale Bruttofallhöhe nach der Dammerhöhung

$H^{BR}_{mittlere,E} = \frac{2.H^{BR}_{min,E} + H^{BR}_{max,E}}{3}$ = 509,33 m – mittlere Bruttofallhöhe des Systems nach der Erhöhung

$H^{NT}_{mittlere,E} = H^{BR}_{mittlere,E} - dh_T$ = 495,45 m – angenommene mittlere Nettofallhöhe des Systems (T-Betrieb)

$H_{P,E} = H^{BR}_{mittlere} + dh_P$ = 517,72 m - manometrische Förderhöhe (P-Betrieb) nach der Erhöhung des Dammes

$\max H_P = H^{BR}_{max} + dh_P$ = 534,39 m – maximale Förderhöhe nach der geplanten Erhöhung

6.3 LEISTUNGSERMITTLUNG

Berechnung der NENNLEISTUNG im T-Betrieb bzw. der LEISTUNGSAUFNAHME im P-Betrieb.

$N_T = \eta_T.\rho.g.\frac{Q_T.H_T}{10^6} = 75{,}9\ MW$ - elektrische Nennleistung des PSKW „Feldsee“

$N_P = \frac{1}{\eta_P}.\rho.g.\frac{Q_P.H_P}{10^6} = 73{,}62\ MW$ - Leistungsaufnahme des PSKW „Feldsee“

UMSATZWIRKUNGSGRAD der P/T:

$\eta_U = \frac{N_T.T_T}{N_P.T_P} = 0{,}79 = 79\%$

VORAUSSICHTLICHES ARBEITSVERMÖGEN:

$A_T = N_T.T_T = 170{,}39\ GWh/a$ - Jahreserzeugung des PSKW “Feldsee“ nach der geplanten Dammerhöhung

$A_P = N_P.T_P = 214{,}97\ GWh/a$ - Arbeitsaufwand des PSKW „Feldsee“ im P-Betrieb nach der geplanten Erhöhung des Dammes

7. HYDROLOGIE

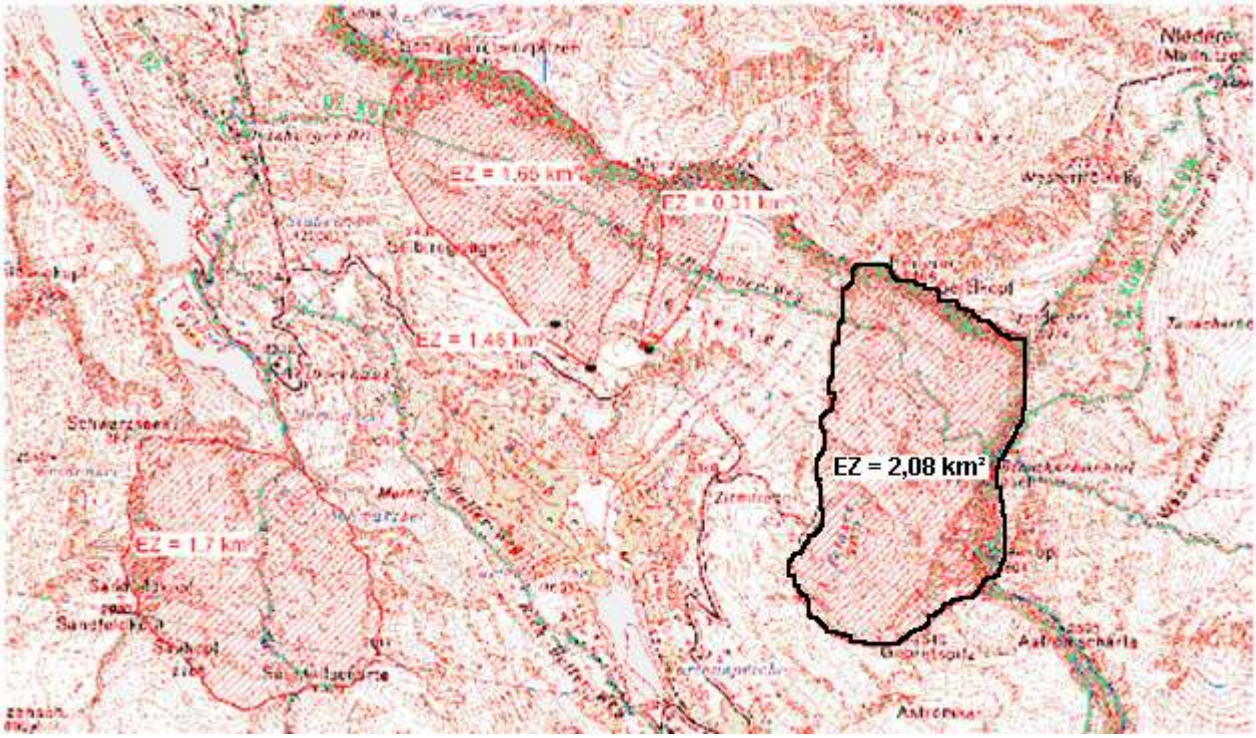


Abb.: 7.1 Einzugsgebiet - Speicher „Feldsee“

Der Speicher „Feldsee“ hat ein natürliches Einzugsgebiet von ca. 2,08 km² und wird zusätzlich während bestimmter Jahreszeiten – vornehmlich während der Schneeschmelzzeit im späten Frühjahr – über das Beileitungssystem Feldsee - Stübelesee befüllt. Diese Beileitungen werden in der Regel in den Stübelesee geleitet, jedoch um dort während der Schmelze Überlauf zu verhindern, in den Feldsee umgeleitet.

Nach der geplanten Erhöhung des Stauziels beträgt der Gesamtinhalt des Speichers „Feldsee“ 2,604 Mio m³. Davon im Spiegelschwankungsbereich zwischen dem neuen Stauziel 2.221,00 m ü.A. und der Kote des Entnahmebauwekrs 2.196,70 m ü.A. ein Nutzvolumen von 2,309 Mio. m³ gegeben ist. Das genehmigte Absenkziel des Speichers liegt auf 2.196,00 m ü.A.

Da es kein natürlicher Zufluss in das OB vorhanden ist, wurde die Hochwasserentlastung (Punkt 5.2.2) nur für den Oberflächenabfluss aus einem Starkniederschlagsereignis entwässert.

8. ÖKOLOGIE

In Rahmen des vorliegenden Projekts wurde versucht, eine Kompatibilität zwischen den technischen und wirtschaftlichen Überlegungen und der ökologischen Forderungen zu finden. Eine Umweltverträglichkeitsprüfung müßte durchgeführt werden, um genauere Aussagen über die Auswirkungen auf das bestehende ökologische und ökonomische System im Projektgebiet treffen zu können.

8.1 PROJEKTGEBIET

Für den gesamten Bereich des PSKW „Feldsee“ wurde ein Raumordnungsgutachten erstellt, das mit den zu erwartenden Auswirkungen auf das räumlich-funktionelle System (Fauna, Flora, Wirtschaft, Infrastruktur, Klima usw.) befasst.
Es zeigt sich, dass durch den Bau und den Betrieb des PSKW „Feldsee“ keine erheblichen Auswirkungen auf die Schutzgüter gegeben sind. Auch für die in der UVE untersuchten Störfälle werden keine Grenzwerte überschritten und es ergeben sich keine erheblichen Auswirkungen.
Es ist somit aus Sicht der KELAG-Kärntner Elektrizitäts-Aktiengesellschaft als Errichter und zukünftigen Betreiber des Pumpspeicherkraftwerkes „Feldsee" das Vorhaben als umweltverträglich zu bezeichnen /11/.

8.2 KRAFTHAUS

Der Aufbau des PSKW in einem teilweise geschütteten KH stellt nicht nur die wirtschaftlich günstigste, sondern auch ökologisch vorteilhafteste Variante dar. So entsteht durch die Errichtung des PSKW keine zusätzliche Beeinträchtigung des Landschaftsbildes, da das KH so zu sagen „unsichtbar“ ist. Diese Ausführung hat den Vorteil, dass fast alle maschinellen und elektronischen Einrichtungen unterhalb der Geländeoberfläche angeordnet sind.

8.3 SPEICHER „FELDSEE“

Der Damm wird nach den topographischen Gegebenheiten in die Landschaft eingepasst. Das Einlaufbauwerk stört das Landschaftsbild weniger als z.B. ein Einlaufturm, der in der Mitte des Beckens herausragen würde.

9. ZUSAMMENFASSUNG

PSKW sind besonders dazu geeignet einen Ausgleich zwischen dem Energiedargebot und dem Verbrauch zu schaffen. Dieser Ausgleich kann sowohl über kürzere, als auch über längere Zeitperioden (saisonal) erfolgen.
Die PSKW leisten, durch ihre besondere Charakteristik der kurzen Anfahrzeiten und leichten Regelfähigkeit, einen wesentlichen Beitrag zur Stabilität des Verbundnetzes. Im internationalen Stromaustausch werden PSKW als Regelkraftwerke eingesetzt.
Die Einsatzzeiten eines PSKW, im beiden T- und P-Betrieb, werden durch die Charakteristik des Tagesbelastungsdiagramm des Verbundnetzes und der Möglichkeit eines natürlichen Zuflusses ins Oberbecken bestimmt. Je nach Grösse des Oberbeckens und dem sich daraus ergebenden Speicherzyklus, wird eine Einleitung nach reiner und alpiner Pumpspeicherung vorgenommen.

Bei dem derzeitigen Ausbau der KW-Gruppe „Fragant“ wurde eine mögliche Kombination der schon bestehenden Speichern „Wurtenalm“(1.700 m ü.A.) als Unterbecken und „Feldsee“(2.200 m ü.A.) als Oberbecken mit einem PSKW in Erwägung gezogen. Das Projekt des PSKW „Feldsee“ ergibt die Möglichkeit das Niveaudifferenz zwischen den beiden Speichern (Bruttofallhöhe im Mittel: 524 m) besser als bisher zu nutzen. Neu gebaut werden müssen nur die Triebwasserleitungen zum Speicher „Wurtenalm“ und zum Speicher „Feldsee“, sowie das Krafthaus am Fuß des Wurtenspeichers. Eine Auswertung des Feldseedammes, um die Stromerzeugung der KELAG zu erhöhen, wurde auch dazu geplant.

Im Rahmen dieser Projektstudie wurde eine Variante mit Schrägstollen und einer oberflächlich verlegten Druckrohrleitung untersucht. Für die Linienführung im Lageplan war die kürzeste Entfernung zwischen Unterbecken (Speicher „Wurtenalm“) und Oberbecken (Speicher „Feldsee“) maßgebend. Die Lage des Einlaufbauwerkes beim Speicher „Feldsee“ ergibt sich zufolge der hydraulischen Bemessung (Lage des Wasserschlosses bzw. der Absperreinrichtung), der Geologie und aus wirtschaftlichen Gründen (Länge des Triebwasserweges). Die oben angeführten Randbedingungen geben für die Trasse im Grundriss die einzige technische, ökologisch sinnvolle und wirtschaftliche Linienführung (siehe Plan No 8) vor.
Bei der Trassenführung im Längsschnitt (Plan No 9) ist die Lage der Endpunkte des Triebwasserweges einerseits durch die Lage des Einlaufbauwerks („Feldsee“) andererseits

durch den Anschluss an das Krafthaus vorgegeben. Die Höhenlage des Krafthausanschlusses (1.625,00 m ü.A.) ist durch den notwendigen Vordruck der Pumpe vorgegeben. Die Sohlhöhe des Einlaufbauwerks von „Feldsee“ (2.184 m ü.A) wurde so festgelegt, dass der Speicher auch weiterhin im Rahmen der gesetzlich vorgegebenen Spiegelschwankungen betrieben werden kann.
Die Querschnitte des Druckstollens und der Druckrohrleitung wurden nach einer Optimierung so gewählt, dass die Füllung des Speichers „Feldsee“ in 8 Stunden (56 Std/Wo) möglich ist, und der volle Speicher für ca. 6 Stunden Vollastbetrieb (43 Std/Wo) im PSKW „Feldsee“ausreicht.

Als Turbine, bzw. als Pumpe, ist eine einstufige, einflutige, reversible Francis-P/T an vertikaler Achse vorgesehen. Für beiden P- und T-Betrieb wurde eine hydraulische Untersuchung der Anlagen des Systems in stationärem und instationärem Fließzustand durchgeführt. Infolge einer Druckstoßberechnung (nach dem Charakteristikenverfahren) wurde bei einem plötzlichen Lastabfall im P-Betrieb sehr hoher negativer Überdruck (ca. 14 bar, Siehe Abb.: 4.14) im Schieberbereich beobachtet. Infolgedessen und aus Umweltschutzgründen (zu große Umweltbeeinträchtigung der Druckrohrleitung) muss diese Variante nicht ausgeführt werden.

Das Absperrdamm des Oberbeckens ist ein Steinschüttdamm, das eine wasserseitige Oberflächendichtung aus Asphaltbeton erhaltet. Unterhalb der Dammkrone auf 2.218,00 m ü.A. ist ein Sicherheitsüberlauf in Form einer Rauhgerinne (für Starkniederschlagsereignis und Wellenschlag) angeordnet. Auf der tiefsten Sohlstelle des Oberbeckens ist ein Grundablass angeordnet, damit eine völlige Beckenentleerung möglich ist. Das Grundablassstahlrohr mündet am unteren Ende in ein Tosbecken, in dem die Energieumwandlung und Ableitung des Wassers zu Stübelesee erfolgt. In der Apparatenkammer sind ein Not - und ein Regulierverschluß vorgesehen.

Im Rahmen dieser Projektstudie wurde auch die Möglichkeit einer Erhöhung des Stauziels des Oberbeckens mit 4 m untersucht. Die Erhöhung des Feldseedammes selbst wurde nach dem Downstream - Verfahren (Aufschüttung der Dammluftseite) geplant. Wegen der Erhöhung wurde eine Verlängerung der oberflächigen Asphaltbetondichtung und der Herdmauer auf beiden Ränder des Dammes, sowie auch eine Verschiebung der Apparatenkammer vorgesehen.
Für die Dammerhöhung wurde ein Schüttvolumen von ca. 73.500 m³ notwendig, das aus Moräne mit einer Korngröße von 400 mm ausgeführt wurde.

Infolge der Dammerhöhung vergrößert sich der Nutzinhalt des Speichers „Feldsee“ mit rund 40% im Vergleich zu dem Ist-Zustand. Bei einer Berechnung des Leistungsvermögens nach der geplanten Erhöhung ergibt sich eine voraussichtliche Jahreserzeugung des PSKW „Feldsee“ von ungefähr 170,4 GWh/a gegenüber 149,8 GWh/a bei Nullvariante (keine Dammerhöhung), d.h. Steigerung von ca. 14%.

In dem vorliegenden Projekt wurde versucht einen Konsens zwischen technisch – wirtschaftlichen Überlegungen und ökologischen Forderungen zu finden.

LITERATURVERZEICHNIS

/1/ www.grimselstrom.ch/umwelt/erste_ebene_wissen/energiewirtschaft/PSKW, 18.04.2005

/2/ www.energyagency.at/(de)/enz/efluss.htm; 15.03.2005.

/3/ www.veoe.at/fileadmin/allgemein/PDF/VEOE_Taetigkeitsbericht_2005.pdf.

/4/ www.veoe.at/eunde.html/?&L=0.

/5/ www.energyagency.at/pop/bild.htm, Austrian Energy Agency, 18/03/2005.

/6/ SCHRÖFELBAUER H.: Renaissance der Wasserkraft in Österreich, Verbund – Austrian Hydro Power, 9.11.2005

/7/ Verband der Elektrizitätswerke Österreichs: Koordiniertes Kraftwerksbauprogramm des Verbundkonzers und der Gruppe der Landgesellschaften für den Zeitraum 1987 bis 1996. ÖZE (1988), Sonderausgabe – Januar.

/8/ SIMMLER, H.; FENZ, R.: Pumpspeichersymposium am 25. und 26.9.1984 an der TU – Graz. ÖZE 38 (1985), Heft 2.

/9/ www.reports.verbund.at.

/10/ MOSONYI, E.: Die neueste Entwicklung im Bau von Pumpspeicherwerken. ÖWW 19 (1967), Heft 7/8.

/11/ NACKLER,K.: Projekt PSKW „Feldsee“ – Umweltverträglichkeitserklärung, Kärntner Elektrizitäts AG, Klagenfurt, 31.08.2006.

/12/ www.members.magnet.at/alpha-channel/electro/speicher/frag.htm.

/13/ BONAPACE,B.; DROBIR,H.; KRESNIK,E.: Die Unterwasserschächte des Pumpspeicherwerkes Kühtai der Kraftwerksgruppe Sellrain–Silz. ÖWW 31 (1979), Heft 6.

/14/ PRUZSINSZKY, W.: Über die Planung von Pumpspeicherwerken in der Republik Südafrika. ÖWW 28 (1976), Heft 3/4.

/15/ INNERHOFER, G.; EDER, A.; GSTETTNER, R.: The Rodund II pumped-storage scheme in Austria. Water Power (1973), Heft 11.

/16/ BABURIN, B.L.; GLESIN, M.; SCHEINMANN, L.: Pumped-storage power plants, Verlag „Energia“, Moskva, 1978.

/17/ MINOR., H.-E.: Professur für Wasserbau an der ETHZ.

/18/ DROBIR, H.: Studienblätter zur Vorlesung „Konstruktiver Wasserbau 2“, TU – Wien, 2000.

/19/ GIESECKE, J.; MOSONYI, E.: Wasserkraftanlagen – Planung, Bau und Betrieb; „Springer“-Verlag, Berlin, 1997.

/20/ MARTIN, H.; POHL, R.: Technische Hydromechanik 4 – Hydraulische und nummerische Modelle, Verlag „Bauwesen“, Berlin, 2000.

/21/ TOSHEV, D.; PAPAZTSCHEV, I.; ABADZHIEV, Hr.: Handbuch zur Projektierung von hydrotechnischen Anlagen, Verlag „Technika“, Sofia, 1991.

/22/ STEMATU, D.: Checkliste Nr.XX – Sicherheit von industriellen Absetzanlagen, Umweltbundesamt Bundesrepublik Deutschland, 14.02.2006.

/23/ REICH, J.: Betrieb Überörtlicher Hochwasserrückhaltebecken in Baden-Württemberg, WBW Fortbildungsgesellschaft für Gewässerentwicklung mbH, Heidelberg, 2000.

/24/ SIMMLER, H.; FENZ, R.: Pumpspeichersymposium am 25. und 26.9.1984 an der TU – Graz. ÖZE 37 (1985), Heft 1/2.

/25/ REICHL, W.: Hydraulische Aspekte zur Pumpspeicherung . Festschrift, Institut für Wasserwirtschaft und Wasserbau der TU Graz; 1984.

/26/ FAHLBUSCH, F.: Determining diameters of power tunnels and pressure shafts. Water power (1987), Heft 2.

/27/ TSOLOVSKI, T.; NIKOLAEVA, R.: Handbuch zur Projektierung von Wasserkraftsystemen und – anlagen, UABG – Sofia, 1991.

/28/ MARINOV, E.: Hydraulics – lecture notes, UABG – Sofia, 2003.

/29/ BLIND, H.: Wasserbauten aus Beton. Verlag für Architektur und technische Wirtschaften, Berlin 1987.

/30/ SAUER, E.: Energietransport, –speicherug und –verteilung; Handbuchreihe Energie, Band 11. Verlag TÜV Rheinland, Köln 1982.

/31/ STUCKY, A.: Druckwasserschlösser von Wasserkraftanlagen, Springer Verlag, Berlin 1962

/32/ GEYIK, M. P.: FAO watershed managment field manual – Gully control, Heft 13/2, Rome 1986

/33/ Technaqua GmbH: Freibordnachweis für den Planungszustand, Dezember 2006

/34/ WYLIE, B.; STREETER, L.: Fluid transients, McGraw-Hill Inc, USA 1978.

TECHNISCHE UNIVERSITÄT - WIEN

T E I L III

P L A N B E I L A G E N

IVAN PETROV, MN: 0227380

Bestätigung durch den Auftragnehmer

Firmenstempel und rechtsgültige Unterschrift

VERTRAGSGRUNDLAGE

c)			
b)			
a)			
	Datum	Bearbeiter	Änderungsvermerk

Ausschreibungsunterlagen
PSKW Feldsee

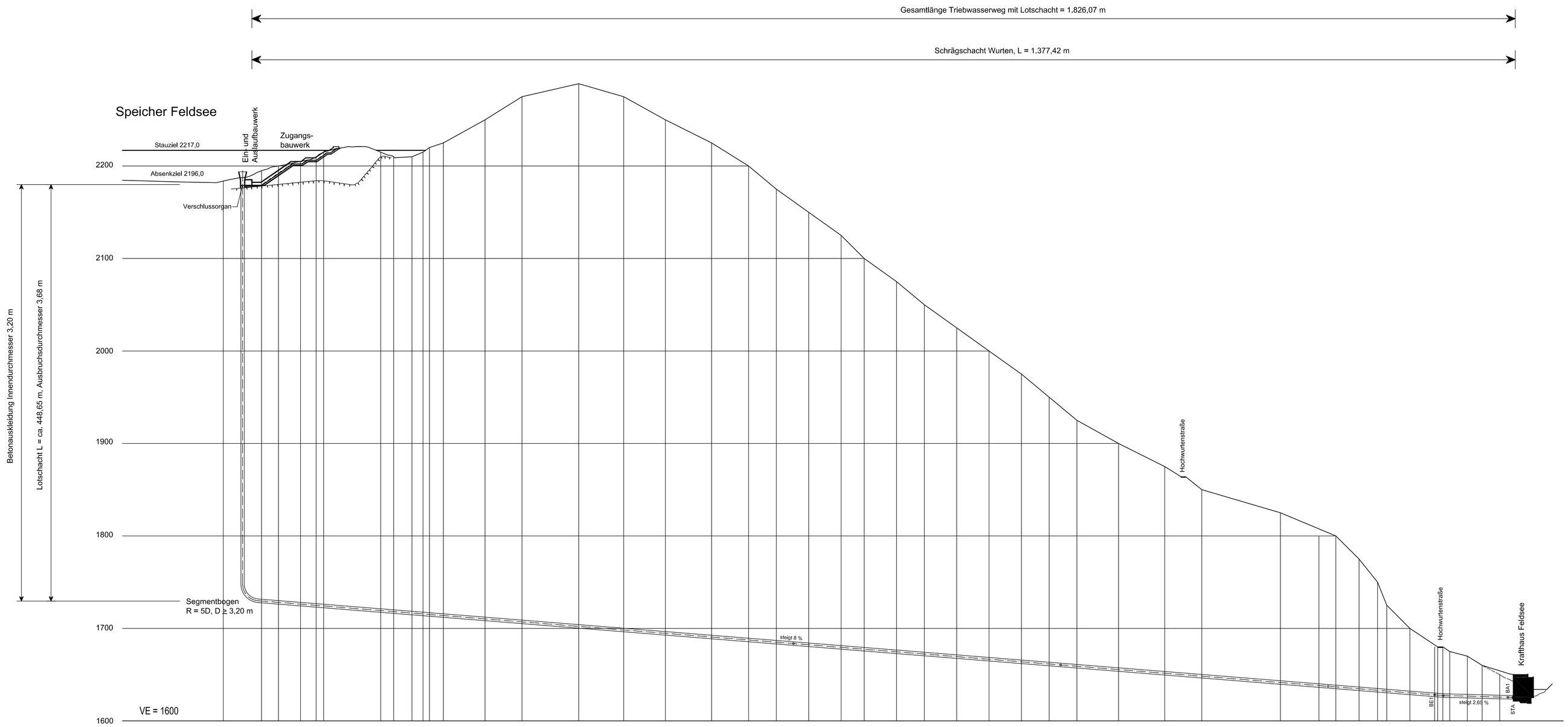
Planinhalt

Lageplan

kelag - Kärntner Elektrizitäts - AG, Arnulfplatz 2, 9020 Klagenfurt

An dieser Zeichnung behalten wir uns die gesetzliche Urheberschutzrechte vor. Ohne unsere Zustimmung darf die Zeichnung weder kopiert , vervielfältigt, noch Dritten zugänglich gemacht werden.

	Datum	Name	Maßstab	Dateiname	J:\PSKW Feldsee\Ausschreibung\Pläne\Fe475s-Druck\Fe475Lageplan.dwg
bearbeitet	Sept. 2006	K e r t h	1 : 2.000	Plannummer	1
geprüft	Sept. 2006				
genehmigt	Sept. 2006				



Stationierung schräge Länge	1.377,42	780,00	490,00	200,00	84,53	75,00	61,00	5,20	0,00
Sohlhöhe	2.178,00 1.729,35	1.681,70	1.658,57	1.635,45	1.626,25	1.625,49		1.623,64	1.623,50
Geländehöhen	2185 2190 2195 2200 2205 2210 2215 2215 2210 2210 2215 2220 2225 2250 2275 2275 2250 2225 2200 2175 2150 2125 2100 2075 2050 2025 2000 1975 1950 1925 1900 1875 1850 1825 1800 1775 1750 1725 1700 1680 1680 1675 1670 1660 1650 1640								
Auskleidung		Betonauskleidung Innendurchmesser 3,00 m	Di = 2,75 m GF-UP - Rohr DN 3.000 mm mit Betoninnenring	Di = 2,55 m GF-UP - Rohr DN 2.800 mm mit Betoninnenring	Di = 2,55 m Stahlrohr DN 2.800 mm mit Betoninnenring		DN 1100 - DN 2550mm Stahlpanzerung mit Innenkonservierung		

Beilage Nr.

Bestätigung durch den Auftragnehmer

. . . . . .

Firmenstempel und rechtsgültige Unterschrift

VERTRAGSGRUNDLAGE

c)			
b)			
a)	25.09.2006	Kerth	Auskleidung Triebwasserweg
	Datum	Bearbeiter	Änderungsvermerk

Ausschreibungsunterlagen
PSKW Feldsee

Planinhalt

Druckschacht Feldsee - Längenschnitt

kelag - Kärntner Elektrizitäts - AG, Arnulfplatz 2, 9020 Klagenfurt

An dieser Zeichnung behalten wir uns die gesetzliche Urheberschutzrechte vor. Ohne unsere Zustimmung darf die Zeichnung weder kopiert , verviefältigt, noch Dritten zugänglich gemacht werden.

	Datum	Name	Maßstab	Dateiname	z:\PSKW Feldsee\Ausschreibung\PBnr. Fe-A75a Druckschacht Längenschnitt
bearbeitet	Sept. 2006	K e r t h	1 : 2.000		
geprüft	Jän. 2006			Plannummer	2
genehmigt	Jän. 2006				

Beilage Nr.

Beglaubigung durch den Auftragnehmer

Firmenstempel und rechtsgültige Unterschrift

VERTRAGSGRUNDLAGE

c)			
b)			
a)	25.09.2006	Km/h	
Datum		Bearbeiter	Änderungsvermerk

PSKW Feldsee

Planinhalt

Geländeaufnahme Wurtenalmspeicher und KH "Feldsee"

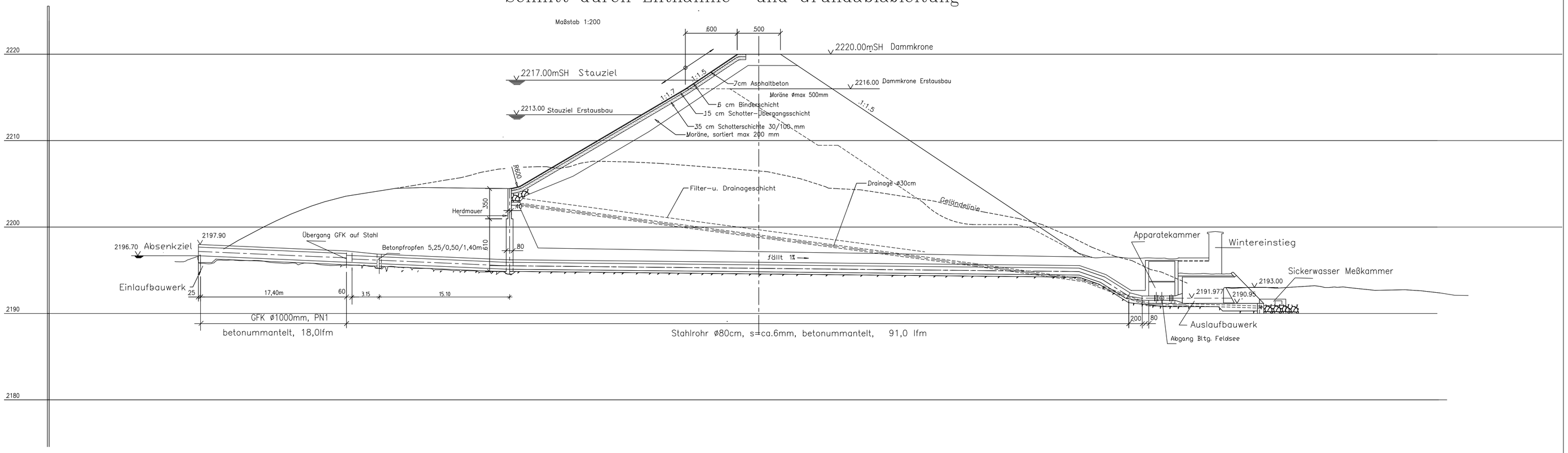
Kelag - Kärntner Elektrizitäts - AG, Arnulfplatz 2, 9020 Klagenfurt

An dieser Zeichnung behalten wir uns die gesetzliche Urheberschutzrechte vor. Ohne unsere Zustimmung darf die Zeichnung weder kopiert - verwendet - noch Dritten zugänglich gemacht werden.

Gezeichnet	Datum	Name	Maßstab	Datei/Anzahl
geprüft	Sept. 2006	K e l t i n	1 : 2.000	2700 Voraussichtsaufnahme Wurtenbaden.dwg
genehmigt				Plannummer 3

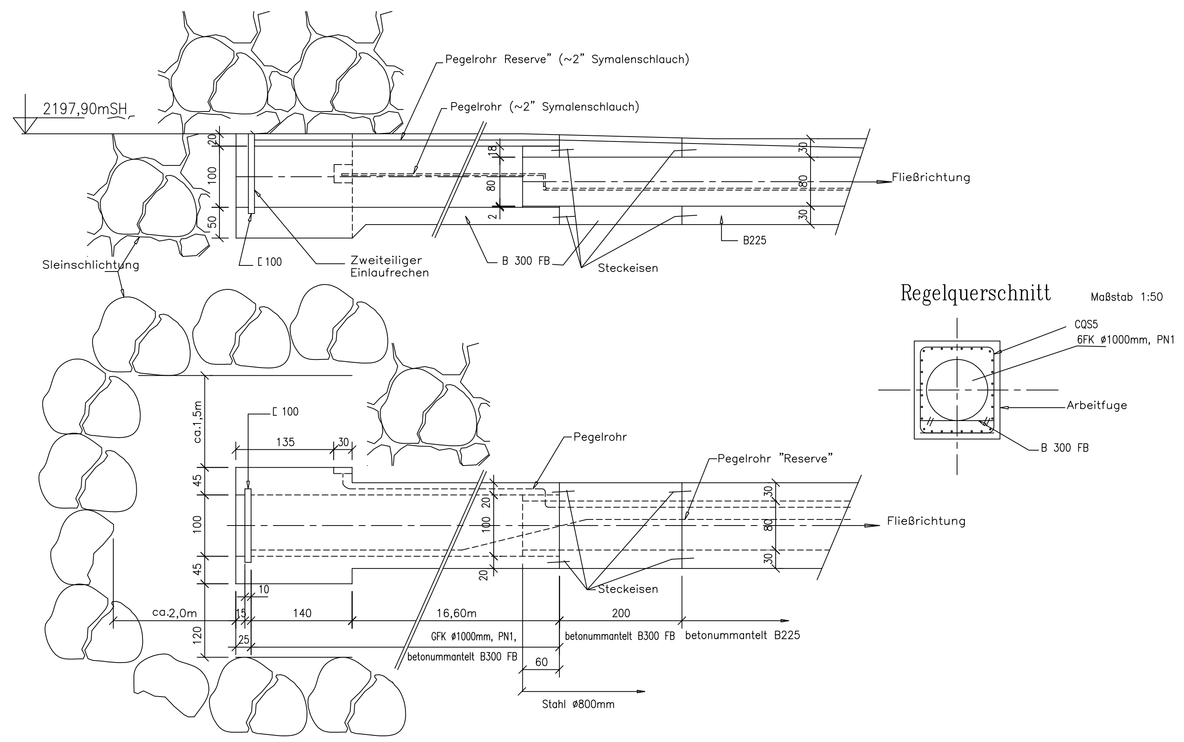
Schnitt durch Entnahme- und Grundablaßleitung

Maßstab 1:200



Feldseedamm Entnahme- und Grundablaßleitung

Maßstab 1:50



Regelquerschnitt

Maßstab 1:50

Beilage Nr.

Bestätigung durch den Auftragnehmer

. . . . . .

Firmenstempel und rechtsgültige Unterschrift

VERTRAGSGRUNDLAGE

c)			
b)			
a)			
	Datum	Bearbeiter	Änderungsvermerk

Ausschreibungsunterlagen

PSKW Feldsee

Planinhalt

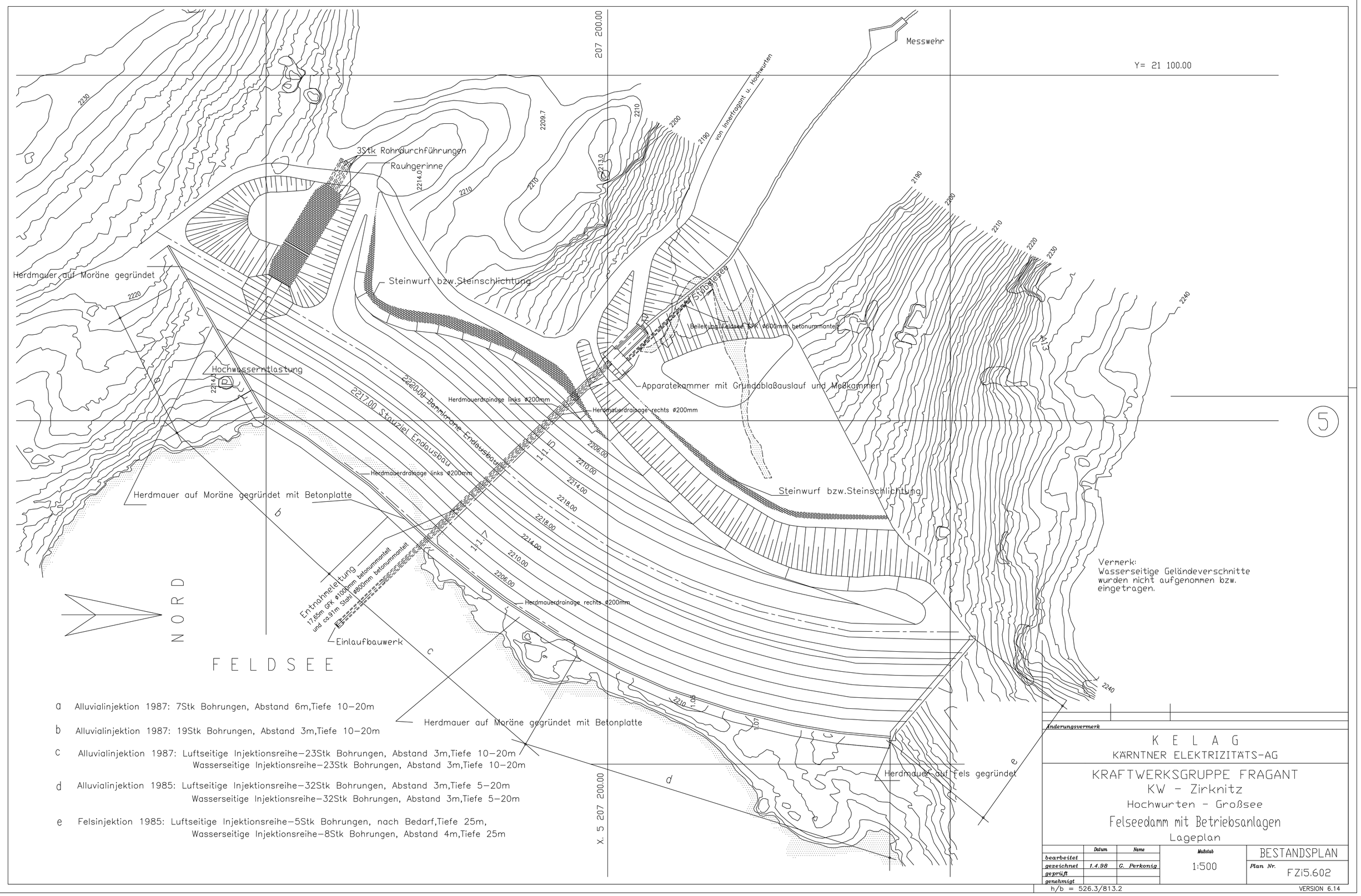
Feldseedamm Entnahme- und Grundablaßltg.; Einlauf

Längenschnitt;Grundriß und Schnitte

kelag - Kärntner Elektrizitäts - AG, Arnulfplatz 2, 9020 Klagenfurt

An dieser Zeichnung behalten wir uns die gesetzliche Urheberschutzrechte vor. Ohne unsere Zustimmung darf die Zeichnung weder kopiert , vervielfältigt, noch Dritten zugänglich gemacht werden.

	Datum	Name	Maßstab		
bearbeitet	26.5.98	Perkonig	1:200,50	BESTANDSPLAN	
geprüft					
genehmigt				Plannummer	4



a Alluvialinjektion 1987: 7Stk Bohrungen, Abstand 6m,Tiefe 10–20m

b Alluvialinjektion 1987: 19Stk Bohrungen, Abstand 3m,Tiefe 10–20m

c Alluvialinjektion 1987: Luftseitige Injektionsreihe–23Stk Bohrungen, Abstand 3m,Tiefe 10–20m
Wasserseitige Injektionsreihe–23Stk Bohrungen, Abstand 3m,Tiefe 10–20m

d Alluvialinjektion 1985: Luftseitige Injektionsreihe–32Stk Bohrungen, Abstand 3m,Tiefe 5–20m
Wasserseitige Injektionsreihe–32Stk Bohrungen, Abstand 3m,Tiefe 5–20m

e Felsinjektion 1985: Luftseitige Injektionsreihe–5Stk Bohrungen, nach Bedarf,Tiefe 25m,
Wasserseitige Injektionsreihe–8Stk Bohrungen, Abstand 4m,Tiefe 25m

Änderungsvermerk

K E L A G
KÄRNTNER ELEKTRIZITÄTS-AG

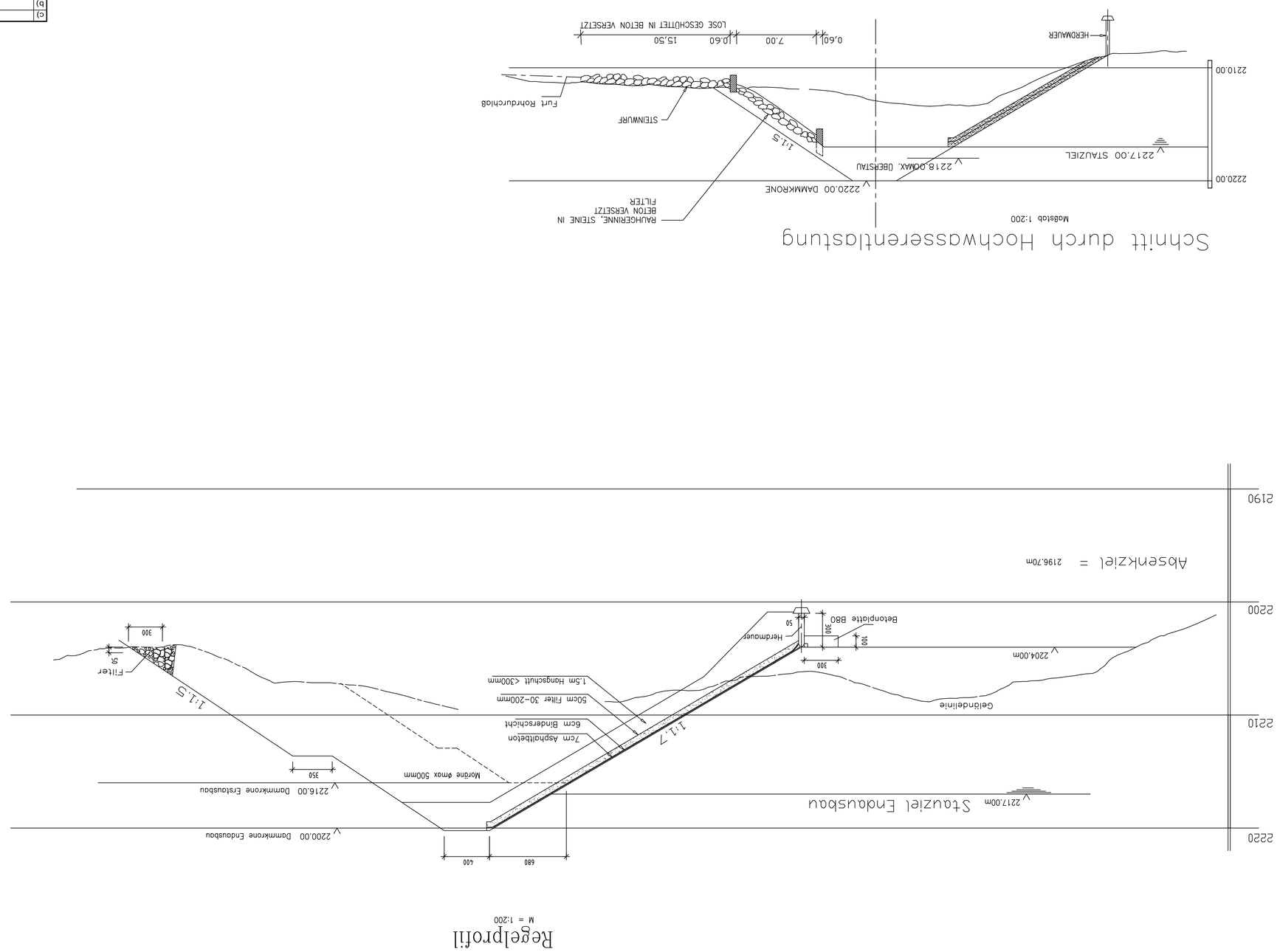
KRAFTWERKSGRUPPE FRAGANT
KW - Zirknitz
Hochwurten - Großsee

Felseedamm mit Betriebsanlagen
Lageplan

	Datum	Name	Maßstab	BESTANDSPLAN
bearbeitet			1:500	Plan Nr. FZi5.602
gezeichnet	1.4.98	G. Perkonig		
geprüft				
genehmigt				

h/b = 526.3/813.2

VERSION 6.14



Bestätigung durch den Auftragnehmer

. . . . . .

Firmenstempel und rechtsgültige Unterschrift

c)			
b)			
a)			
Datum	Bearbeiter	Änderungsvermerk	

Ausschreibungsunterlagen
PSKW Feldsee

Planinhalt

Feldseedamm Regelprofil und Hochwasserentlastug
Schnitte

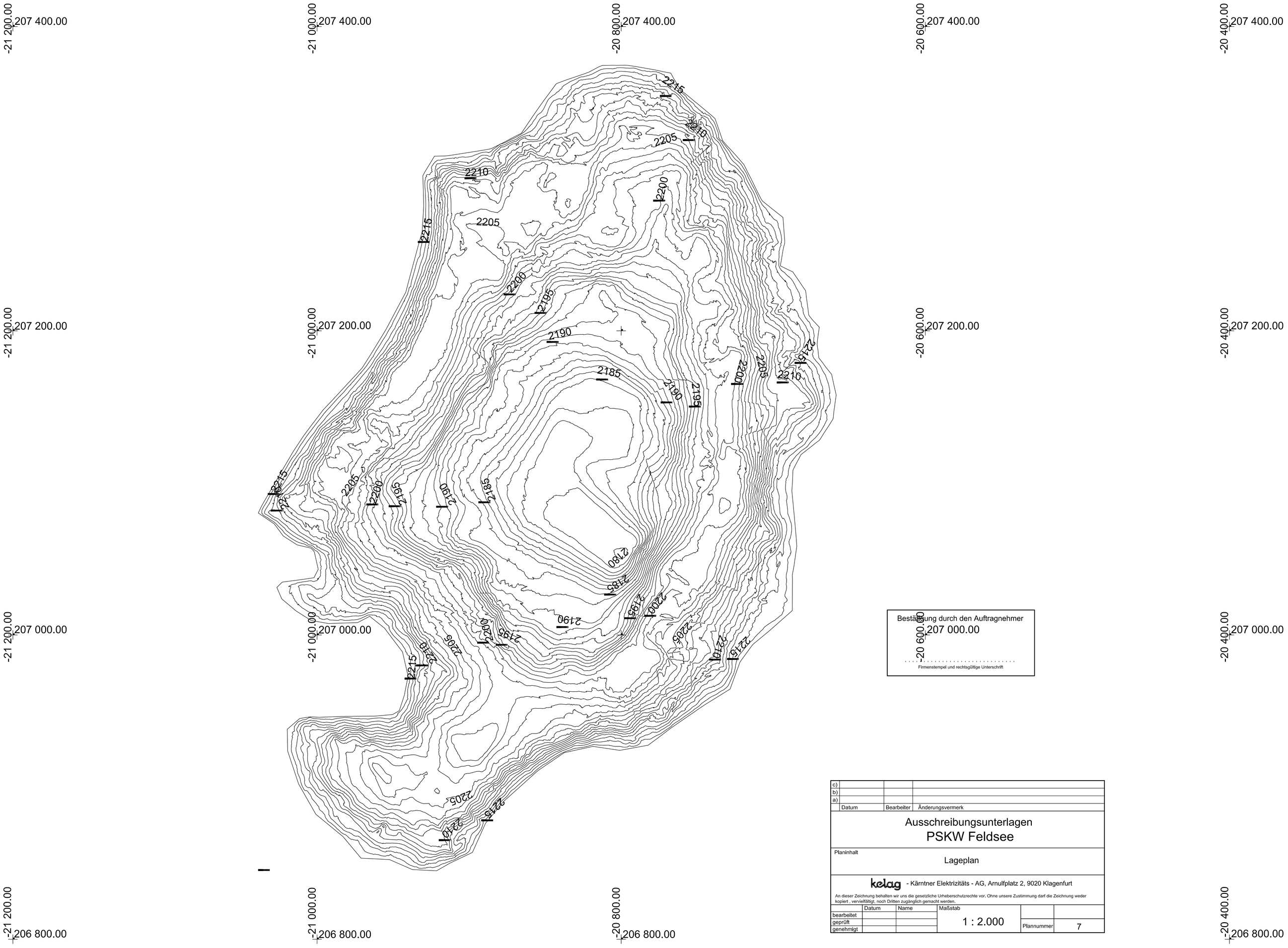
kelag - Kärntner Elektrizitäts - AG, Arnulfplatz 2, 9020 Klagenfurt

An dieser Zeichnung behalten wir uns die gesetzliche Urheberrechtszeichte vor. Ohne unsere Zustimmung darf die Zeichnung weder kopiert, vervielfältigt, noch Dritten zugänglich gemacht werden.

Bearbeitet	Datum	Name	Maßstab
	27.2.98	Pehkonig	1 : 200
geprüft			
genehmigt			

BESTANDSPLAN

Planunnmer 6



Bestätigung durch den Auftragnehmer

Firmenstempel und rechtsgültige Unterschrift

c)			
b)			
a)			
	Datum	Bearbeiter	Änderungsvermerk

Ausschreibungsunterlagen

PSKW Feldsee

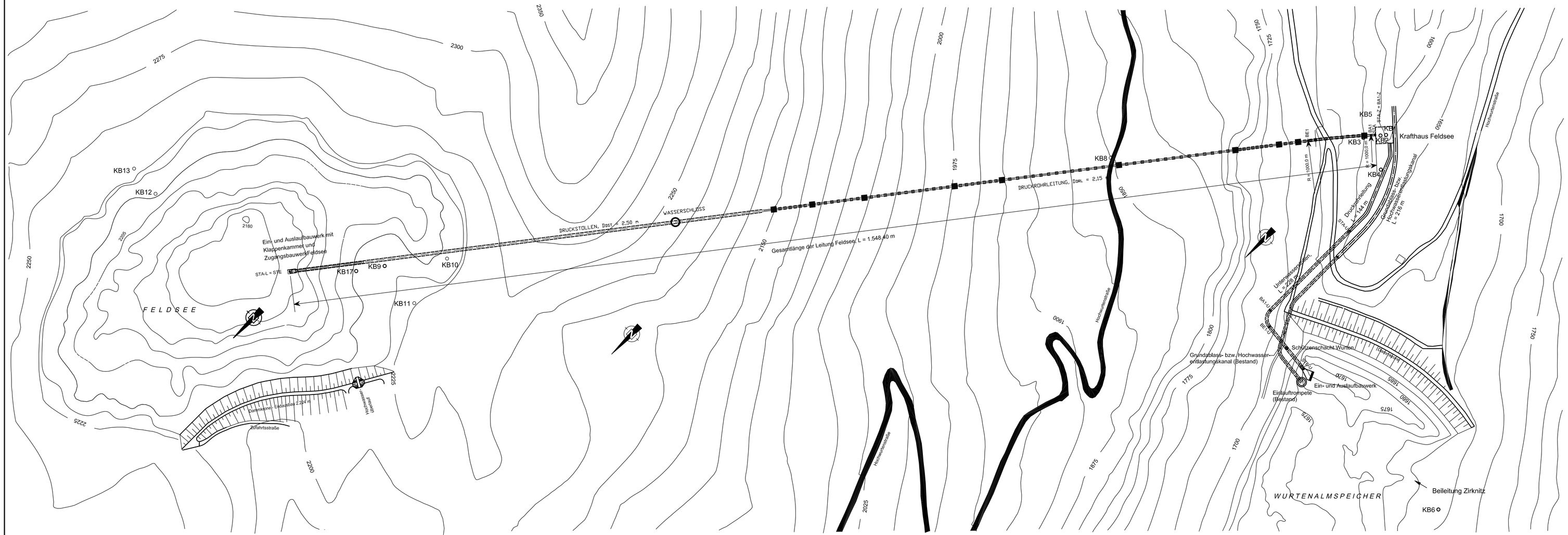
Planinhalt

Lageplan

kelag - Kärntner Elektrizitäts - AG, Arnulfplatz 2, 9020 Klagenfurt

An dieser Zeichnung behalten wir uns die gesetzliche Urheberschutzrechte vor. Ohne unsere Zustimmung darf die Zeichnung weder kopiert , vervielfältigt, noch Dritten zugänglich gemacht werden.

	Datum	Name	Maßstab		
bearbeitet			1 : 2.000		
geprüft				Plannummer	7
genehmigt					



d)			
c)			
b)			
a)	Datum	Bearbeiter	Änderungsvermerk

PSKW Feldsee

Planinhalt

Erhöhung des Feldseedamms

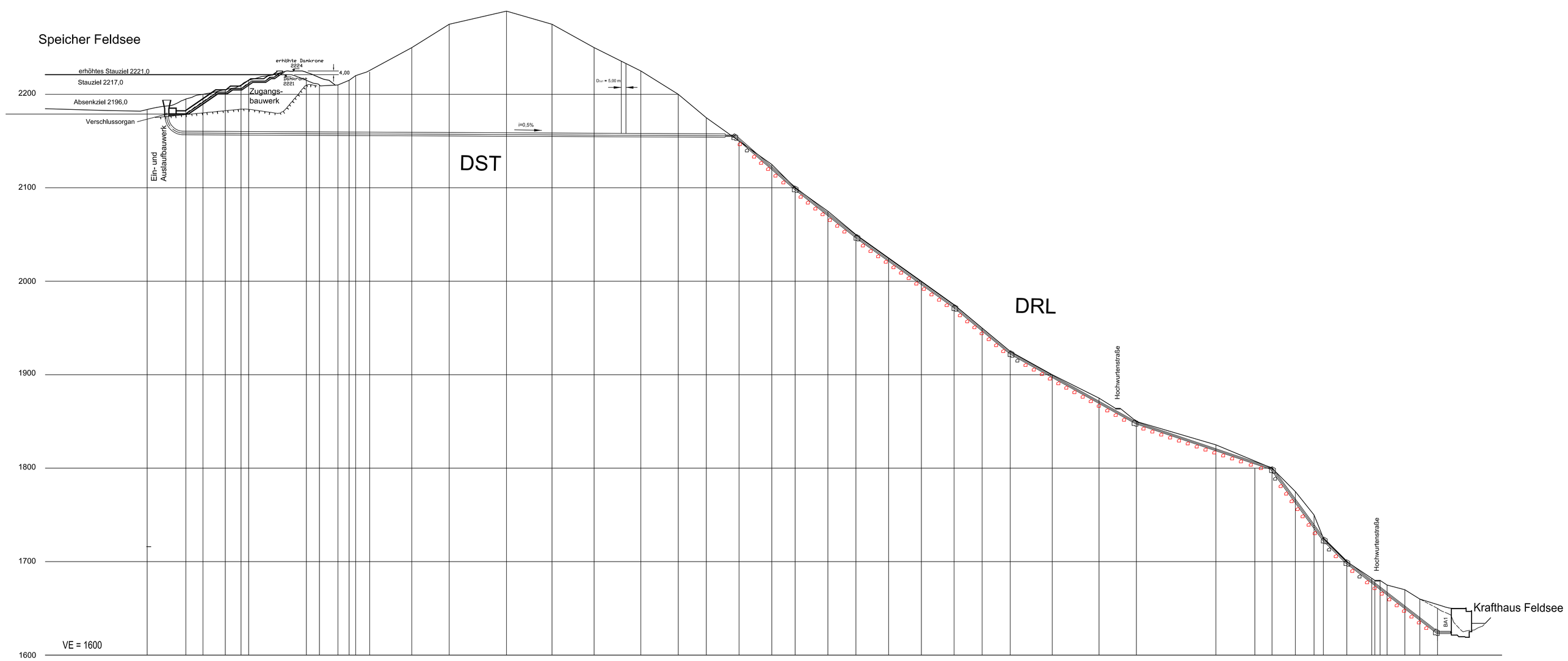
Lageplan des Druckstollens und der Druckrohrleitung

kelag - Kärntner Elektrizitäts - AG, Arnulfplatz 2, 9020 Klagenfurt

An dieser Zeichnung behalten wir uns die gesetzliche Urheberschutzrechte vor. Ohne unsere Zustimmung darf die Zeichnung weder kopiert , vervielfältigt, noch Dritten zugänglich gemacht werden.

	Datum	Name	Maßstab		
bearbeitet	März.2007	I. Petrov	1 : 2000	Plannummer	8
geprüft					
genehmigt					

Längsschnitt der DRL "Feldsee"



Stationierung schräge Länge	1,546,56 — 958,5 — 948,5 — 863,1 — 777,9 — 650,1 — 572,1 — 418,5 — 265,7 — 172,0 — 136,8 — 15,0 — 0,00
Kote der Achse	2.178,80 — 2.158,60 — 2.155,61 — 2.155,61 — 2.099,38 — 2.046,57 — 1.972,40 — 1.922,82 — 1.848,41 — 1.799,59 — 1.724,00 — 1.689,00 — 1.624,40 — 1.623,50
Geländehöhen	2185 — 2190 — 2195 — 2200 — 2205 — 2210 — 2215 — 2215 — 2210 — 2210 — 2215 — 2220 — 2225 — 2250 — 2275 — 2275 — 2250 — 2225 — 2200 — 2175 — 2150 — 2125 — 2100 — 2075 — 2050 — 2025 — 2000 — 1975 — 1950 — 1925 — 1900 — 1875 — 1850 — 1825 — 1800 — 1775 — 1750 — 1725 — 1700 — 1680 — 1675 — 1670 — 1660 — 1650 — 1640
Auskleidung	DST mit Betonauskleidung Innendurchmesser 2,50 m; DI = 2,15 m Druckrohrleitung mit L=958,40 m.

c)			
b)			
a)			
	Datum	Bearbeiter	Änderungsvermerk

PSKW Feldsee

Planinhalt

Druckstollen und DRL "Feldsee" - Längenschnitt

kelag - Kärntner Elektrizitäts - AG, Arnulfplatz 2, 9020 Klagenfurt

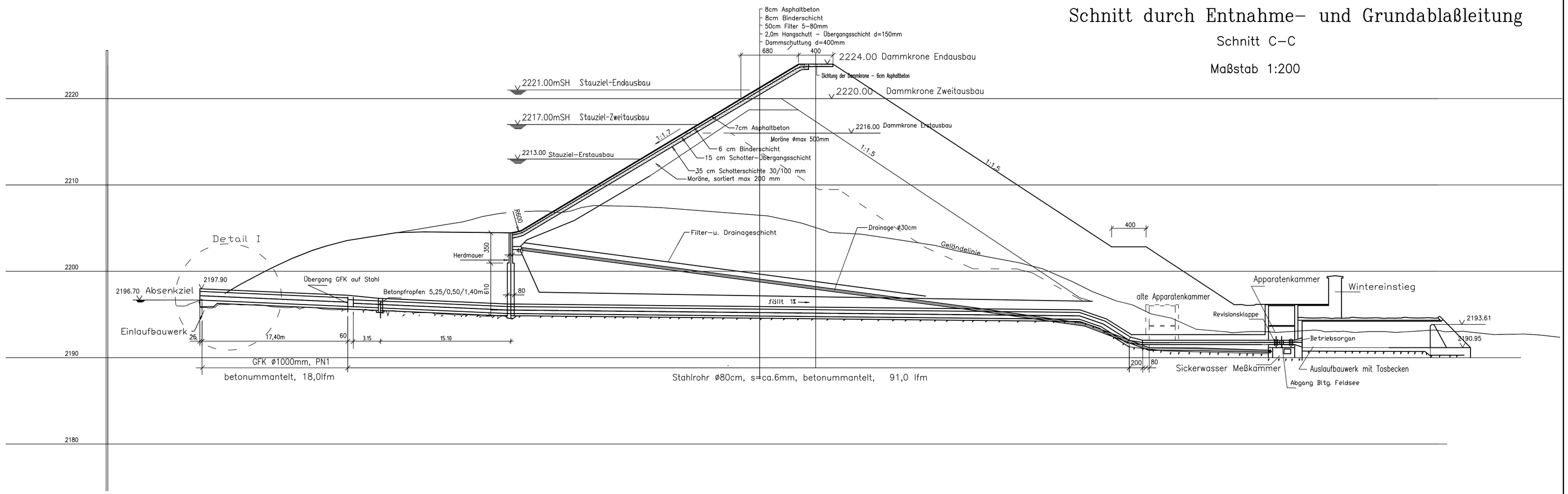
An dieser Zeichnung behalten wir uns die gesetzliche Urheberschutzrechte vor. Ohne unsere Zustimmung darf die Zeichnung weder kopiert , vervielfältige, noch Dritten zugänglich gemacht werden.

	Datum	Name	Maßstab		
bearbeitet	Feb.2007	I. Petrov	1 : 2.000		
geprüft				Plannummer	9
genehmigt					

Schnitt durch Entnahme- und Grundablaßleitung

Schnitt C–C

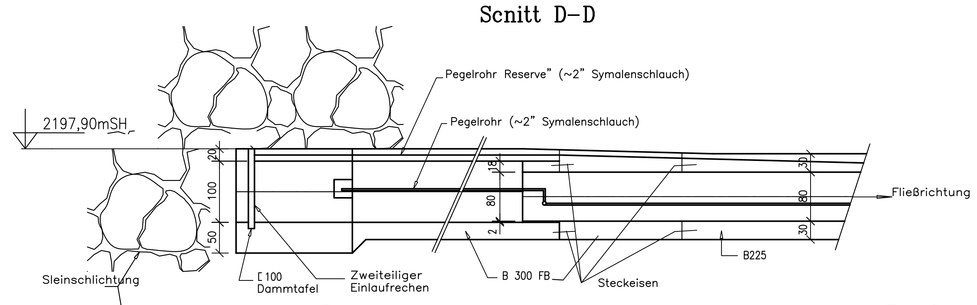
Maßstab 1:200



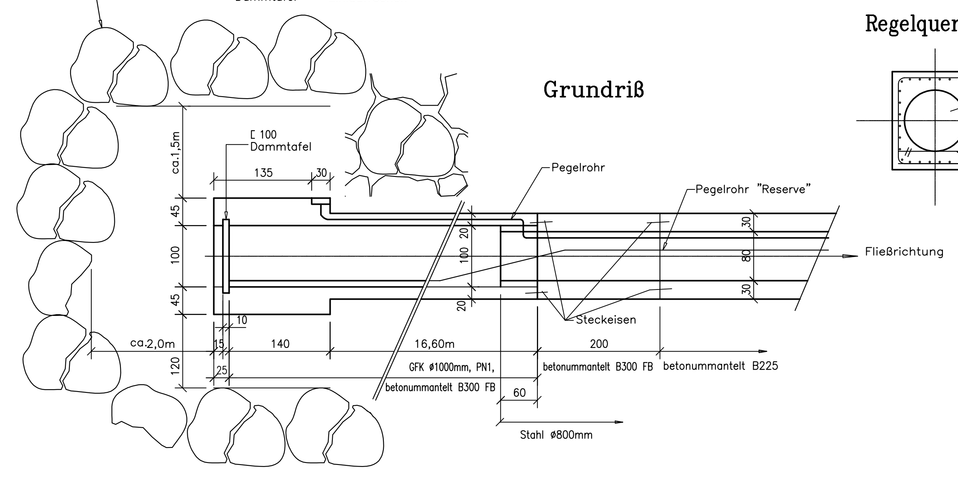
Feldseedamm Entnahme- und Grundablaßleitung (Detail I)

Maßstab 1:50

Scnitt D–D

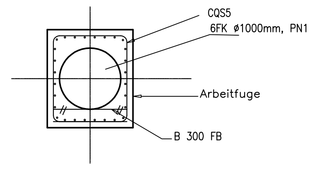


Grundriß



Regelquerschnitt

Maßstab 1:50



d)			
c)			
b)			
a)	Datum	Bearbeiter	Änderungsvermerk

Erhöhung des Feldseedamms

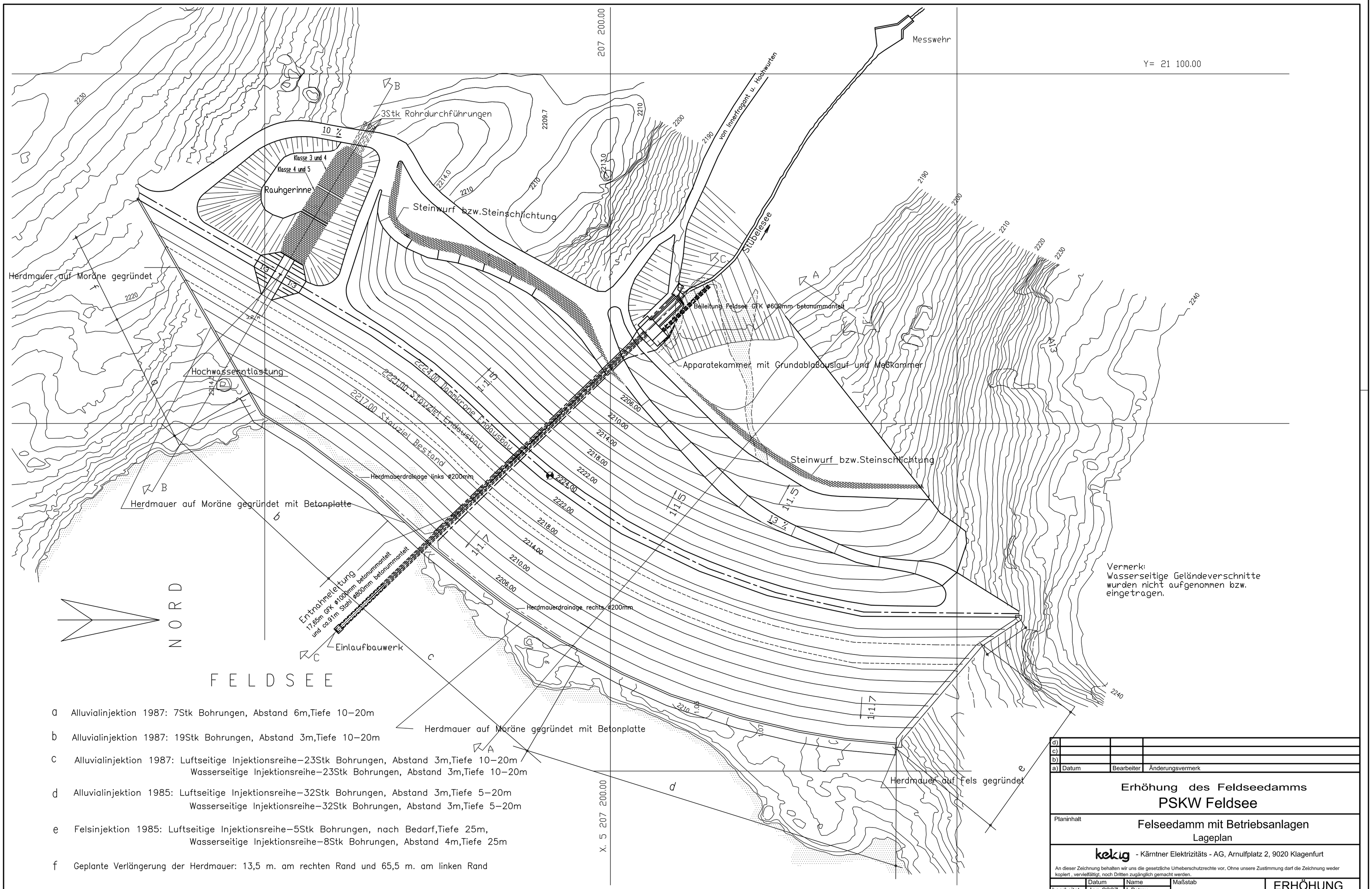
PSKW Feldsee

Planinhalt: Feldseedamm Entnahme- und Grundablaßltg; Einlauf Längenschnitt;Grundriß und Schnitte

kelag - Kärntner Elektrizitäts - AG, Arnulfplatz 2, 9020 Klagenfurt

An dieser Zeichnung behalten wir uns die gesetzliche Urheberschutzrechte vor. Ohne unsere Zustimmung darf die Zeichnung weder kopiert , vervielfältigt, noch Dritten zugänglich gemacht werden.

	Datum	Name	Maßstab		
bearbeitet	März.2007	I. Petrov	1:200,1:50	ERHÖHUNG	
geprüft				Plannummer	10
genehmigt					



a Alluvialinjektion 1987: 7Stk Bohrungen, Abstand 6m,Tiefe 10–20m

b Alluvialinjektion 1987: 19Stk Bohrungen, Abstand 3m,Tiefe 10–20m

c Alluvialinjektion 1987: Luftseitige Injektionsreihe–23Stk Bohrungen, Abstand 3m,Tiefe 10–20m
Wasserseitige Injektionsreihe–23Stk Bohrungen, Abstand 3m,Tiefe 10–20m

d Alluvialinjektion 1985: Luftseitige Injektionsreihe–32Stk Bohrungen, Abstand 3m,Tiefe 5–20m
Wasserseitige Injektionsreihe–32Stk Bohrungen, Abstand 3m,Tiefe 5–20m

e Felsinjektion 1985: Luftseitige Injektionsreihe–5Stk Bohrungen, nach Bedarf,Tiefe 25m,
Wasserseitige Injektionsreihe–8Stk Bohrungen, Abstand 4m,Tiefe 25m

f Geplante Verlängerung der Herdmauer: 13,5 m. am rechten Rand und 65,5 m. am linken Rand

d)			
c)			
b)			
a)	Datum	Bearbeiter	Änderungsvermerk

Erhöhung des Feldseedamms

PSKW Feldsee

Planinhalt

Felseedamm mit Betriebsanlagen

Lageplan

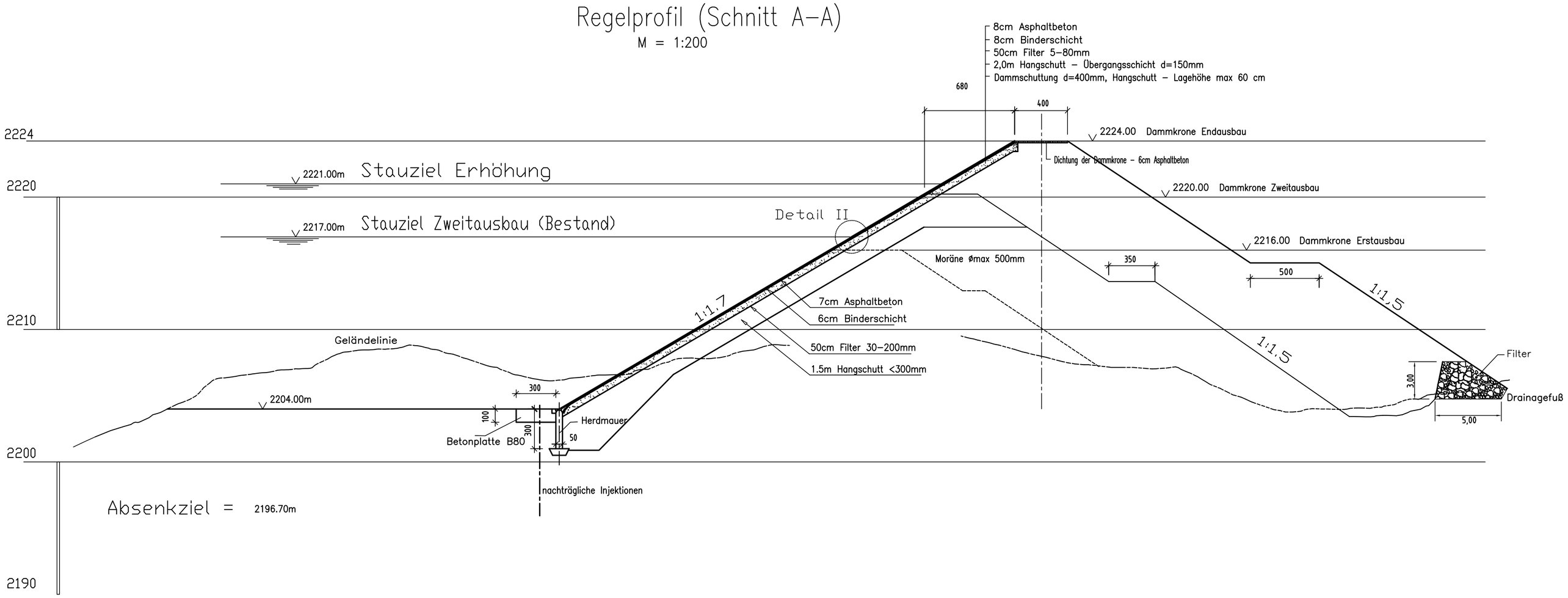
kelag - Kärntner Elektrizitäts - AG, Arnulfplatz 2, 9020 Klagenfurt

An dieser Zeichnung behalten wir uns die gesetzliche Urheberschutzrechte vor. Ohne unsere Zustimmung darf die Zeichnung weder kopiert , vervielfältigt, noch Dritten zugänglich gemacht werden.

	Datum	Name	Maßstab		
bearbeitet	Jan.2007	I. Petrov	1:500	ERHÖHUNG	
geprüft					
genehmigt				Plannummer	11

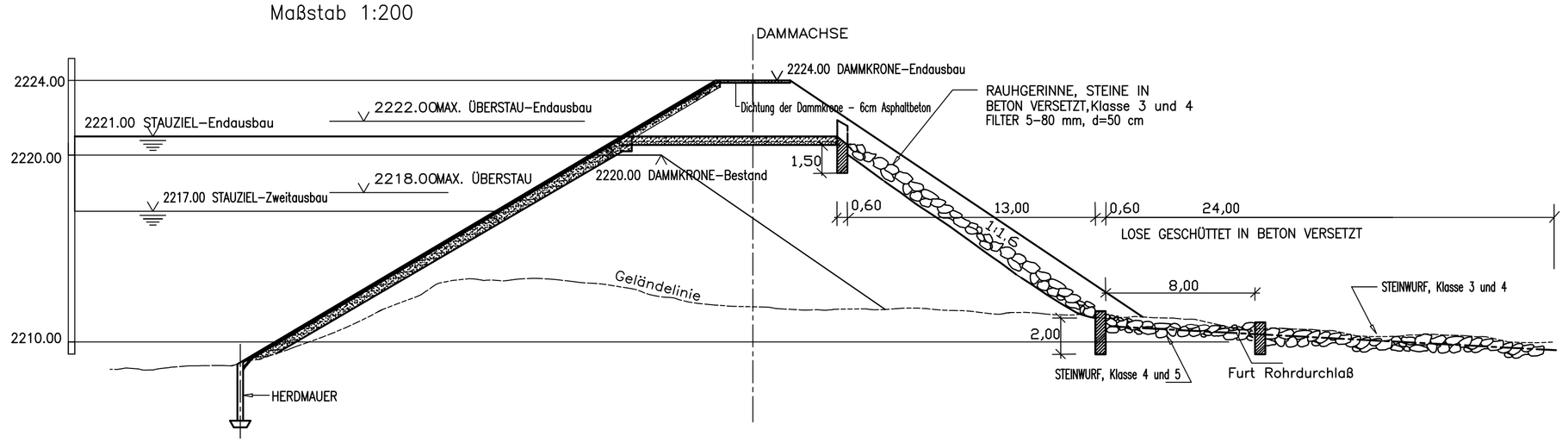
Regelprofil (Schnitt A–A)

M = 1:200



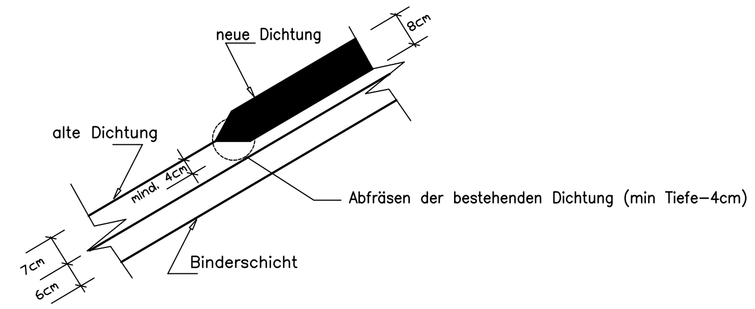
Schnitt durch Hochwasserentlastung (Schnitt B–B)

Maßstab 1:200



Detail II – Dichtunganpassung

M = 1:10



d)			
c)			
b)			
a)	Datum	Bearbeiter	Änderungsvermerk

Erhöhung des Feldseedamms

PSKW Feldsee

Planinhalt

Feldseedamm Regelprofil und Hochwasserentlastung Schnitte

kelag - Kärntner Elektrizitäts - AG, Arnulfplatz 2, 9020 Klagenfurt

An dieser Zeichnung behalten wir uns die gesetzliche Urheberschutzrechte vor. Ohne unsere Zustimmung darf die Zeichnung weder kopiert , vervielfältigt, noch Dritten zugänglich gemacht werden.

	Datum	Name	Maßstab	ERHÖHUNG
bearbeitet	Feb.2007	I. Petrov	1:200	Plannummer 12
geprüft				
genehmigt				