

DIPLOMARBEIT

PROJEKTSTUDIE 2007 FÜR EIN KLEINWASSERKRAFTWERK AM FLUSS „ARDA“

INSTITUT FÜR WASSERBAU UND INGENIEURHYDROLOGIE

an der
Technischen Universität - Wien

unter der Anleitung von:
Univ.Doz. Dr.-Ing. D. KISLIAKOV

Vorgelegt von: Lyubomir Yordanov

Wien, 2007

TECHNISCHE UNIVERSITÄT - WIEN

VORWORT

LYUBOMIR YORDANOV

INHALTSVEZEICHNIS

TEIL I ALLGEMEINE VORAUSSETZUNGEN für DIE PLANUNG.....	1
1. EINLEITUNG	2
1.1 Nutzung von erneubaren Energiequellen (Nationalstrategie zur Entwicklung der Energiewirtschaft und der Energieeffizienz).....	2
1.2 Wasserwirtschaftsdaten.....	3
TEIL II UMFANG DES PROJEKTES für KWKW AM „ARDA“ FLUSS	9
UNTERSUCHUNG EINZELNER VARIANTEN MIT ENTSPRECHENDER BEGRÜNDUNG	
2. KONZEPT, HYDRAULISCHE BEMESSUNG UND KONSTRUKTION DER ANLAGEN EINER WASSERFASSUNG MIT FESTEM WEHR	12
2.1 Wehr.....	12
2.1.1 Tosbecken.....	12
2.1.2 Fischpass	14
2.1.3 Entsanderkammer	14
2.1.4 Einlaufkammer vor der Triebwasserleitung.....	15
2.1.5 Betrieb der Wasserfassung beim Hochwasser.....	15
3. HYDRAULISCHE BEMESSUNG DER TRIEBWASSERLEITUNG IN DEN EINZELNEN VARIANTEN.....	18
3.1 Hydraulische Berechnung des Einlaufbauwerks	18
3.1.1 Daten zum Einlaufteil.....	18
3.1.2 Rechenabmessungen	18
3.1.3 Bestimmung der hydraulischen Verluste.....	19
3.1.4 Bemessung der Entsanderkammer	20
3.1.5 Ermittlung des Sohlgefälles der Entsanderkammer	21
3.1.6 Spülöffnung	22
3.1.7 Bemessung des Wehres.....	23
3.1.8 Ermittlung von h_{nat} nach dem Wehr	26
3.1.9 Bemessung des Tosbeckens.....	28
3.1.10 Ermittlung der Parameter des Fischpasses.....	31
3.1.11 Einlaufbecken	33
3.1.12 Annahme der Parameter der Wasserkammer nach dem Entsander.....	34
3.1.13 Ermittlung der Kote der Einlaufbecken (Variante Freispiegelstollen)	35

3.2 Hydraulische Bemessung der Anlagen des Triebwasserweges (Frespiegelstollen)	38
.....	
3.2.1 Ermittlung der charakterische Wasserspiegel in dem Fluss „Arda“ für die gewählte Lage des Kraftwerkes.....	38
3.2.2 Daten des Freispiegelstollens	40
3.2.3 Vorhof	43
3.2.4 Oberirdisch verlegte Druckrohrleitung des Kraftwerkes am Fluss „Arda“ .	55
3.3 Hydraulische Bemessung der Anlagen der Triebwasserleitung (DRL).....	61
3.4 Hydraulische Bemessung der Triebwasseranlagen (Variante mit oberirdisch verlegtem Kanal).....	62
3.5 Hydraulische Berechnungen in stationärem Betrieb des Kraftwerkes (Vollast)...	64
3.5.1 Reibungsverluste in der Druckrohrleitung	64
3.5.2 Ortsverluste	66
4. AUSWAHL DER TURBINEN- UND GENERATORAUSRÜSTUNG DES KLEINWASSER-KRAFTWERKES UND ÜBERSCHLÄGIGE PLANUNG DES KRAFTHAUSES	69
4.1 Wahl der Turbinenausrüstung des Kleinwasserkraftwerkes am Fluss „Arda“	69
4.2 Projekt zur konstruktiven Gestaltung des Maschinengebäudes	69
4.3 Konstruktive Gestaltung des Krafthauses des Kleinwasserkraftwerkes am Fluss „Arda“ in Abhängigkeit von dem Flussbett	75
5. STATISCHE BEMESSUNG DER VARIANTE OBERIRDISCH VERLEGTE DRUCKROHRLEITUNG	79
5.1 Berechnung des Grenzwiderstandes R.....	79
5.2 Festigkeitsbemessung des Stahlrohres.....	80
5.3 Statische Bemessung des Festpunktes No. 18	85
5.4 Statische Bemessung eines Zwischenauflegers von XXIII. Abschnitt der Druckrohrleitung	90
6. TECHNISH-WIRTSCHAFTLICHER VERGLEICH DER ENTWICKELTEN VARIANTEN UND WAHL DER WIRTSCHAFTLICHSTEN VON IHNEN MIT ENTSPRECHENDER BEGRÜNDUNG	93
6.1 Kenndaten des KWKW-s	93
6.1.1 Nettofallhöhe.....	93
6.1.2 Ausbauleistung	93
6.1.4 Jahresenergieerzeugung.....	93
6.1.4 Jährliche Einnahmen aus Energieerzeugung.....	93

TECHNISCHE UNIVERSITÄT - WIEN

6.2 Investitionskosten.....	93
6.3 Betriebskosten.....	94
6.4 Einnahmen aus Elektroenergie	94
6.5 Jährliche Nettoeinnahmen	94
6.6 Technisch-wirtschaftlichen Indizes der Investitionsveranstaltung	94
6.6.1 Gegenwartswert (aktualisierten) Nettowert (NPV) der Investitionsveranstaltung.....	94
6.6.2 Kostennutzenverhältniss (BCR)	94
6.6.3 Interner Zinsfuß (IRR)	94
7. BESCHREIBUNG DER BAUTECHNOLOGIE ZUM WASSERFASSUNGS-AUSBAU.....	97
7.1 Transportbedingungen.....	97
7.2 Ableiten der Bauwasser.....	98
7.3 Aushubarbeiten	98
7.4 Schalungsarbeiten.....	99
7.5 Bewehrungsarbeiten.....	100
LITERATURVERZEICHNIS.....	102
TEIL III PLANBEILAGEN	103

TECHNISCHE UNIVERSITÄT - WIEN

TEIL I

ALLGEMEINE VORAUSSETZUNGEN
FÜR DIE PLANUNG

LYUBOMIR YORDANOV

1. EINLEITUNG

1.1 Nutzung von erneubaren Energiequellen (Nationalstrategie zur Entwicklung der Energiewirtschaft und der Energieeffizienz)

Erneubare Energiequellen (EEQ) sind Wasser und Wind, Geothermie und die Sonneneinstrahlung sowie Biomasse.

Zur Zeit spielt von diesen Energiequellen nur die Wasserkraft eine bedeutende Rolle bei der Abdeckung des Strombedarfs Bulgariens. Das hydroenergetische Potenzial des Landes hat einen stark ausgeprägten Saisoncharakter, der von den vieljährigen klimatischen Zyklen abhängig ist. Deswegen kann der Anteil der Wasserkraft an der Stromproduktion nicht exakt vorhergesehen werden.

Die jährliche Stromproduktion aus den Wasserkraftwerken in einem Jahr schwankt zwischen 2,53 - 3,5 TWh/a.

Das Potenzial für Einrichtung von Kleinwasserkraftwerken ist verhältnismäßig gut untersucht. In den letzten Jahren beobachtet man ein Wachstum des Interesses bei Privatanlegern, in den Bau von Kleinwasserkraftwerken zu investieren.

Die anderen erneubaren Energiequellen, wie Sonnenenergie, Windstromproduktion, Biomasse, geothermale Energie, Lebens- und Industrieabfälle, unabhängig von ihrer, zur Zeit, unwesentlichen Rolle auf der gesamten Energiebilanz, sind eine moderne Richtung der Energiepolitik. Die Nutzung der erneubaren Energiequellen, einschließlich die Einrichtung von Kleinwasserkraftwerken, kann von kleinen und mittelgrossen Privatunternehmen erfolgen, um damit ihren eigenen Strombedarf zu befriedigen, oder um in das Landstromnetz einzuspeisen.

Eine zielgerichtete Politik wird vorausgesetzt. Mit der Einführung der Marktprinzipien im Energiebereich und mit der Liberalisierung der Strompreise, wird das Interesse der Investoren an erneubare Energiequellen rasch steigen.

1.2 Wasserwirtschaftsdaten

- allgemeine Informationen über den Fluss „Arda“

Der Fluss „Arda“ ist der größte rodopische Fluss und ist einer der größten Zuflüsse des Flusses „Maritsa“. Die Fläche seines Einzugsgebiets bis zur Staatsgrenze beträgt 5.201 km². Er entspringt am Gipfel „Ardin vrah“, fließt durch ein tiefes Tal bis zu der bulgarisch – türkischen Grenze und mündet in den Fluss „Maritsa“ auf türkischem Territorium neben der Stadt Odrin ein. Die Grenzen seines Einzugsgebiets sind in großen Zügen mit den folgenden geographischen Koordinaten bestimmt: 41°10' bis 41°50' nördliche Breite und 24°30' bis 26°30' östlicher Länge. Die Koordinaten sind entsprechend 41°26'00" nördliche Breite und 24°36'40" östlicher Länge, bei einer Kote von 1.455 m ü.A. Die Länge des Flusses „Arda“ bis zu der Grenze beträgt 241 km, wo er die Koordinaten 41°33'20" nördliche Breite und 26° 09' 10" östlicher Länge, bei einer Kote von 62 m ü.A., besitzt. Trotz seines Gebirgscharakters, hat die „Arda“ ein kleines Gefälle von 5,8‰ und verhältnismäßig großen Mäandrierungskoeffizient von 1,90. Der Fluss „Arda“ hat ungefähr 25 Zuflüsse. Die wichtigsten sind die „Vrabnitsa“ mit einer Einzugsgebiet von 1.203 km² und einer Länge gleich 98 km, und die „Krumovitsa“ – Einzugsgebiet von 671 km² und Länge von 58 km.

- Relief des Flussgeländes von „Arda“:

Das Flussgelände des Flusses „Arda“ nimmt den östlichen Teil des Rodopi-Gebirges ein. Hier duckt sich das Gebirge graduell von Westen nach Osten. Die „Arda“ mit ihren Zuflüssen verlängert zwischen zwei Hauptwasserscheiden: eine – die nördliche, Nord-östliches Rodopi genannt, das beim Gipfel G. Perelik (2.191 m ü.A.) beginnt und die „Arda“ von dem von „Maritsa“ trennt. Die andere Kette – die südliche, Süd-östliches Rodopi genannt, beginnt auch beim Gipfel G. Perelik. Im äußersten östlichen Teil zwischen den Städten Krumovgrad und Ivaylovgrad ergibt sich eine Agabelung aus, die bei Kote von 702 m ü.A. anfängt und das Flussgelände des Flusses „Arda“ von dem des Flusses „Biala reka“ trennt.

Die östlichen Rodopi sind eine stark zerteilte und vielfältige Gebirgskette. Das ist einer der wesentliche Unterschiede im Vergleich zu den nördlichen Rodopi, welche ein mittelhohes Gebirge sind. Die östlichen Rodopi sind niedrig: Höhen mehr als 2.000 m ü.A. trifft man nur in ihrem westlichen Teil – Gipfel Perelik. Im Osten verringern sich die Höhen (100 – 200 m ü.A. in der Odrin'sche Tiefebene). Im Verlauf der „Arda“ zwischen den Wasserscheiden gibt es viele

TECHNISCHE UNIVERSITÄT - WIEN

Hügel und kuppelförmige Höhen, die ganz verschiedene Richtungen und Lagen haben. Das Ardatal und überhaupt die östlichen Rodopi, die ein stark zerteilte Gebirge sind, haben in viele Talausbreitungen in Form von Talkesseln. Solche sind: am Anfang von Fluss „Arda“ der Talkessel des Dorfes Smilian, danach der grosse Kardzhali Talkessel, im Osten liegt Schirokopolje und noch einige unwesentliche Talkessel. Beim Fluss „Vrabnitsa“ sind die wichtigsten Talkessel: Zlatogradska, Kirilenksa, Kirkovska und Momtschilgradska. Im Flussgebiet von „Krumovitsa“ (Burgasdere) ist der Talkessel „Krumovitsa“ von grössere Bedeutung.

- Aufforstung im Flussgelände von „Arda“

Das Flussgelände der „Arda“ war eines des best aufgeforsteten Gebieten in Bulgarien. Aber in Folge planlose und rücksichtsloser Nutzung ist der größte Teil der Wälder abgeholzt. Heute sind ausgedehnte Flächen gerodet oder mit sehr niedrigem Pflanzenwuchs bedeckt. 2.170 km² des Flussgebietes sind von Nadel- und niedrigwachsenden Bäumen bedeckt. Das sind ca. 40% der ganzen Fläche des Einzugsgebietes. Die Nadelwälder sind auf den südöstlichen Teil der Zentral Rodopi konzentriert, während die niedrigwachsenden sich hauptsächlich in den Grenzgegenden und bei dem unteren Lauf der „Arda“ befinden.

Der obere Lauf der „Arda“ ist vergleichsweise schwach aufgeforstet; kaum 35% bis zu Stadt Rudozem. Hier herrschen die Nadel- und teilweise die niedrigwachsenden Wälder vor.

Am schwächsten aufgeforstet ist der Fluss „Arda“ in seinem mittleren Lauf, wo es nur einzelne kleine Wälder gibt. Ausnahme ist nur der südliche Grenzstreifen mit einer Breite von 5 – 10 km. Dieses Gebiet, in der Nähe von dem oberen Lauf der Zuflüsse „Vrabnitsa“ und „Krumovitsa“, ist von dicken niedrigwachsenden Wäldern bedeckt. Nach der Einmündungen des kleinen Flusses „Kulidzhyska“ in „Arda“, der als natürliche Grenze zwischen der aufgeforsteten und nicht aufgeforsteten Teile dient, haben die niedrigwachsenden Wälder schon eine gewisse Verbreitung (Prozent der Aufforstung liegt bei 70%). Dieses Charakter das Flussgelände bleibt bis zu Grenze erhalten, d.h. bis zum Fluss „Arda“ das bulgarische Territorium verlässt.

- Tal und Flussbett von „Arda“

Das Fluss „Arda“ beginnt beim nördlichen Fuß des Gipfels „Ardin“ (1.730 m ü.A.). Er hat eine kleine Quelle und formt sich aus den Abflüssen einzelne Bäche. Ganz am Anfang der Fluss ist einer Gebirgsbach, der zwischen waldreichen Hängen, mit einem grossen Gefälle fließt. In

seinem obersten Teil ist die „Arda“ tief im Tal eingeschnitten und bildet steile Hänge mit einer Seitenneigung von ca. $30^\circ - 35^\circ$. Das Längsgefälle im oberen Lauf ist sehr groß - 189‰, aber danach verkleinert es sich rasch und bei Rudozem ist schon 8‰.

Von Dorf Arda ab fließt der Fluss schon in einem Tal mit steilen Hängen (ungefähr 40°) und einer Breite von 100 – 150 m. Bei der Stadt Smolian verbreitet sich das Tal bis 300 m. Der Fluss macht schon klar sichtbare Mäander, manche von denen sind stark entwickelt (bei Rudozem). Nach Smolian verengt sich das Tal sehr, seine Gestalt ist fast wie ein Canon und die Neigung der Hänge ist mehr als 40° . Das Flussbett ist ca. 25 – 30 m breit und der Boden in dem ganzen Bereich ist kiesig-sandiger.

Der Charakter des Tales bleibt auch im Bereich von Rudozem gleich. Der rechte Hang ist steiler (35°) und der linke – flacher ($15-20^\circ$). Der Fluss macht schon sehr geschwungene Mäander. Auf den Hängen erscheinen Felsbereiche, die auf der inneren Seite der Mäander liegen. Die Hänge sind fast unbewachsen und stellenweise mit Geröllhalden bedeckt.

Nach der Einmündung des Flusses „Beli izvor“, tritt die „Arda“ in eine lange, felsige und schwerpassierbare Klamm. Der rechte Hang ist mit Laubbaumen aufgeforstet und der linke – mit Geröllhalden bedeckt. Der Fluss fließt schon durch ein tiefes und vergleichsweise steinreiches Flussbett (50 – 60 m), das der Talboden einnimmt. In diesem Bereich mäandriert der Fluss sehr oft und stark.

Bei dem Dorf Avramovo fängt der Stausee der Talsperre „Kardzhali“ an. Bis zu der Grenze gibt es drei große Talsperren – „Kardzhali“, „Studen kladenec“ und „Ivaylovgrad“.

o Niederschläge und Fließgewässer

Die Niederschläge in diesem Gebiet sind reichlich. Die Niederschläge in Form von Schnee und die Perioden mit negativen Temperaturen bewirken Niedrigabflüsse in deren Zeit Baumaßnahmen durchgeführt werden können.

o Feststofftransport

Der spezifische Feststofftransport eines Fließgewässers ist die Menge der unlöslichen Materialpartikeln, die durch einen bestimmten Querschnitt des Fließgewässers in einer bestimmten Zeit fließt. Diese Menge in 1 l Wasser bezeichnet man als Konzentration „s“ (mg/l, gr/m³) und die Menge pro Sekunde – als „R“ (gr/s, kg/s). Der Feststofftransport besteht aus dem Schweb und dem Geschwemmsel. Der Hauptteil des Sedimenttransportes (55 -85%) besteht aus Schweb , der je noch mit veränderliche Konzentration „s“ transportiert wird.

Der Gesamtmodul des Feststoffabtrages in den Flüsse Bulgariens ändert sich am häufigsten von 10 - 15 bis 300 - 400 (t/gr.km²). Seiner Mittelwert für Bulgarien ist MR(Bg) = 125 t/gr.km², und die mittlere Tiefe der weggespülten Bodenschicht beträgt h_{wsl} = 0,079 mm/an. Der Feststofftransport ist wegen des Felsbodens des Flusses „Arda“, der Aufforstung und der Rasenbedeckung des zum Fluss gehörigen Gebietes unwesentlich.

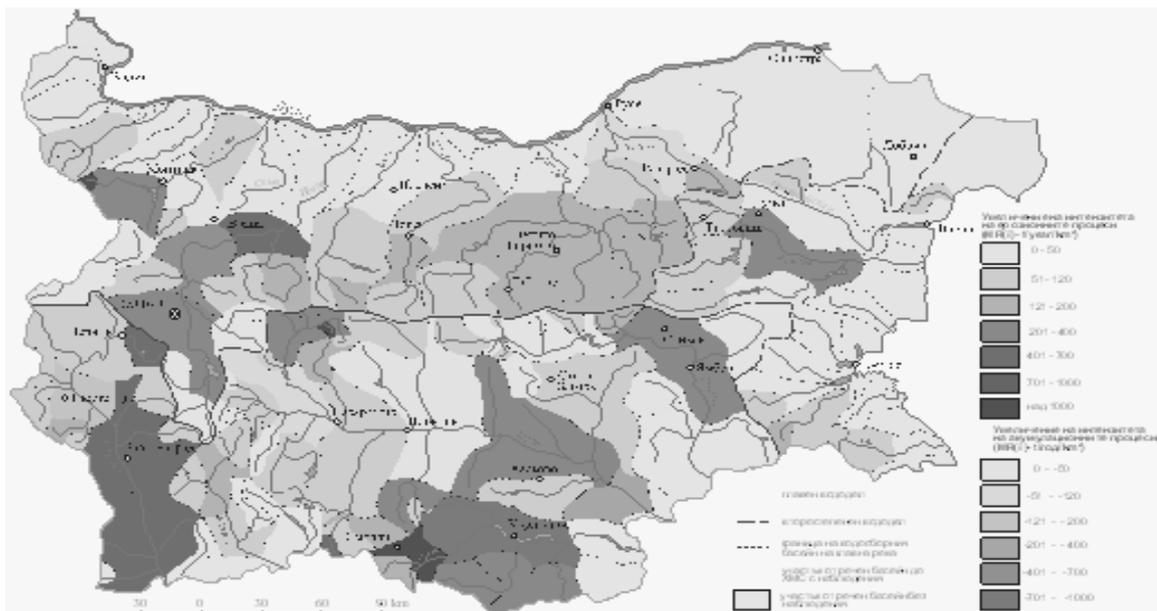


Abb.: 1.1 Differenzenmodul des Feststoffabtrages der Flüsse in Bulgarien - nach G.Gergov und C. Karagiozova

- o Maximaler, minimaler und mittel jährlicher Abfluss

Der mittlere Abfluss der „Arda“, gemäß hydrologischer Stationen, ändert sich in breiten Grenzen. Die nordliche Zuflüsse – „Malka Arda“ und „Tscherna“ sind im Bereich gleichen $1,588 - 2,146 \text{ m}^3/\text{s}$. Der Fluss Arda in der Nahe von Rudozem und dem Dorf Vechtino ist gleich $4,407 - 16,213 \text{ m}^3/\text{s}$. Das entspricht den südlichen Zuflüssen des Elchovska Flusses, des Flusses „Warbitsa“ bei Dzebel und des Flusses „Krumovitsa“ ($2,062 \text{ m}^3/\text{s} - 16,58 \text{ m}^3/\text{s} - 7,32 \text{ m}^3/\text{s}$). Nach der selben Weise lassen sich auch die Änderung der Abflüsse , der „Arda“ verfolgen. Bei der „Vrabnitsa“ ergeben sich Oberlauf bei dem Dorf Erma reka, im Mittellauf (bei dem Dorf Varli dol) und Unterlauf $0,333 \text{ m}^3/\text{s} - 7,267 \text{ m}^3/\text{s} - 16,58 \text{ m}^3/\text{s}$. Mit der Ergebnissen der hydrologischen Analyse, sowie auch von den monatlichen Bilanzen der drei Talsperren, wurden die monatlichen natürlichen Abflüsse der „Arda“ rekonstruiert. Die mittleren Mehrjahreswerke bei der „Arda“ in der Nahe von „Kardzhali“ Talsperre und bei der staatlichen Grenze schwanken zwischen $29,8 \text{ m}^3/\text{s}$ und $72,6 \text{ m}^3/\text{s}$.

Die Schwankungen des mittljährlichen Abflusses während des beobachteten Zeitabschnittes liegen innerhalb breiter Grenzen. Für die „Arda“ bei Vechtino sind die Grenzen zwischen $6,534 \text{ m}^3/\text{s}$ und $26,0 \text{ m}^3/\text{s}$ und für die „Vrabnitsa“ bei Dzebel liegen sie zwischen $4,912 \text{ m}^3/\text{s} - 37,4 \text{ m}^3/\text{s}$. Die mittlere quadratische Abweichung des Jahresmittes für diese zwei Bereiche liegt bei $4,974 \text{ m}^3/\text{s} - 7,099 \text{ m}^3/\text{s}$.

Man stellt eine deutliche Abhängigkeit des Jahresmittes von der Meerehöhe und dem Mittelmeerklima fest.

Die Abflüsse haben auch eine deutliche Abhängigkeit von der Meereshöhe und der Nähe zum Ägäischen Meer. Die höchsten Einzugsgebiete im Süden haben die größten Werte, wie die „Elhovska“ bei Rudozem und die „Goliama“ beim Dorf Erma reka ;sie sind entsprechend gleich $24,6 \text{ l/s.km}^2$ und $24,8 \text{ l/s.km}^2$.

Mit niedrigerer Meereshöhe und in Richtung Norden schwanken die Werte für die „Arda“ bei Rudozem und dem Dorf Vechtino im Bereich von $17,1 \text{ l/s.km}^2$ und $17,7 \text{ l/s.km}^2$. Für den „Malka Arda“, der am nordlichsten liegt und für die Flüsse „Varbitsa“ und „Krumovitsa“ schwanken die Werte zwischen $13,9 \text{ l/s.km}^2$ und $14,7 \text{ l/s.km}^2$. Das Minimum der Werte beträgt bei dem niedrigeren Einzugsgebiet des „Biala“ Flusses (in der Nahe des Dorfes Dolno Lukovo) und ist gleich $11,7 \text{ l/s.km}^2$.

Der minimale jährliche Abfluss des „Arda“ Flusses liegt in der Nahe von Rudozem bei $1,685 \text{ m}^3/\text{s}$ und beim Dorf Vechtino bei $6,534 \text{ m}^3/\text{s}$. Bei der „Kardzhali“ Talsperre beträgt der minimale Abfluss $12,53 \text{ m}^3/\text{s}$ und in der Nahe der staatlichen Grenze sind es $27,01 \text{ m}^3/\text{s}$. Für die

nordlichen Zuflüsse schwanken die minimale Werte zwischen $0,606 \text{ m}^3/\text{s}$ und $2,04 \text{ m}^3/\text{s}$. Bei den Flüssen „Tscherna“ und „Malka Arda“ und für die südlichen Zuflüsse „Vrabnitsa“ und „Krumovitsa“ betragen die Werte $4,912 \text{ m}^3/\text{s}$ bis $2,827 \text{ m}^3/\text{s}$. In diesem Fall beobachtet man auch eine mit der Meereshöhe verbundene Gesetzmäßigkeit.

- Hochwasser

Die Hochwasserwellen in der „Arda“ entstehen aus Niederschlägen mit Schmelzwasser.

Sie entstehen meistens im Frühling und im Winter. Hochwasserwellen aus intensiven Niederschläge während des Sommers und Herbstes , sind nicht ausgeschlossen.

Das Bemessungshochwasser, für den geplanten Wasserfassungsquerschnitt des Kleinwasserkraftwerkes an der „Arda“, ist gleich: $Q_{1\%} = 580 \text{ m}^3/\text{s}$

- Restwassermenge (ökologische)

Wird durch die Fischtreppe gesichert und hilft das ökologische Gleichgewicht zu bewahren, eine ungehinderte Migration der einzelnen Fischarten zu sichern, sowie auch den Fluss als solchen zu erhalten.

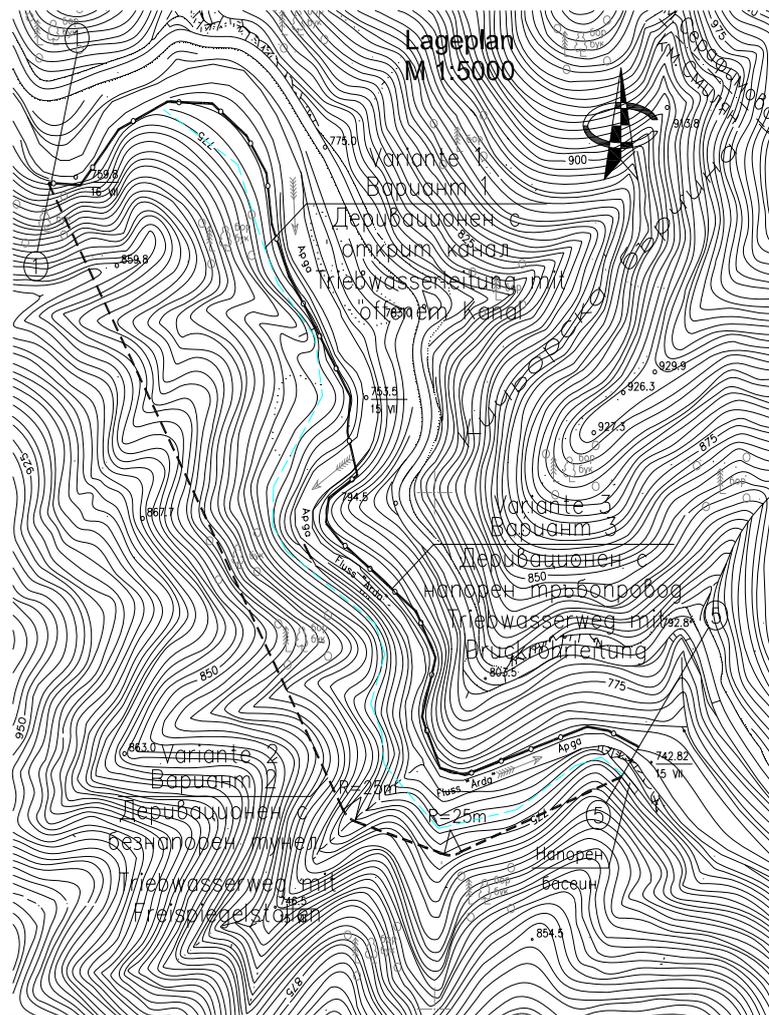
Bei der Ermittlung der Restwassermenge wurde folgende Anforderung eingehalten: Gemäß neulich erarbeiteten Richtlinien zur langfristigen Entwicklung der Wasserkraftverwaltung in Bulgarien , besteht die allgemeine Empfehlung , dass das Restwasser mindestens 10% der Abflusswassermenge betragen muss. Für den Bereich des Kleinwasserkraftwerkes wird $Q_{\text{Rest}} = 350 \text{ l/s}$.

II. UMFANG DES PROJEKTES für KWKW AM „ARDA“ FLUSS laut Aufgabenstellung:

- Untersuchung einzelner Varianten mit entsprechender Begründung;
- Konzept, hydraulische Bemessung und Konstruktion einer Wasserfassung mit festem Wehr;
- Hydraulische Bemessung der Triebwasserleitung entsprechend der einzelnen Varianten;
- Auswahl der Turbinen- und Generatorausrüstung des Kleinwasserkraftwerkes und überschlägige Planung des Krafthauses;
- Statische Untersuchung und Bemessung einer oberirdisch verlegten Druckrohrleitung im Rahmen der jeweiligen Variante;
- Technisch-wirtschaftlicher Vergleich der entwickelten Varianten und Wahl der wirtschaftlichsten mit entsprechender Begründung
- Beschreibung der Bautechnologie zum Wasserfassungsausbau.

1. UNTERSUCHUNG EINZELNER VARIANTEN MIT ENTSPRECHENDER BEGRÜNDUNG

Das Projektziel ist die Variantenstudie von Kleinwasserkraftwerken am „Arda“. Die Ausnutzung des hydroenergetischen Potenzials des Flusses von Kote 759,45 m ü.A. (Kote des Flußsohle beim Wehr) bis zur Kote 733,24 m ü.A. (Kote Auslauf des KWKW) muss gesichert werden. In Rahmen der Projektstudie sind drei Varianten des Wasserkraftsystems in Hinblick auf die Triebwasserleitung zu untersuchen. Nach Ausarbeitung der drei Varianten wird die beste Variante (die optimale), auf Grund der vorläufigen topographischen, hydrologischen und ingenieur-geologischen Untersuchungen, ausgewählt.



1.) Die erste Variante der Schemenentwicklung besteht aus folgenden Anlagen: Wasserfassung – Triebwasserkanal – Vorhof – kurze Druckrohrleitung – Kraftwerk

Die Wasserfassung ist ein Bauwerk, das der Entnahme von Wasser aus einem Fließgewässer dient. Mit Hilfe eines Wehres wird das Wasser gestaut (in unserem Fall besteht das Wehr aus zwei Teilen –festes und bewegliches) und so werden die notwendigen Wassermengen durch Seitenentnahme abgelehnt. Wasser und kleines Geschiebe fällt durch die Spalten des Reches in den darunter liegenden Wehrkanal. Über den Querkanal kommt dieses Wasser-Geschiebegemisch in die Entsanderkammer, wo es zu einer Verringerung der Strömungsgeschwindigkeit kommt und damit zu einer Verkleinerung der Schleppekraft. Die Feststoffe beginnen sich abzusetzen und bleiben in der Entsanderkammer liegen. Von dort können diese Geschiebeablagerungen zu bestimmten Zeitpunkten abgespült werden. Dann kommt es zu der Einlaufkammer vor der Triebwasserleitung (die Variante Triebwasserkanal). Die

Betriebsverhältnisse der Wasserfassung bei dem Bemessungshochwasser führen weiter zur vorläufigen Ablehnung dieser Schemenlösung.

2.) Das Schema zweiter Variante besteht aus Wasserfassung – Freispiegelstollen – Vorhof – kurze Druckrohrleitung. Die Anlagen der Wasserfassung sind dieselben wie in der ersten Variante mit Unterschied im Aufbau. Es ist zusätzlich eine Trennwand möglich. Sie soll der Erhaltung der Strömung mit freier Oberfläche im Freispiegelstollen dienen, entsprechend der Vermeidung einer Einstauung des Stollens. Die Entscheidung, ob das Kraftwerk bei Hochwasser überhaupt gefahren wird, bleibt beim Betreiber. Die technische Möglichkeit dies zu vermeiden soll gewährleistet werden.

3.) Dritte Variante wäre Wasserfassung – Druckrohrleitung – Kraftwerk.

Grundsätzliches Ziel einer Triebwasserleitung ist es bekanntlich, eine möglichst kurze Verbindung zwischen der Wasserfassung und dem Krafthaus zu schaffen. Daher kommen vollständig gefüllte, unter Druck stehende Rohrleitungen zum Einsatz.

2. KONZEPT, HYDRAULISCHE BEMESSUNG UND KONSTRUKTION DER ANLAGEN EINER WASSERFASSUNG MIT FESTEM WEHR

Die Wasserfassung mit Wehr und Seitenentnahme hat zum Ziel, eine ununterbrochene Ableitung der notwendigen Wassermenge vom Fluss in die Triebwasserleitung bis zu der Größe der Ausbauwassermenge zu sichern. In gegebenem Fall sind folgende Kenndaten bekannt:

- $Q_{\text{Ausbau}} = 3,8 \text{ m}^3/\text{s}$ – Ausbauwassermenge des KWKW “Arda”;
- $Q_{\text{Rest}} = 350 \text{ l/s}$ – ökologische Restwassermenge;
- $Q_{1\%} = 580 \text{ m}^3/\text{s}$ – Hochwasserwelle mit Überschreitungswahrscheinlichkeit 1%;

Die Wasserfassung besteht aus folgenden Anlageteilen:

- Wehr
- Tosbecken
- Fischpass
- Entsanderkammer
- Einlaufbecken
- Betrieb der Wasserfassung bei Hochwasser

2.1 Wehr

Das Wehr besteht aus zwei Teilen: bewegliches – liegt auf Seite der Wasserfassung und ist mit zwei Tafelverschlüssen (2 x 2,5m) versehen , und festes Teil.

Das bewegliche Wehr sperrt das Flussbett im gewählten Profil ab und sichert das Umleiten der notwendigen Wassermengen zu den Einlaufbauwerk des Entsanders. Dort nach einer Ablagerung der Feststoffe wird das Wasser in die Triebwasserleitung geleitet.

Das feste Wehr (18.00m) wird aus Beton B15 errichtet .

Die Höhe des Wehrs ist 1,50 m und wurde den Anforderungen an die Entsanderspülung und zur Sicherung des notwendigen Wassereinzuges angepasst.

2.1.1 Tosbecken

Das Tosbecken dient der Energieumwandlung und dem Schutz des Flussbereichs unmittelbar nach dem Wehr. Drei Arten von Tosbecken sind möglich: einfaches Tosbecken, Toswand oder Kombination der beiden.

In Rahmen der vorliegenden Diplomarbeit ist eine Energieumwandlung mit der Hilfe von einem einfachen Tosbecken nur mit Toswand geplant. Dies wurde auf die Hochwasserwelle $Q_{1\%} = 580 \text{ m}^3/\text{s}$ ausgelegt. Die Wahl einer Toswand wurde zu Einrichtung einer 1,00 m hohen Wand führen, die praktisch als ein zweites Wehr erscheint. Auf den anderen Seite würde sie das Spülen der Sedimente und die Migration der Fische erschweren. Deswegen ist in unserem Fall die Toswand in diesen Bereichen durchschnitten und als nebeneinander stehende Störkörper ausgebaut (Siehe Abb.:2.1).

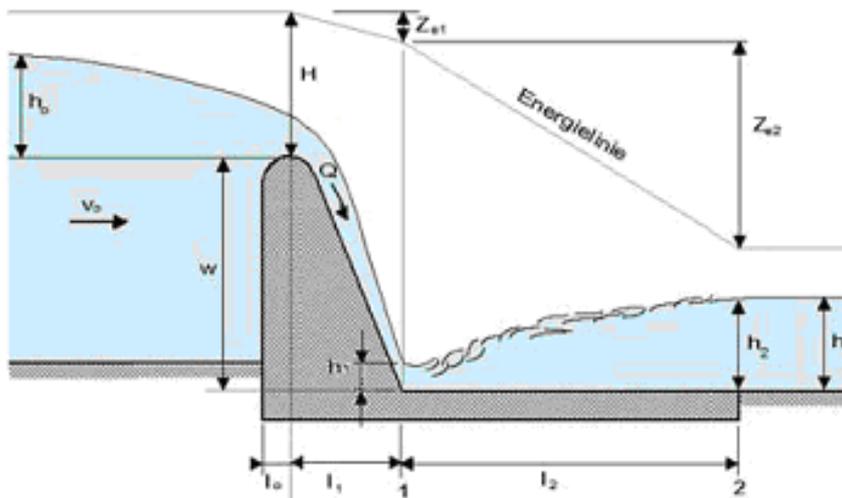


Abb.: 2.1 Energieumwandlung im Tosbecken (Literaturverz. #1)

Die Länge des Tosbeckens ist in unmittelbarer Abhängigkeit von der Länge des Wechsprungs. Wegen des Eintauchens des Wechsprungs, muss die Länge des Tosbeckens kleiner als die Länge des vollkommenen Wechsprungs sein.

Folgendes ist zu empfehlen:

$$l_{TB} = (0,7 \div 0,8) \cdot l_{WS} = 18,00 \text{ m} - \text{Länge des Tosbeckens}; [\text{Quelle: siehe Literaturverz. \#1}]$$

2.1.2 Fischpass

Der Fischpass hat zum Ziel die notwendige Wassermenge zum Halten des ökologischen Gleichgewichts durchzuführen (Restwassermenge $Q_{\text{Rest}} = 350 \text{ l/s}$). Dies passiert mit der Hilfe einer Öffnung, deren Breite $b_{\text{Öff}} = 0,70 \text{ m}$ und deren Höhe $h_{\text{Öff}} = 0,40 \text{ m}$ beträgt. Danach wurden die hydraulischen Verluste in der Öffnung mit der Hilfe der Formel für getauchten Auslauf bestimmt.

Wegen der kleinen Höhe des Wehres ($H_{\text{Wehr}} = 1,50 \text{ m}$), die Verluste infolge der Öffnung ist es zweckmäßiger, statt Beckenpass einen Schlitzpass mit vertikalen Schlitzen anzuwenden ($h_{\text{FP}} = 0,40 \text{ m}$ – angenommene Höhe des Fischpasses; $b_{\text{FP}} = 0,70 \text{ m}$ – angenommene Breite des Fischpasses), der mit abgeschrägten Wänden in Fließrichtung geplant wurde. (Die ausführliche Ermittlung der Anlagenparameter ist im Teil 3.1.10. durchgeführt worden.)

2.1.3 Entsander

Die Schwebstoffe plus geringere Menge Geschiebe, die durch den Rechen des Einlaufbauwerks durchgehen, kommen in den Entsander.

Der Zweck des Entsanders ist diese Feststoffe abzulagern, da sie sonst in die Triebwasserleitung und danach in die Turbinen geraten und dort eine schnelle Abnutzung ihren Schaufeln vorrufen.

Die Entsander bestehen aus 3 Kammern. Hat sich in der Entsanderkammer zu viel Geschiebe gesammelt, wird der Spülschütz geöffnet und das Sediment ausgespült. Drucksensoren in der Sohle der Entsanderkammer veranlassen diese Prozedur. Ein rasches und wirkungsvolles Spülen des in der Entsanderkammer abgelagerten Geschiebes ist dann nur möglich, wenn die Spülöffnung ohne Rückstau durchströmt wird. Es ist daher sinnvoll, die Spülöffnung grosszügig anzulegen. Aufgrund der durchgeführten vorläufigen Berechnungen zeigt sich, dass eine 60 cm hohe Spülöffnung den vorgesehenen Spülablaß durchführen kann.

Es wurde angenommen, dass sich im Entsander Partikel mit einer Korngröße $d \geq 0,5 \text{ mm}$ absetzen. Die Arbeitslänge wurde so bestimmt, dass das Sedimentpartikel auf der Wasseroberfläche am Anfang des Entsanders nach einer gewissen Zeit „t“ auf den

Entsanderboden sinkt. Jedes Teilchen hat horizontale und vertikale Geschwindigkeit. Die vertikale Absetzgeschwindigkeit infolge der turbulenten Strömung wird mit dem Beiwert „n“ verkleinert. (Die ausführliche Ermittlung der Anlagenparameter ist im Teil 3.1.4. durchgeführt worden.)

2.1.4 Einlaufbecken

Der Einlaufbecken hat zum Ziel den kontinuierlichen Abfluß der Ausbauwassermenge in die Druckrohrleitung zu sichern.

Die Kote des Bodens des Vorhofes wurde nach der folgenden Formel bestimmt:

$$\nabla_{\text{BDK}} = \nabla_{\text{WS}_{\text{Kammer}}^{\text{Q}_{\text{Aus}}}} - h_{\text{Res.}} - \Delta h_{\text{s}} - D_{\text{DRL}} - h_{\text{Schwelle}}$$

Die Breite der Druckkammer ist gleich $B_{\text{DK}} = 11,00 \text{ m}$.

Höhe des Einlaufbeckens ist $H_{\text{DK}} = 3,50 \text{ m}$.

2.1.5 Betrieb der Wasserfassung bei Hochwasser

Üblicherweise wird für den Betrieb der Wasserfassung bei Hochwasser ein Streichwehr im Bereich des Entsanders vorgesehen. Seine Aufgabe ist es, im Zusammenhang mit der formulierten hydraulischen Randbedingungen am Ende des Entsanders (d.h. maximal zulässiger Durchfluß), den Rest der in das Entnahmebauwerk einfließenden Wassermenge zurück in den Fluß abzuleiten. Zu vielen Fällen kann im Bereich der Verbindungskammer am Einlauf der folgenden Triebwasserleitung eventuell auch ein zweites Streichwehr vorgesehen werden. Dies kann der Fall sein, wenn die Ausbauwassermenge der Triebwasserleitung bei Hochwasser nicht überschritten werden darf.

Ein betrachteten Fall ist grundsätzlich kein solches Streichwehr notwendig. Die Anordnung eines solchen Streichwehres wäre eigentlich sinnlos, da es bei Hochwasser ganz bald rückgestaut wäre (von der Seite des Flusses).

Beim Bemessungshochwasser $HQ_{100} = 580 \text{ m}^3/\text{s}$ ist die berechnete Tiefe im Flussbett unmittelbar nach dem Tosbecken etwa 5,80 m, die Tiefe im Tosbecken selbst hat fast den

gleichen Wert. Das bedeutet , dass ein Streichwehr (oder zwei solche Streichwehre) in den Tat gar nicht funktionieren würde.

Die oben dargelegten Überlegungen verlangen eine nähere Betrachtung der notwendigen Lösung des Betriebs der Wasserfassung beim Bemessungshochwasser, und zwar in Verbindung mit den im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Varianten der Triebwasserleitung:

- Freispiegelstollen: Es ist gut bekannt , dass die Einstauung eines Freispiegelstollens vermieden werden soll. D.h. eine minimale (normengeregelte) Reserve zwischen der höchsten Wasserspiegellage im Stollenquerschnitt und der Scheitel soll bei allen Betriebesverhältnisse sichergestellt sein. Im konkreten Fall ist aber die Wasserspiegellage im Fluss bei HQ100 höher als die Scheitel vom Einlaufquerschnitt des Freispiegelstollens. Diese Bedingungen verlangen , dass Wasserzufluss zum Stollen bei Hochwasser unterbrochen wird. Andererseits aber soll diese Massnahme nur bei hohen Werten der Hochwasserwelle unternommen werden. Deshalb kann folgende Lösung hier vorgeschlagen werden:

- 1) Die Seitenwände des Entsanders und die Bedienungsstege der Wasserfassung sollen auf einer Höhenlage ausgebaut werden , die oberhalb der Wasserspiegellage im Fluss liegt , entsprechend bei Berücksichtigung des Einflusses des Absperrbauwerks , d.h. der Wehranlage im Flussbett.
- 2) Die Steuerung der beiden Tafelschütze der Wehranlage soll so ausgeführt werden , dass bei Erhöhung der Wassermenge im Fluss erstens das eine Schütz , und dann das andere so schrittweise aufgemacht werden , dass kein Wasser über die Wehrkrone überläuft. Der Wasserspiegel aber soll dabei so hoch nahe der Wehrkrone bleiben , wie möglich. Wenn schon die beiden Tafelschütze vollkommen offen (d.h. hochgezogen) sind , und das Wasser über die Wehrkrone überläuft , soll das Entnahmebauwerk mit Hilfe des Schützes dort geschlossen werden , so dass kein Wasser mehr in den Entsander einläuft. Dieses Verfahren lässt sich automatisieren , und auf dieser Weise kann der Querschnitt des Freispiegelstollens vor Einstauung geschützt werden.

- Triebwasserkanal: Bei dieser Art der Triebwasserleitung ist auch eine Überschreitung der vorgesehenen höchsten Wasserspiegellage im Kanalquerschnitt (natürliche mit entsprechender Reserve) nicht zulässig. Um dies zu gewährleisten, kann hier die gleiche Vorgehensweise mit den Tafelschützen der Wehranlage und am Entnahmebauwerk empfohlen werden, wie oben beim Freispiegelstollen beschrieben. Bei der Automatisierung des Betriebes dieser Verschlussorgane soll aber eine sehr grosse Zuverlässigkeit sichergestellt werden, da die eventuellen Folgen eines Versagens auch schwer sein könnten.

- Druckrohrleitung: Bei dieser Variante fängt die Druckrohrleitung direkt von einer kleinen Druckkammer nach dem Überfall am Ende des Entsanders an. Hier kann das Bemessungshochwasser im Fluss die Durchlässigkeit der Druckrohrleitung kaum beeinflussen (mit Ausnahme des kleinen Fallhöhenanstieg dabei), da der Durchfluss in der Druckrohrleitung eigentlich vom Turbinendurchfluss geregelt wird. Ob der Kraftwerksbetreiber dabei entscheidet, den Kraftwerk wegen der Wasserverschmutzung abzustellen, kann hier nicht diskutiert werden. Wichtig ist, dass die Wasserspiegellagen im Fluss und in der Wasserfassung in diesem Fall die Triebwasserleitung weder konstruktiv, noch betriebsbezogen beeinträchtigen.

Es muss jedoch betont werden, dass der Abfluss in der Freispiegelleitung (Freispiegelstollen oder Triebwasserkanal) natürlich auch vom Turbinenabfluss gesteuert wird. Wichtig ist aber dabei nur, dass die Wasserspiegellagen am Einlaufquerschnitt der Triebwasserleitung nicht den jeweilig vorgeschriebenen Grenzwert überschreiten. Dass grössere Wassermengen als der Turbinenabfluss in die Triebwasserleitung einfliessen, ist kein Problem, da am Vorhof vor der Druckrohrleitung diese in einem solchen Fall über den Überlauf dort wegfließen werden.

3. HYDRAULISCHE BEMESSUNG DER WASSERFASSUNG UND DER TRIEBWASSERLEITUNG IN DEN EINZELNEN VARIANTEN

3.1 Hydraulische Berechnung des Einlaufbauwerks

3.1.1 Daten zum Einlaufteil

$Q_{Aus} = 3,8 \text{ m}^3/\text{s}$ – Ausbauwassermenge des KWKW;

$\nabla_{FB} = 760\text{m}$ – Kote der Flusssohle;

$V_{Rechen} = 0,80 \div 1,00 \text{ m/s}$ – Fließgeschwindigkeit im Bereich des Rechens

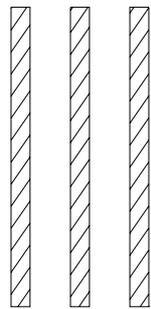
$V_{Rechen} = 1 \text{ m/s}$ – angenommene Fließgeschwindigkeit durch den Rechen;

$h_{Rechen} = 1,00 \text{ m}$ – angenommene Höhe des Rechens;

$\alpha = 70^\circ$ - Neigungswinkel der Stäbe zwischen dem Rechen und dem Boden;

$a = 0,05 \text{ m}$ – Abstand zwischen den einzelnen Stäben;

$b = 0,005 \text{ m}$ – Dicke der Stäbe des Rechens;



$\leftarrow b \quad a \rightarrow b \quad a \rightarrow b \rightarrow$

Abb.:3.1 Rechenstäbe

3.1.2 Rechenabmessungen

$$F_{Rechen}^{Netto} = \frac{Q_{Aus}}{V_{Rechen}} = \frac{3,8}{1} = 3,8 \text{ m}^2 \quad - \text{Nettofläche des Einlaufrechens;}$$

$$F_{Rechen}^{Netto} = b_{Ein}^{Netto} \cdot h_{Ein} \rightarrow b_{Ein}^{Netto} = \frac{F_{Rechen}^{Netto}}{h_{Ein}} = \frac{3,8}{1} = 3,8 \text{ m}^2$$

$$b_{\text{Ein}}^{\text{Br}} = b_{\text{Ein}}^{\text{Netto}} \cdot \frac{a+b}{a} = 3,8 \cdot \frac{0,05+0,005}{0,05} = 4,18 \text{ m} - \text{Breite des Rechens};$$

Annahmen:

$$b_{\text{Ein}}^{\text{Br}} = 4,20 \text{ m}$$

$$F_{\text{Ein}}^{\text{Br}} = b_{\text{Ein}}^{\text{Br}} \cdot h_{\text{Ein}} = 4,20 \cdot 1,0 = 4,20 \text{ m}^2$$

3.1.3 Bestimmung der hydraulischen Verluste

$$\Delta h = \Delta h_{\text{Ein}} + \Delta h_{\text{Rechen}}$$

$$\Delta h = (1 + \xi_{\text{Ein}}) \frac{V_{\text{Ein}}^2}{2g} + \xi_{\text{Rechen}} \cdot \frac{V_{\text{Rechen}}^2}{2g}$$

$$\xi_{\text{Rechen}} = \beta \cdot \sin \alpha \cdot \left(\frac{b}{a} \right)^{4/3} = 2,42 \cdot \sin 70^\circ \cdot \left(\frac{0,005}{0,05} \right)^{4/3} = 0,11 \text{ (nach Kirschmer)}$$

$$V_{\text{Rechen}} = \frac{Q_{\text{Aus}}}{F_{\text{Rechen}}^{\text{Br}}} = \frac{3,8}{1,4,20} = 0,91 \text{ m/s}$$

$$\Delta h_{\text{Rechen}} = 0,11 \cdot \frac{0,91^2}{2 \cdot 9,81} = 0,0046 \text{ m}$$

$\beta = 2,42$ – Formbeiwert für den Querschnitt der Rechenstäbe;

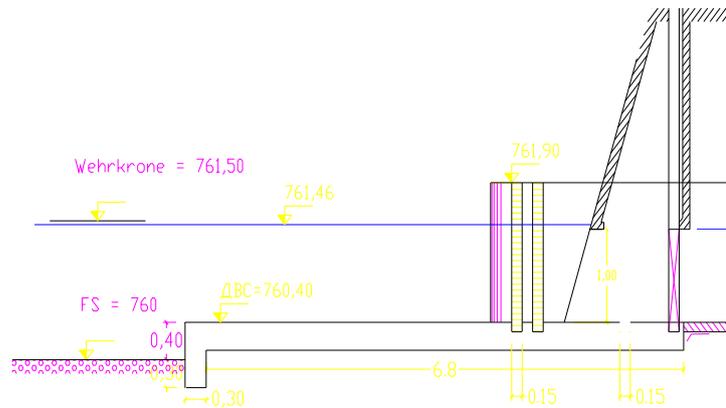
ξ_{Rechen} – Beiwert zur Berücksichtigung der Ortsverluste;

$\xi_{\text{Ein}} = 0,3$ – Beiwert zur Berücksichtigung der Verluste am Einlauf;

$$V_{\text{Ein}} = \frac{Q_{\text{Aus}}}{b_{\text{Ein}}^{\text{Br}} (h_{\text{Ein}} + \Delta h_{\text{Rechen}})} = \frac{3,8}{4,20 \cdot (1 + 0,005)} = 0,9 \text{ m/s}$$

$$\Delta h_{\text{Einlauf}} = (1 + 0,3) \frac{0,9^2}{2 \cdot 9,81} = 0,054 \text{ m}$$

$$\Delta h = \Delta h_{\text{Ein}} + \Delta h_{\text{Rechen}} = 0,054 + 0,005 = 0,06 \text{ m};$$



$$\nabla_{WK} = \nabla_{FS} + h_{Sch} + h_{Ein} + \Delta h + 0,04 - \text{Kote der Wehrkrone};$$

$h_{Sch} = 0,4 \text{ m}$ – Höhe der Schwelle des Einlaufbauwerkes;

$$\nabla_{WK} = 760,00 + 0,4 + 1,0 + 0,06 + 0,04 = 761,5 \text{ m}$$

Angenommen: $\nabla_{WK} = 761,5$

3.1.4 Bemessung der Entsanderkammer

Partikel mit Korngröße von $d \geq 0,5 \text{ mm}$ werden abgesetzt;

$$\nabla_{WSEK} = \nabla_{FS} + h_{Rechen} = (760,00 + 0,40) + 1,00 = 761,40 \text{ m};$$

∇_{WSEK} - Kote des Wasserspiegels im Entsander

∇_{FS} - Kote der Flusssohle

Angenommen:

$n = 15$ – Beiwert zur Berücksichtigung der Turbulenz;

$\kappa = 1,3$ - Sicherheitsbeiwert;

Angenommen: $V_{horiz.} = 30 \text{ cm/s}$ – horizontale Fließgeschwindigkeit im Entsander fuer $d > 0,5 \text{ mm}$

– $V_{horiz.} = 0,30 - 0,50 \text{ m/s}$

$h_{EK} = h_{Rechen} + 25 \text{ cm}$ – Betriebswassertiefe in der Entsanderkammer;

Berechnet: $h_{yT} = 1,25 \text{ m}$

$w = 0,054 \text{ m/s}$ - Sinkgeschwindigkeit des Feststoffkornes im stehenden Wasser(bei folgenden Bedingungen $d=0,5 \text{ mm}$ und $t = 12^\circ$)

$$V_{vert} = W - \frac{V_{horiz}}{n} = 0,054 - \frac{0,3}{15} = 0,034 \text{ m/s}$$

$$L_{EK} = h_{EK} \cdot \frac{0,3}{0,034} = 11,00 \text{ m} - \text{Länge der Entsanderkammer};$$

$$B_{EK} = \frac{Q_{Aus}}{h_{EK} \cdot V_{horiz}} - \text{Breite der Entsanderkammer};$$

$$B_{EK} = \frac{3,8}{1,25 \cdot 0,30} = 10,13 \text{ m}$$

$L_{EK, \text{tat}} = 1,3 \cdot 7,5 = 14,33 \text{ m} \Rightarrow$ angenommen: $L_{EK} = 14,35 \text{ m}$ – Entsanderkammerlänge;
Sicherheitsbeiwert - 1,3

Ein Entsander mit drei Kammern ($B_{EK} = 3,55 \text{ m}$) wurde angenommen

3.1.5 Ermittlung des Sohlgefälles der Entsanderkammer

$$Q_{Sp} = \frac{Q_{Aus}}{3} = \frac{3,8}{3} = 1,26 \text{ m}^3/\text{s} - \text{für Entsander mit drei Kammern};$$

Q_{Sp} - Spülwassermenge für eine Kammer angenommen

Angenommen: $V_{Sp} = 3 \text{ m/s}$ – Spülgeschwindigkeit in der Entsanderkammer;

$$F_{EK} = \frac{Q_{Sp}}{V_{Sp}} = \frac{1,26}{3} = 0,42 \text{ m}^2 - \text{Spülfläche};$$

$$h_{Sp, EK} = \frac{F}{B_{EK}} = \frac{1,26}{3,3,55 + 2,0,6} = 0,11 \text{ m} - \text{Spültiefe};$$

$$\chi = B_{EK} + 2 \cdot h_{Sp} = 3,55 + 2,0,11 = 3,77 \text{ m} - \text{benetzte Fläche};$$

$$R = \frac{F}{\chi} = \frac{0,42}{3,77} = 0,11 \text{ m} - \text{hydraulischer Radius};$$

$$c = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{1}{6}} = \frac{1}{0,015} \cdot 0,11^{\frac{1}{6}} = 46,15 \text{ m}^{0,5}/\text{s} - \text{Koeffizient von Chézy, wo } n - \text{Rauigkeitsbeiwert nach}$$

Manning

$$Q = F \cdot c \cdot \sqrt{R \cdot J} \rightarrow J = \frac{Q_{Sp}}{R \cdot c^2 \cdot F^2} \cdot 100 = 3,04 \% - \text{Längsneigung der Entsanderkammersohle};$$

Berechnet: $J_{EK} = 3,04\%$

3.1.6 Spülöffnung

$$Q_{GA} = Q_{Sp} = \frac{Q_{Aus}}{3} = \frac{3,8}{3} = 1,26 \text{ m}^3/\text{s} - \text{angenommenen Wert für die Anfangsberechnung}$$

$V_{Sp} = 2,5 \text{ m/s}$ – angenommene Spülgeschwindigkeit in der Spülöffnung zum Verhindern der Ablagerung der gespülten Sedimente;

$n = 0,020$ – angenommener Rauigkeitsbeiwert von Manning;

$h_{GA} = 0,60 \text{ m}$ – angenommene Höhe der Spülöffnung;

$$F_{GA} = \frac{Q_{Sp}}{V_{Sp}} = \frac{1,26}{2,5} = 0,5 \text{ m}^2 - \text{Fläche der Spülöffnung};$$

$$F_{GA} = b \cdot h \rightarrow b_{GA} = \frac{F_{GA}}{h_{GA}} = \frac{0,5}{0,60} = 0,83 \text{ m}$$

Angenommen: $b_{GA} = 0,80 \text{ m}$ – Breite der Spülöffnung;

$$\chi = b + 2 \cdot h = 0,80 + 2 \cdot 0,60 = 2,00 \text{ m}$$

$$R = \frac{F}{\chi} = \frac{0,5}{2,00} = 0,25 \text{ m} - \text{hydraulischer Radius der Spülöffnung};$$

$$c = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{1}{6}} = \frac{1}{0,020} \cdot 0,25^{\frac{1}{6}} = 39,68 \text{ m}^{0,5}/\text{s} - \text{Koeffizient von Chézy};$$

$$I_{GA} = \frac{v^2}{c^2 \cdot R} = \frac{2,5^2}{39,68^2 \cdot 0,25} = 0,0158$$

$\Rightarrow I_{GA} = 2\%$ - Sohlgefälle des Spülganges;

3.1.7 Bemessung des Wehres

Die hydraulische Berechnung des Wehres für das Bemessungshochwasser HQ100 verlangt eine Untersuchung von drei unterschiedlichen Betriebsfällen:

- 1) Wenn die beiden Tafelschütze unten sind , und bei Hochwasser werden überströmt. Dieser Fall ist am ungünstigsten in Bezug auf den zu erwartenden Wasserspiegel oberhalb des Wehres, entsprechend auf die Überfallhöhe des Wehres.
- 2) Wenn die beiden Tafelschütze hochgezogen sind. Dann strömt das Wasser durch die sich dadurch gebildete Öffnung , und das massive Teil des Wehres wird überströmt. Somit sind in der Tat eigentlich zwei unterschiedliche hydraulische Modelle vorhanden – das Überlaufen über ein rundkroniges Wehr , und das Überlaufen über ein breites Wehr , jedoch ohne Schwelle.
- 3) Wenn nur das eine Tafelschütze ist hochgezogen , und das andere ist unten und entsprechend überströmt. In diesem Fall sind wieder die obengenannten hydraulischen Überströmmodele vorhanden , und als Betriebsfall entspricht er eigentlich der s.g. (n-1) – Bedingung beiden Wehranlagen.

Darunter sind die hydraulischen Berechnungen für die genannten Fälle 1) und 3) dargestellt. Wie schon erwähnt , ergibt sich im Fall 1) die höchste Überfallhöhe , entsprechend die höchste Wasserspiegellage am Wehr.

Der Fall 2) gibt die kleinste Überfallhöhe , entsprechend die tiefste Wasserspiegellage am Wehr. Deswegen ist der Fall 3) auch nicht betrachtet worden , da diese Parameter bei ihm eigentlich zwischen den schon für die beiden anderen Betriebsfälle ermittelten Werte sich befinden.

Es muss betont werden , dass im Fall 1) die beiden Wehrteile unterschiedliche Abflussbeiwerte haben , die bzw. einem rundkronigen und einem scharfkantigen Wehr entsprechen. Im Fall 2) muss die hydraulische Berechnung eigentlich iterativ bezüglich des Wasserspiegels am Wehr durchgeführt werden , da die beiden unterschiedlichen hydraulischen Modelle gleichzeitig wirksam sind.

$B_{\text{Fluss}} = 23 \text{ m}$ – Breite des Flusses;

Angenommen: beweglicher Teil = $2 \times 2,5 \text{ m}$

Fester Teil = 18 m

$H_{\text{Ü,W}}$ - Überfallhöhe des Wehres;

$Q_{1\%} = 580 \text{ m}^3/\text{s}$ – Hochwasserwelle im Fluss mit Überschreitungswahrscheinlichkeit von 1%;

1.) Bewegliche Teile sind zu:

$$Q_{1\%} = H_{\text{ü,W}}^{3/2} \cdot (m_f \cdot B_f + m_{\text{bew.}} \cdot B_{\text{bew.}}) \cdot \sqrt{2 \cdot g}$$

$$H_{\text{ü,W}} = \left[\frac{Q_{1\%}}{(m_f \cdot B_f + m_{\text{bew.}} \cdot B_{\text{bew.}}) \cdot \sqrt{2 \cdot g}} \right]^{2/3} \quad \text{oder} \quad H_{\text{ü,W}} = \left[\frac{580}{(0,48 \cdot 18 + 0,42 \cdot 5) \cdot \sqrt{2 \cdot g}} \right]^{2/3} = 5,3m$$

2.) Bewegliche Teile sind offen :

$$Q_{\text{bew.T.}} = 0,365 \cdot B_{\text{bew.}} \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot H_{\text{Wehr}}^{3/2}$$

erste Annäherung:

$$Q_{\text{bew.T.}} = 0,365 \cdot 5 \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot 1,5^{3/2} = 14,85m^3 / s \rightarrow 580 - 15 = 565m^3 / s$$

$$\text{oder } H_{\text{bew.T.}} = \left(\frac{565}{0,48 \cdot 18 \cdot \sqrt{2 \cdot g}} \right)^{2/3} = 6,0m$$

zweite Annäherung:

$$Q_{\text{bew.T.}} = 0,365 \cdot 5 \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot 7,5^{3/2} = 166m^3 / s \rightarrow 580 - 166 = 414m^3 / s$$

$$\text{oder } H_{\text{bew.T.}} = \left(\frac{414}{0,48 \cdot 18 \cdot \sqrt{2 \cdot g}} \right)^{2/3} = 4,89m \rightarrow 4,9m$$

dritte Annäherung:

$$Q_{\text{bew.T.}} = 0,365 \cdot 5 \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot 6,4^{3/2} = 130,88m^3 / s \rightarrow 580 - 131 = 449m^3 / s$$

$$\text{oder } H_{\text{bew.T.}} = \left(\frac{449}{0,48 \cdot 18 \cdot \sqrt{2 \cdot g}} \right)^{2/3} = 5,16m \rightarrow 5,2m$$

vierte Annäherung:

$$Q_{\text{bew.T.}} = 0,365 \cdot 5 \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot 6,7^{3/2} = 149,19m^3 / s \rightarrow 580 - 141 = 439m^3 / s$$

$$\text{oder } H_{\text{bew.T.}} = \left(\frac{439}{0,48 \cdot 18 \cdot \sqrt{2 \cdot g}} \right)^{2/3} = 5,086m \rightarrow 5,1m$$

fünfte Annäherung:

$$Q_{\text{bew.T.}} = 0,365 \cdot 5 \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot 6,6^{3/2} = 137,069m^3 / s \rightarrow 580 - 138 = 442m^3 / s$$

$$\text{oder } H_{\text{bew.T.}} = \left(\frac{442}{0,48 \cdot 18 \cdot \sqrt{2 \cdot g}} \right)^{2/3} = 5,109m \rightarrow 5,1m$$

$\alpha = 1,10$ – angenommen

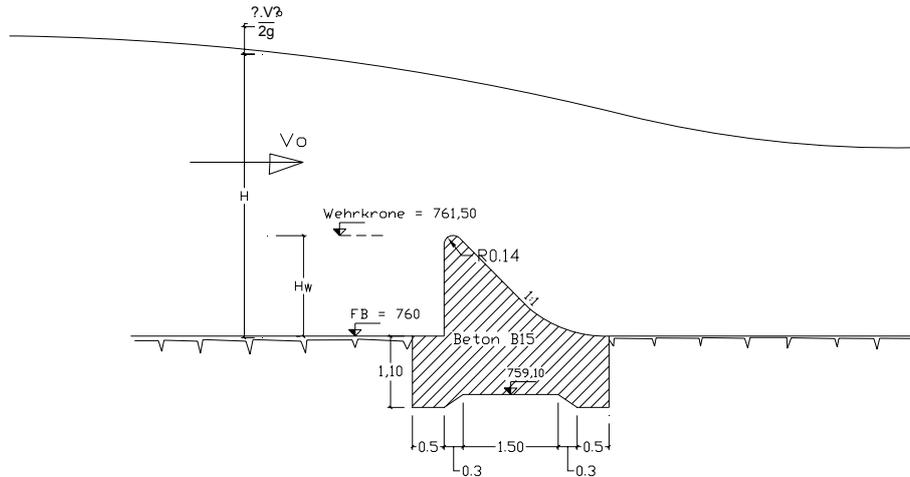


Abb.: hydraulische Untersuchung des Wehres

$$V_0 = \frac{Q_{1\%}}{(H_W + H_{\bar{U},W}) \cdot (B_{\text{mass}} + B_{\text{bew}})} = \frac{580}{(1,50 + 5,1) \cdot 23} = 3,8 \text{ m/s;}$$

$$E_0 = H_W + H_{\bar{U},W} + \frac{\alpha \cdot V_0^2}{2 \cdot 9,81} = 1,50 + 5,1 + \frac{1,1 \cdot 3,70^2}{2 \cdot 9,81} = 7,41 \text{ m – volle Energie der Strömung;}$$

$$q = \frac{Q_{1\%}}{B_{\text{mass}} + B_{\text{bew}}} = \frac{580}{23} = 25,21 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{m} \text{ – spezifischer Durchfluss}$$

$\varphi = 0,95$ - Geschwindigkeitsbeiwert

$$E_0 = h_c + \frac{q^2}{2 \cdot g \cdot h_c^2 \cdot \varphi^2}$$

$$\Rightarrow 7,41 = h_c + \frac{25,21^2}{2 \cdot 9,81 \cdot h_c^2 \cdot 0,95^2} \Rightarrow \underline{h_c = 2,78 \text{ m}} \text{ (erste konjugierte Tiefe)}$$

$$h_{kr} = \sqrt[3]{\frac{\alpha \cdot q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{1,1 \cdot 25,21^2}{9,81}} = \underline{4,14 \text{ m}} \text{ – Grenztiefe;}$$

$$h_c'' = 0,5 \cdot h_c \cdot \left[\sqrt{1 + 8 \cdot \left(\frac{h_{kr}}{h_c} \right)^3} - 1 \right] = 0,5 \cdot 2,78 \cdot \left[\sqrt{1 + 8 \cdot \left(\frac{4,14}{2,78} \right)^3} - 1 \right] = \underline{5,89 \text{ m}} \text{ (zweite konjugierte Tiefe)}$$

3.1.8 Ermittlung von h_{nat} nach dem Wehr

$n = 0,02$ – Rauigkeitsbeiwert von Manning;

$J = 1,1\%$ - hydraulisches Gefälle;

$R = \frac{F}{\chi}$ m - hydraulischer Durchmesser;

$c = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{1}{6}}$ $m^{0,5}/s$ – Koeffizient von Chezy;

$Q = F \cdot c \cdot \sqrt{RJ}$ [m^3/s] – Bemessungsdurchfluss;

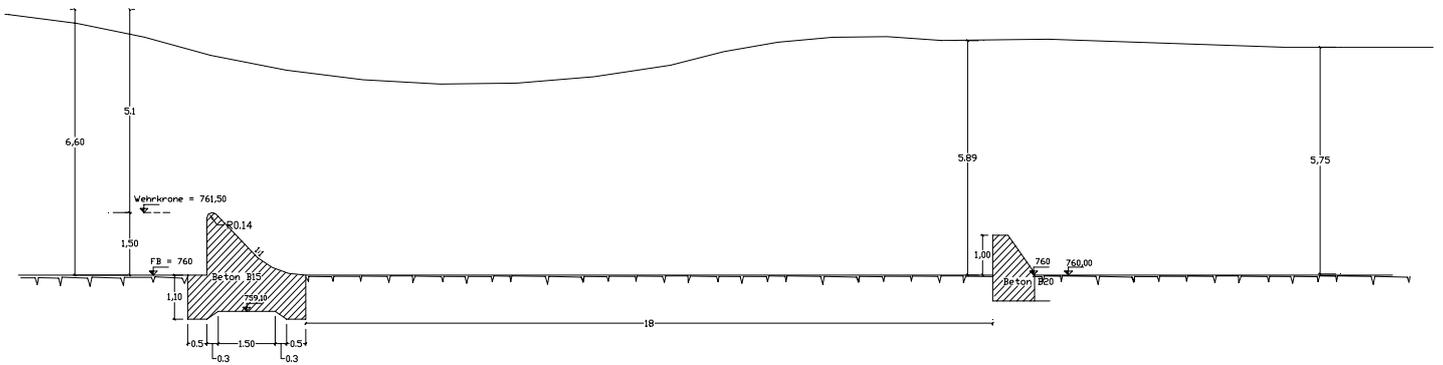
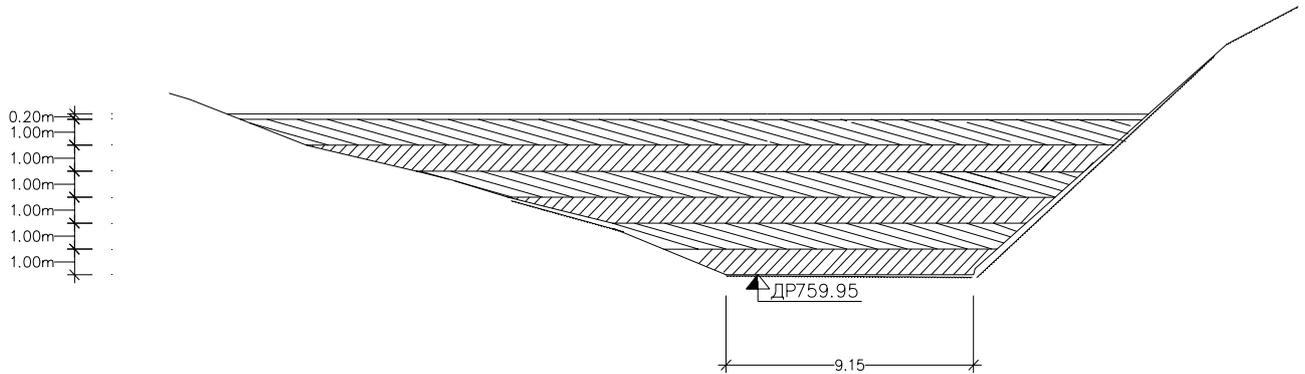


Abb.:3.2 Ermittlung der natürlichen Tiefe nach dem Wehr

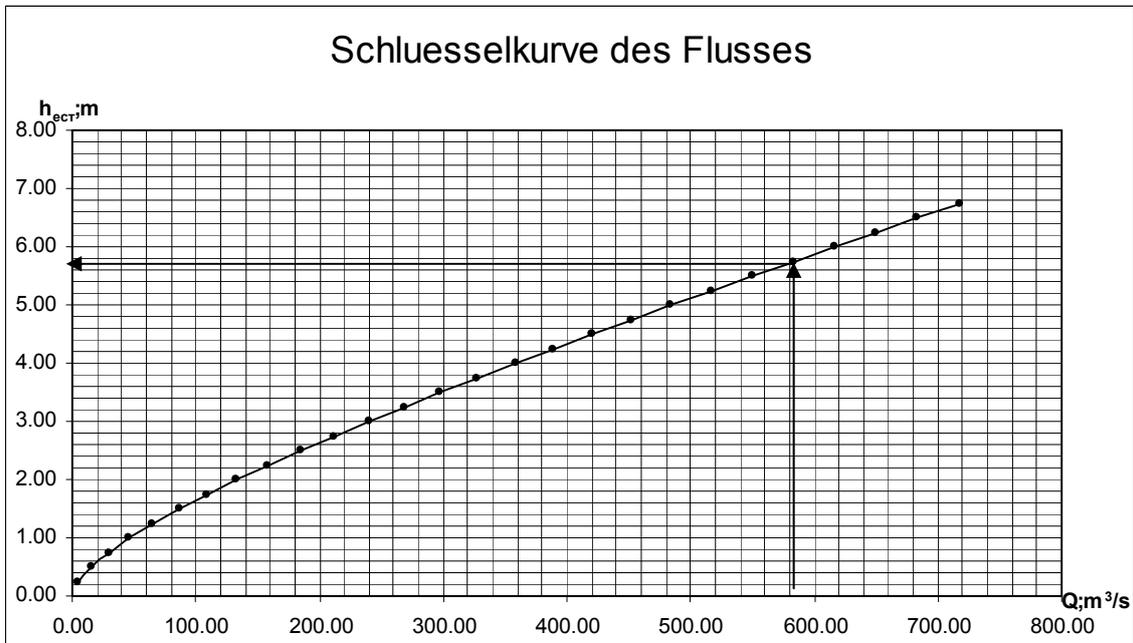
Querschnitt des Flusses "Arda"
(Schnitt nach der Wasserfassung)



Wir sollen die Querschnittsparameter finden und dann die Schlusselform des Flusses (Querschnitt nach der Wasserfassung) bauen und die natürliche Tiefe nach dem Wehr ablesen.

h	F	χ	R	c	Q
m	m ²	m	m	m ^{0.5} /s	m ³ /s
0.25	2.50	10.50	0.24	39.18	5.01
0.50	5.00	11.00	0.45	43.73	15.46
0.75	7.50	11.50	0.65	46.50	29.54
1.00	10.00	12.00	0.83	48.47	46.41
1.25	12.50	12.50	1.00	50.00	65.55
1.50	15.00	13.00	1.15	51.23	86.58
1.75	17.50	13.50	1.30	52.26	109.20
2.00	20.00	14.00	1.43	53.13	133.19
2.25	22.50	14.50	1.55	53.88	158.38
2.50	25.00	15.00	1.67	54.54	184.61
2.75	27.50	15.50	1.77	55.12	211.75
3.00	30.00	16.00	1.88	55.64	239.72
3.25	32.50	16.50	1.97	56.11	268.41
3.50	35.00	17.00	2.06	56.53	297.76
3.75	37.50	17.50	2.14	56.92	327.69
4.00	40.00	18.00	2.22	57.27	358.16
4.25	42.50	18.50	2.30	57.59	389.11
4.50	45.00	19.00	2.37	57.89	420.50
4.75	47.50	19.50	2.44	58.17	452.29
5.00	50.00	20.00	2.50	58.43	484.46
5.25	52.50	20.50	2.56	58.67	516.96
5.50	55.00	21.00	2.62	58.89	549.78
5.75	57.50	21.50	2.67	59.10	582.88

6.00	60.00	22.00	2.73	59.30	616.25
6.25	62.50	22.50	2.78	59.48	649.87
6.50	65.00	23.00	2.83	59.66	683.71
6.75	67.50	23.50	2.87	59.82	717.77



Für $Q_{1\%} = 580 \text{ m}^3/\text{s}$ wurde eine Tiefe $h_n = 5,75 \text{ m}$ abgelesen.

Es ist klar , dass die grosse Erhöhung des Wasserspiegels entsprechend der Wassertiefe im Fluss im Bereich der Wasserfassung den Betrieb eines Triebwasserkanals im seinen Einlaufbereich unmöglich macht! Diese Feststellung führt schon hier zu der Schlussfolgerung , dass aus diesen Gründen solche Variante der Triebwasserleitung als ungeeignet abgelehnt werden kann!

3.1.9 Bemessung des Tosbeckens

Annahmen:

$\alpha = 1,10$ – Beiwert zur Berücksichtigung der kinetischen Energie;

$\varphi = 0,95$ – Geschwindigkeitsbeiwert bei vollkommen getauchtem rundkronigem Wehr;

$h_c'' = 5,89 \text{ m}$ – zweite konjugierte Tiefe;

$h_n = 5,75 \text{ m}$ - normale Wassertiefe im Fluss nach dem Wehr für $HQ_{100}=580 \text{ m}^3/\text{s}$

d_{TB} - Tiefe des Tosbeckens;

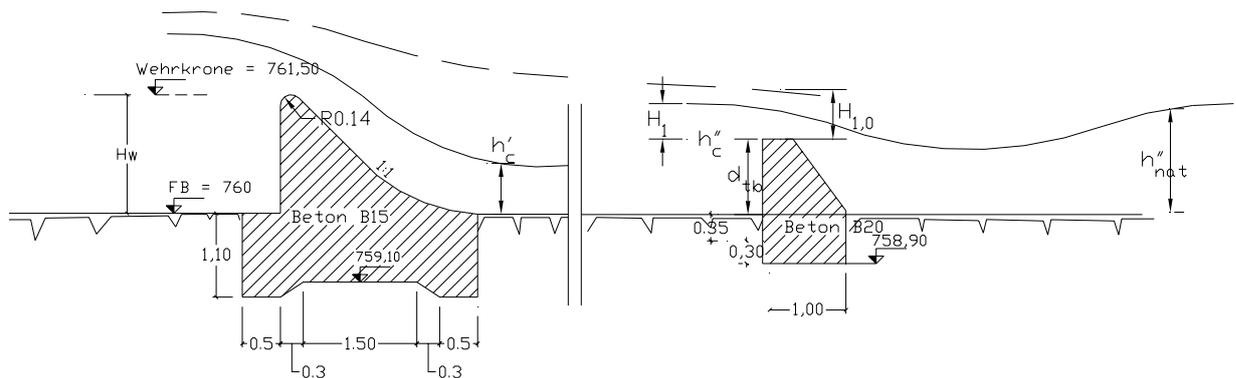


Abbildung 3.3 zur Erläuterung der benutzten Bezeichnungen bei der Berechnung der Tosbeckenparameter.

$d_{tb} = \sigma \cdot h_c'' - H_1$ wo $h_c'' = 5,89\text{m}$ – zweite konjugierte Höhe;

$\sigma = (1,05 \div 1,10)$, 1,05 gewählt

$$H_1 = H_{1,0} - \frac{\alpha \cdot v_c''^2}{2 \cdot g} \quad ; \quad v_c'' = \frac{Q}{\sigma \cdot b \cdot h_c''} = \frac{580}{1,05 \cdot 18,5 \cdot 5,89} = 5,21 \text{ m/s}$$

$$H_{1,0} = \left(\frac{Q}{m \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g}} \right)^{2/3} = \left(\frac{580}{0,42 \cdot 18,5 \cdot \sqrt{2 \cdot g}} \right)^{2/3} = 6,69 \text{ m}$$

$$\rightarrow H_1 = 6,69 - \frac{1,15 \cdot 2^2}{19,62} = 5,17 \text{ m}$$

$$d_{tb} = 1,05 \cdot 5,89 - 5,17 = 1,0145 \text{ m}$$

Wir sollen $d_{tb}^1 < d_{tb}$ z.B. 1,00m annehmen. Dann berechnen wir q_1 – den spezifischen Durchfluss!

$$H_1' = \sigma \cdot h_c'' - c' \quad ; \quad H_{1,0}' = H_1' + \frac{\alpha \cdot v_c''^2}{2 \cdot g}$$

oder $H_1' = 1,05 \cdot 5,89 - 1,00 = 5,1845m$

$$H_{1,0}' = 5,1845 + \frac{1,15 \cdot 21^2}{2 \cdot g} = 6,7m$$

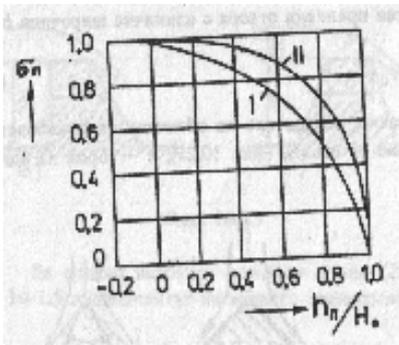
→ $h_n' = h_{nat} - c'$ wie auch das Verhaeltniss h_n' / H_1'

$$h_n' = 5,75 - 1,00 = 4,75 \rightarrow h_n' / H_1' = 4,75 / 5,1845 = 0,916$$

von der Graphik (Seite 294/10.28 Hydraulik 94') lesen wir

den Beiwert zur Beruecksichtigung der Unvollkommenheit des Wechselsprungs σ_n ab!

abgelesen fuer $h_n' / H_{1,0}' = 4,75 / 6,7 = 0,71 \rightarrow \sigma_n = 0,8$ [Quelle:Literaturverz.1]



$$\rightarrow q_1 = \sigma_n' \cdot m \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H_{1,0}'^{3/2}} = 0,8 \cdot 0,42 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot 6,7^{3/2}} = 25,81m^3 / s$$

Der zu erwartende bei HQ100 spezifische Durchfluss $q = \frac{580}{23} = 25,22m^3 / s$, d.h. die

Energieumwandlung wird mit kleiner Reserve sichergestellt!

Angenommen $d_{tb} = 1,00 m$

Ermittlung der Wechselsprunglänge nach Tschertousoff:

$$l_{WS} = 10,3 \cdot h_c \cdot \left[\sqrt{\frac{q^2}{g \cdot h_c^3}} - 1 \right]^{0,81} = 10,3 \cdot 2,78 \cdot \left[\sqrt{\frac{25,21^2}{9,81 \cdot 2,78^3}} - 1 \right]^{0,81} = 22,35 m;$$

$$l_{TB} = (0,7 \div 0,8) \cdot l_{WS} = 0,8 \cdot 22,35 = 17,88 m$$

⇒ angenommen: $l_{TB} = 18,00 m$

3.1.10 Ermittlung der Parameter des Fischpasses

$Q_{\text{Rest}} = 350 \text{ l/s} = 0,35 \text{ m}^3/\text{s}$ – vorgeschriebene Restwassermenge;

a) Bemessung des Fischpasses

Angenommen: $b_{\text{Öff}} = 0,70 \text{ m}$ – Breite der Öffnung;

$h_{\text{Öff}} = 0,40 \text{ m}$ – Höhe der Öffnung;

$F_{\text{Öff}} = \frac{Q_{\text{Rest}}}{V_{\text{angenommen}}} \text{ [m}^2\text{]} – \text{Querschnittsfläche der Öffnung;}$

$$F_{\text{Öff}} = \frac{0,35}{1,25} = 0,28 \text{ m}^2;$$

Anlockende Geschwindigkeit für die im Fluss lebenden Fischspecies (1,25 ÷ 2,5) m/s

$V_{\text{angenommen}} = 1,25 \text{ m/s}$ – angenommene Fließgeschwindigkeit im Bereich der Öffnung;

b) Berechnung der hydraulischen Verluste

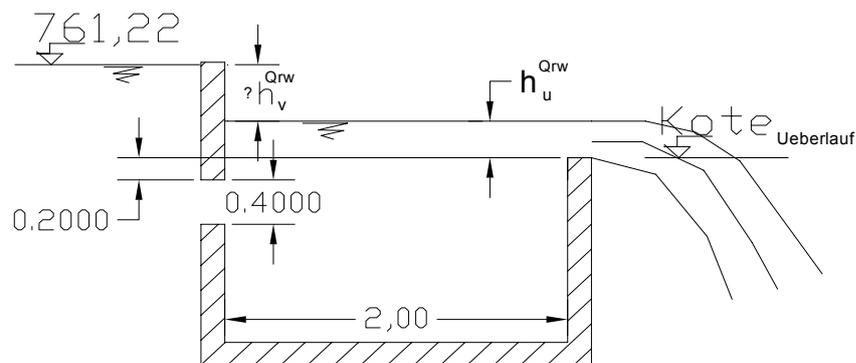


Abb.:3.4. Detail Fischpass

$$Q_{\text{rest}} = \mu \cdot F_{\text{Öffn.}} \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot \Delta h_v} \rightarrow \Delta h_v = \frac{Q_{\text{Rest}}^2}{\mu^2 \cdot F_{\text{Öff}}^2 \cdot 2 \cdot g};$$

$$\Delta h_v = \frac{0,350^2}{0,62^2 \cdot 0,28^2 \cdot 2 \cdot 9,81} = 0,28 \text{ m};$$

$\mu = 0,62$ - Durchflussbeiwert;

$\Delta h_v = 0,28$ m – hydraulische Verluste;

$$h_u^{Q_{RW}} = \left(\frac{Q_{RW}}{m \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g}} \right)^{2/3} = \left(\frac{0,35}{0,42 \cdot 1 \cdot \sqrt{2 \cdot g}} \right)^{2/3} = 0,33 \text{ m}$$

1)

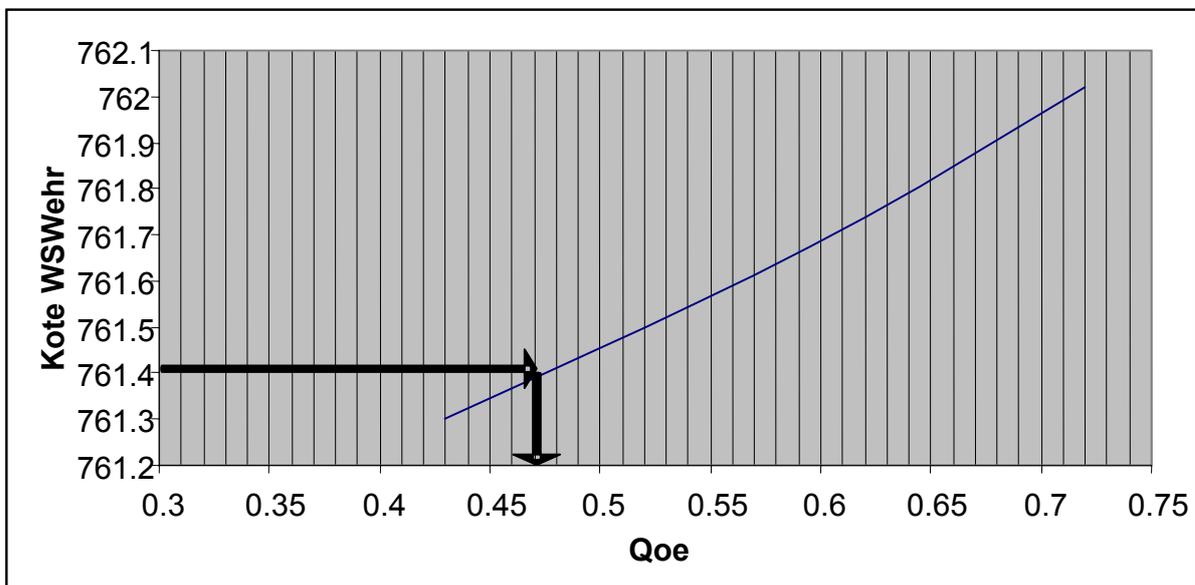
$$\nabla Ueberlauf = \nabla UeberlEE - \Delta h_{oeff}^{Q_{RW}} - h_{Ueberlauf}^{Q_{RW}} \quad (\text{Siehe Abb.:3.4})$$

$$\rightarrow \nabla Ueberlauf = 761,22 - 0,28 - 0,33 = 760,61 \text{ m}$$

2)

$Q_{oeffnung_{max}} = ?$ bei Q_A in Wasserfassung

	Q_0	h_u^Q	Δh_0^Q	KoteWSWehr
Q_1	0,43	0,38	0,31	761,3
Q_2	0,52	0,43	0,46	761,5
Q_3	0,62	0,48	0,65	761,74
Q_4	0,72	0,53	0,876	762,02



Beim $r\text{-WS}^{Q_{aus}} = 761,40$ m – abgelesen $Q_{oe} = 0,47 \text{ m}^3/\text{s}$

$$V_{\max} = \frac{Q_{oe}}{\Delta h_v} = \frac{0,47}{0,28} = 1,68 \text{ m/s}$$

was sich im Rahmen der anlockenden Geschwindigkeit für die

im Fluss lebenden Fischspecies (1,25 ÷ 2,5) m/s befindet! D.h. die Funktion des Fischpasses bei den vorgeschriebenen Bedingungen ist sichergestellt!

3.1.11 Ermittlung der Kote der Einlaufkammer zur Triebwasserleitung – Variante - Druckrohrleitung

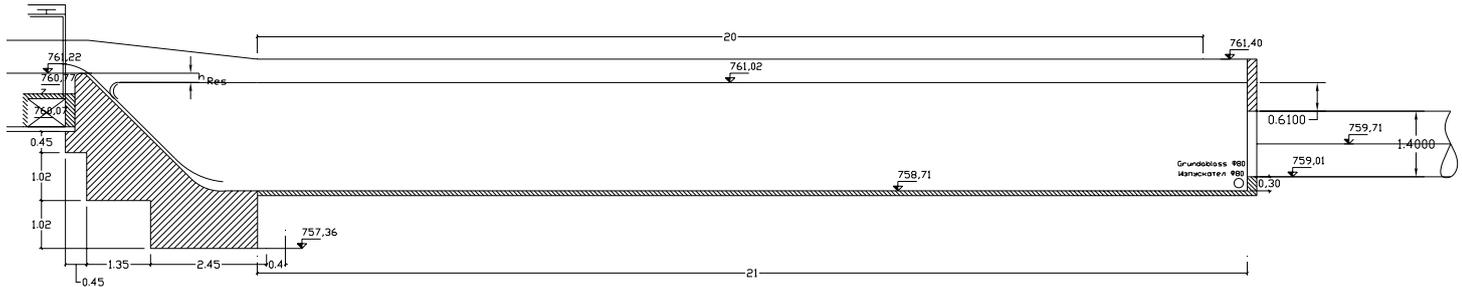


Abb.:3.5. Einlaufbecken vor der Druckrohrleitung

$\nabla W S_{EB}^{Q_{Aus}} = \nabla \ddot{U} - h_{Res}$ — Wasserspiegel im Einlaufbecken bei Q_{Aus} ;

$\nabla EBB = \nabla W S_{EB}^{Q_{Aus}} - \Delta h_s - D_{DRL} - h_{Sch}$ [m] – Kote des Bodens des Einlaufbeckens;

Wo:

$h_{Res} = 0,20$ m - Reserve gegen Tauchen;

$\Delta h_s = 1,5 \cdot (1 + \xi) \cdot \frac{V_{DRL}^2}{2 \cdot g}$ [m] – Verluste beim Eingang der Druckrohrleitung;

$\xi = 0,3$ – Beiwert des Ortswiderstandes bei dem Einlauf;

$D_{DRL} = 1400$ mm – Durchmesser der Druckrohrleitung;

$F_{DRL} = \frac{\pi \cdot D_{DRL}^2}{4}$ [m²] – Querschnittsfläche der Druckrohrleitung;

$F_{DRL} = \frac{\pi \cdot 1,40^2}{4} = 1,54$ m²;

$$V_{\text{DRL}} = \frac{Q_{\text{Aus}}}{F_{\text{DRL}}} \text{ [m/s]} - \text{Fließgeschwindigkeit in der Druckrohrleitung};$$

$$V_{\text{DRL}} = \frac{3,8}{1,54} = 2,47 \text{ m/s};$$

$$\Delta h_s = 1,5 \cdot (1 + 0,3) \cdot \frac{2,47^2}{2 \cdot 9,81} = 0,61 \text{ m};$$

$h_{\text{Sch}} = 0,30 \text{ m}$ – Höhe der Schwelle vor der Druckrohrleitung;

$$\nabla W S_{\text{EB}}^{Q_{\text{Aus}}} = \nabla \ddot{U} - h_{\text{Res}}$$

$$\nabla W S_{\text{EB}}^{Q_{\text{Aus}}} = 761,22 - 0,20 = 761,02 \text{ m};$$

$$\nabla E B B = \nabla W S_{\text{EB}}^{Q_{\text{Aus}}} - \Delta h_s - D_{\text{DRL}} - h_{\text{Sch}} \text{ [m]};$$

$$\nabla E B B = 761,02 - 0,61 - 1,40 - 0,30 = \underline{758,71 \text{ m}};$$

3.1.12 Annahme der Parameter der Wasserkammer nach dem Entsander

$B_{\text{WK}} = 11,00 \text{ m}$ – Breite der Wasserkammer;

$L_{\text{WK}} = 21,00 \text{ m}$ – Länge der Wasserkammer;

$H_{\text{WK}} = 3,00 \text{ m}$ – angenommene Höhe der Kammer;

$h_{\text{WK}} = 2,41 \text{ m}$ – angenommene Wassertiefe in der Kammer bei $Q_{\text{Aus}} = 3,8 \text{ m}^3/\text{s}$;

$V_{\text{WK}} = 556,71 \text{ m}^3$ – Volumen der Wasserkammer bei $Q_{\text{Aus}} = 3,8 \text{ m}^3/\text{s}$;

3.1.13 Ermittlung der Kote der Einlaufbecken zur Triebwasserleitung – Variante mit Freispiegelstollen

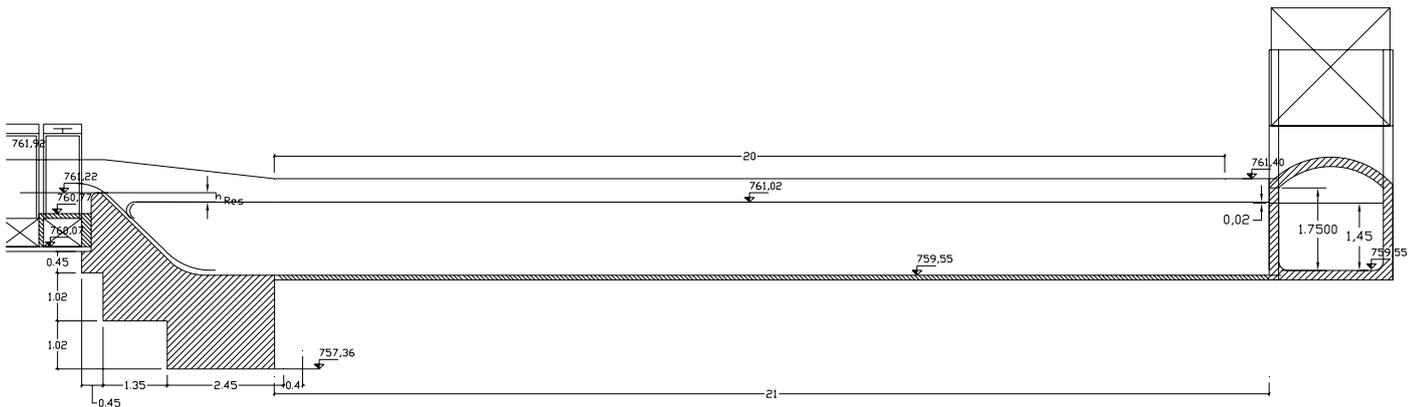


Abb.:3.6. Einlaufbecken vor dem Freispiegelstollen mit Tafelschutz

$\nabla WS_{EB}^{Q_{AUS}} = \nabla \ddot{U} - h_{Res}$ — Wasserspiegel im Einlaufbecken bei Q_{AUS} ;

$\nabla EBB = \nabla WS_{EB}^{Q_{AUS}} - \Delta h_s - h_{FS}^{Q_{AUS}}$. [m] – Kote des Bodens des Einlaufbeckens;

Wo:

$h_{Res} = 0,20$ m - Reserve gegen Tauchen;

Der Eintritt von Wasser in eine geschlossene Triebwasserleitung durch die erzwungene Strömungsumlenkung hat eine Ablösung im Einlaufbereich zur Folge , aus der ein Energiehöhenverlust bzw. Einlaufverlust Δh_s resultiert. Dieser Verlust richtet sich dabei nach der Ausgestaltung des Einlaufbereiches woraus sich der jeweilige Verlustbeiwert ξ ergibt.(siehe die nächste Abbildung)

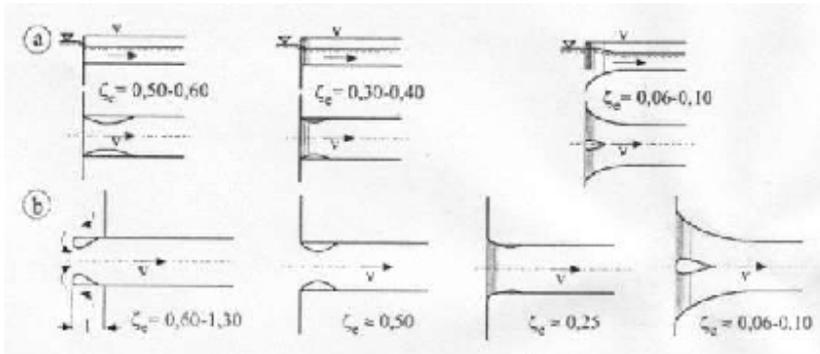


Abb.: Verlustbeiwerte fuer a) Werkkanaleinläufe , b) Stollen- und Rohreinläufe

$$\Delta h_s = \xi \cdot \frac{V_{FSS}^2}{2 \cdot g} \text{ [m]} - \text{Verluste beim Eingang der Freispiegelstollen;}$$

$\xi = 0,25$ – Verlustbeiwert des Ortswiderstandes bei dem Einlauf;

$$V_{FSS} = \frac{Q_{Aus}}{F_{FSS}} \text{ [m/s]} - \text{Fließgeschwindigkeit in der Freispiegelstollen;}$$

$$V_{FSS} = \frac{3,8}{(2,2 \cdot 1,45)} = 1,2 \text{ m/s}$$

$$V_{FSS} = 1,2 \text{ m/s ;}$$

$$\Delta h_s = 0,25 \cdot \frac{1,2^2}{2 \cdot 9,81} = 0,02 \text{ m;}$$

$$\nabla W S_{EB}^{Q_{Aus}} = \nabla \ddot{U} - h_{Res}$$

$$\nabla W S_{EB}^{Q_{Aus}} = 761,22 - 0,20 = 761,02 \text{ m;}$$

$$\nabla EBB = \nabla W S_{EB}^{Q_{Aus}} - \Delta h_s - h_{FS}^{Q_{Aus}} \text{ [m];}$$

$$\nabla EBB = 761,02 - 0,02 - 1,45 = \underline{759,55 \text{ m;}}$$

Wichtig! Eine ebenso zweckmässige Variante der Lösung wäre es am Einlaufportals des Freispiegelstollens ein Tafelschutz einzubauen z.B. $B = H = 2,50 \text{ m}$, dass den

Einlaufquerschnitt des Stollens bei Hochwasser automatisch einschliessen könnte und um somit die Entstehung einer Druckströmung des verschmutztes Wasser im Stollen zu verhindern. Die Auswahl der am besten geeigneten Lösung wäre auch Gegenstand eines technisch-wirtschaftliches Vergleiches.

3.2 Hydraulische Bemessung der Anlagen des Triebwasserweges

(Variante: Freispiegelstollen)

3.2.1 Ermittlung der charakterischen Wasserspiegel in dem Fluss „Arda“ für die gewählte Lage des Kraftwerkes

Aus dem Flussquerschnitt im Bereich des Kraftwerkes wurden die hydraulischen Parameter abgelesen. Danach wurde die Schlüsselkurve des Flusses mit der Hilfe folgender Abhängigkeiten gezeichnet:

Chezyformel für gleichförmige Wasserströmung: $Q = w \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot J}$ [m^3 / s] , wo

Q , [m^3 / s]- Durchfluß bei bestimmter Wassertiefe

$J_F = 0,5\%$ - Längsgefälle des Flusses;

$C = \frac{R^{\frac{1}{6}}}{n}$ [$m^{\frac{1}{2}} / s$] - Koeffizient von Chezy;

$R = \frac{W}{x}$ [m] - hydraulischer Radius;

$n = 0,035$ - Rauigkeitsbeiwert von Manning für das Flussbett. Wurde in Abhängigkeit von der Art des Flussbodens und der Flusswände (Vergleichsweise sauberes Flussbett bei gewöhnlichen Bedingungen);

w [m^2] - benetzte Fläche des Querschnitts;

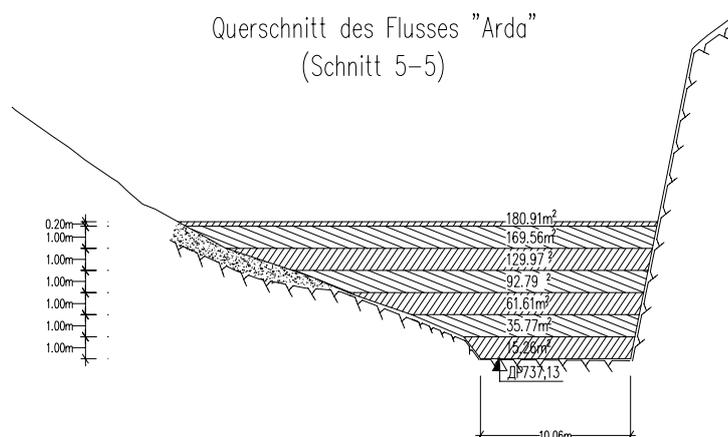


Abb.:3.7 Querschnittsprofil des Flusses "Arda"

$$v = \frac{Q_{1\%}}{W}, \text{ wo } Q_{1\%} = 580 \text{ m}^3 / \text{s} \text{ und } W - \text{Fläche, m}^2$$

$$E = h + \frac{\alpha \cdot v^2}{2 \cdot g}$$

h,m	Xi,m	W,m ²	R,m	C,m ^{1/2} /s	Q,m ³ /s	V,m/s	E
1,0	15,26	13,34	0,874	27,938	24,64	43,47	101,13
2,0	20,52	29,63	1,444	30,376	76,47	19,57	22,51
3,0	25,83	50,31	1,948	31,929	158,52	11,53	10,11
4,0	31,5	75,59	2,400	33,059	273,73	7,67	7,15
5,0	37,18	105,60	2,840	34,001	427,88	5,49	6,61
5,5	39,65	122,36	3,086	34,475	523,99	4,74	6,70
5,7	40,6	129,34	3,186	34,658	565,75	4,48	6,78
6,0	42,02	140,10	3,334	34,922	631,70	4,14	6,91

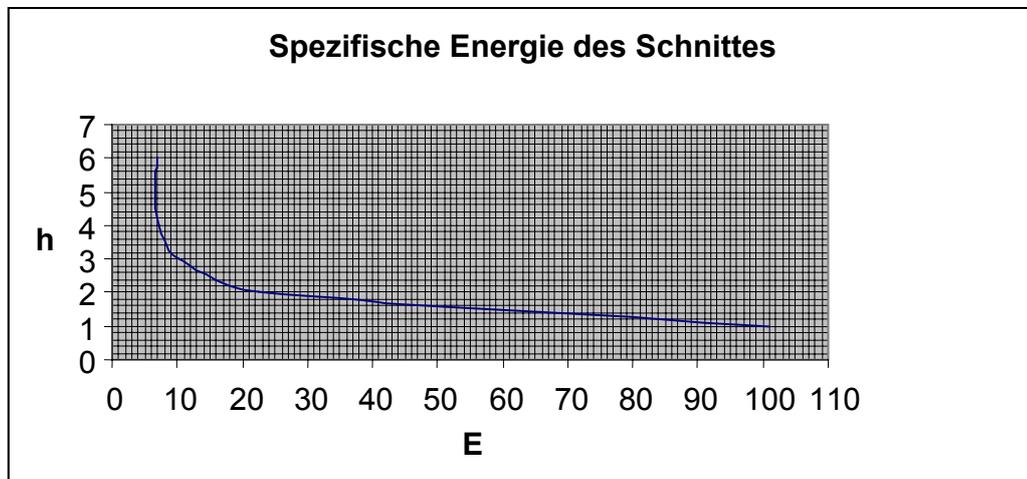


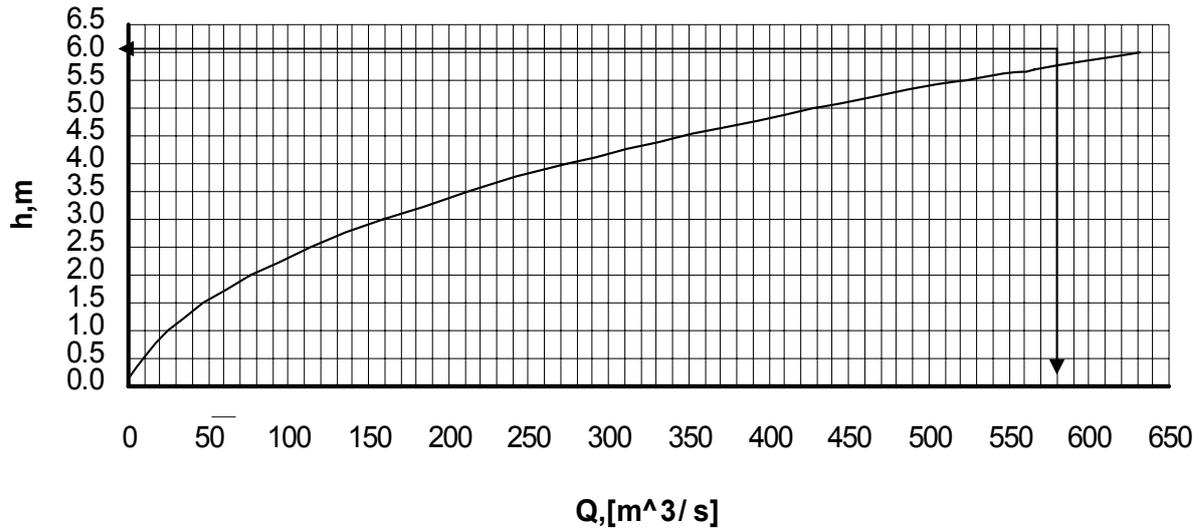
Abb.:3.8

Es ist gut bekannt, dass die Funktion $E(h)$ das Minimum für die Grenztiefe in diesem Flussquerschnitt hat. So stellt die Berechnung dieser Funktion, entsprechend die Zeichnung ihrer Graphik eine allgemeine Vorgehensweise zur Ermittlung der Grenztiefe im jeweiligen Flussquerschnitt dar. In konkreten Fall des betrachteten Querschnitts ist vom Abb 3.8. die Grenztiefe $h_{Gt} = 5,00m$ abzulesen.

$h_{Gt} = 5,00m$ abgelesen fuer $E=6,61$

$\rightarrow h_n > h_{gr}$ $5,75 > 5,0 \rightarrow$ stromenden Zustand

Schlüsselkurve des Flusses
Schnitt 5-5



Aus der Schlüsselkurve wurde folgendes abgelesen:

für $Q_{1\%} = 580 m^3/s \rightarrow h_{1\%} = 5,75m$

für $Q_{min} = 0,90 m^3/s \rightarrow h_{min} = 0,16m$

Aus dem Längsprofil des Flusses „Arda“ wurde die Kote der Flusssohle $\nabla_{FB} = 737,13 m$ für den gewählten Querschnitt abgelesen.

Ermittlung der Wasserspiegel:

$\nabla_{UWSmin} = \nabla_{FB} + h_{min} = 737,13 + 0,16 = 737,29 m$ – minimaler Unterwasserspiegel;

$\nabla_{UWS1\%} = \nabla_{FB} + h_{1\%} = 737,13 + 5,75 = 742,88 m$ – Unterwasserspiegel bei $Q_{1\%}$;

3.2.2 Daten des Freispiegelstollens

- verwirklicht die Verbindung zwischen der Wasserfassung und des Vorhofes
 - angenommene Profil Typ I. nach СНиП 2.06.09(84') mit folgenden Abmessungen
- $B = H = 2,20m$

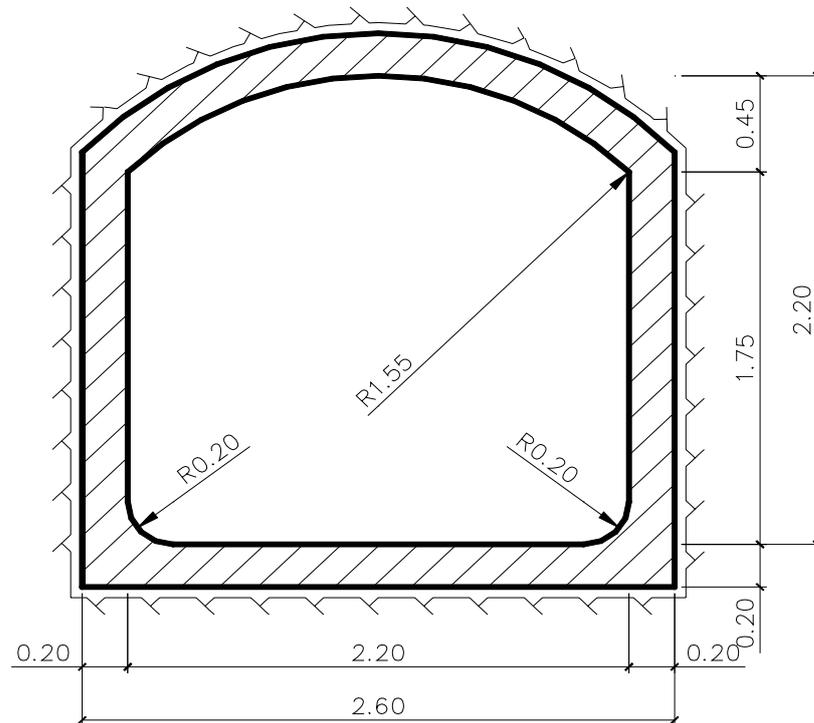


Abb.:3.9 Freispiegelstollen

- hydraulische Bemessung bei gleichförmiger Wasserströmung erfolgt nach der Chezyschen

Formel: $Q = w \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot J}$ [m^3 / s] , wo

$Q = 3,8 m^3/s$ - Ausbauwassermenge

$J_{FS} = 0,05\%$ - Längsgefälle des Freispiegelstollens

$C = \frac{R^{\frac{1}{6}}}{n}$, $m^{\frac{1}{2}}/s$ - Koeffizient von Chezy

R, m - hydraulischer Durchmesser

$n = 0,014$ - Rauigkeitsbeiwert der Betonauskleidung

w, m^2 - benetzte Fläche

Nach Transformieren der Chezyschen Formel bekommt die Gleichung folgender Form:

$\rightarrow Q = H^{2,667} \cdot f_w \cdot f_r^{0,667} \cdot \frac{\sqrt{J}}{n}$, m^3/s , wo

f_w und f_r die tabellarischen Werte des entsprechenden Grades zum Füllen sind.

$\epsilon = \frac{h}{H}$ - für I. Profil [№3]

Die gezeigten Abhängigkeiten geben eine Möglichkeit die Lichthöhe, notwendig zur Durchführung der Wassermenge und die entsprechende Höhenreserve (Anforderung: $0,15H$; $\geq 0,4$ m) , zu berechnen.

Ermittlung der Schlüsselkurve des Freispiegelstollens für $B = 2,20$ m:

$\epsilon=h/H$	f_r	f_w	h, m	$Q, m^3/s$
0.05	0.050	0.038	0.37	0.067
0.15	0.115	0.110	0.49	0.340
0.25	0.160	0.190	0.62	0.732
0.35	0.190	0.260	0.74	1.123
0.45	0.212	0.330	0.87	1.534
0.55	0.234	0.410	0.99	2.035
0.65	0.256	0.480	1.12	2.530
0.75	0.278	0.550	1.24	3.063
0.85	0.300	0.620	1.37	3.633
0.95	0.322	0.690	1.50	4.238
1.05	0.344	0.760	1.60	4.879
1.15	0.366	0.830	1.75	5.553
1.25	0.388	0.900	1.90	6.260
1.35	0.410	0.970	2.05	6.600
1.45	0.432	1.040	2.20	6.000

Tab.:3.10 Ermittlung der Schlüsselkurve des Freispiegelstollens

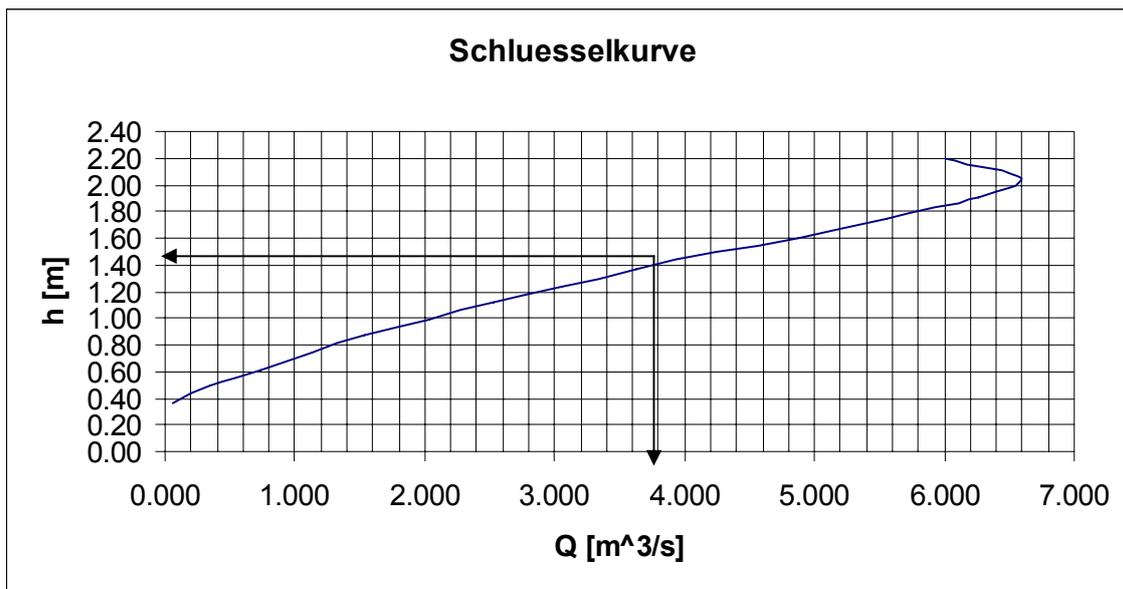


Abb.:3.11 Schlüsselkurve des Freispiegelstollens

Abgelesen:

Für $Q = 3,8 \text{ m}^3/\text{s} \rightarrow h_{\text{FS}}^{\text{Q}_{\text{Aus}}} = 1,45 \text{ m}$

$$h_{\text{Res}} \xrightarrow{\text{max}} \begin{cases} 0,07 H(0,15H) \\ 0,40 \text{ m} \end{cases}, \quad h_{\text{Res}} = 0,70 \text{ m}$$

- Ermittlung der Fließgeschwindigkeit im Freispiegelstollen

$$V_{\text{FS}} = \frac{Q_{\text{Aus}}}{F_{\text{FS}}} = \frac{3,80}{2,20 \cdot 1,45} = 1,20 \text{ m/s}$$

- Ermittlung des Wasserspiegels im Freispiegelstollen

Länge der Freispiegelstollen 1000 m ;

$\nabla\text{SohleAFS} = 759,55\text{m}$ - Kote der Sohle am Anfang des Freispiegelstollens

$\nabla\text{SohleEFS} = 759,05\text{m}$ - Kote der Sohle am Ende des Freispiegelstollens

$\nabla\text{WS}_{\text{FS}} = \nabla\text{BEFS} + h^{\text{W}} = 759,05 + 1,45 = 760,5 \text{ m}$

3.2.3 Vorhof

Zweck des Vorhofes [Plannummer 7,9,10,11]:

- verwirklicht die Verbindung zwischen dem Freispiegelstollen und der Druckrohrleitung des Kraftwerkes;
- reduziert den Einfluss des Druckstosses in der Druckrohrleitung;
- beseitigt die überflüssigen Wassermengen bei plötzlichem Abfallen des Lastes oder bei einem vollen Abschalten des Kraftwerkes;
- sichert das notwendige Wasservolumen für die Druckrohrleitung und zur Versorgung der Turbinen bei plötzlicher Erhöhung des Lastes des Kraftwerkes;
- sichert die Unterbringung der Verschlussorgane am Anfang der Druckrohrleitung;
- sichert zusätzliche Klärung des Wassers und Abstreifen der Geschiebe in der Triebwasserleitung;

a) Hydraulische Bemessung und Konstruieren des Vorhofes

- Ermittlung des Vorhofvolumens bei folgenden Anfangsdaten:

$$W_V = (2,5 \div 3) W_{DRL} \xrightarrow{\text{angenommen}} W_S = 2,8 W_{DRL} - \text{gilt für kurze Druckrohrleitungen};$$

$V_g = (0,5 \div 0,7) \text{ m/s} \xrightarrow{\text{angenommen}} V_g = 0,6 \text{ m/s}$ - die Geschwindigkeit ist so berechnet, dass es eine Beruhigung der Wasserströmung entsteht. So wurde ein gleichmäßiges Vorgehen des Wassers zu der Druckrohrleitung gesichert .

- Ermittlung des Volumens der kurzen Druckrohrleitung. Der optimale Durchmesser wurde gleich 1,40 m aufgegeben ($D_{DRL} = 1,40 \text{ m}$);

$$W_{DRL} = F_{DRL} \cdot L_{DRL}, \text{ wobei:}$$

$$F_{DRL} = \frac{n \cdot D_{DRL}^2}{4} = \frac{n \cdot 1,40^2}{4} = 1,54 \text{ m}^2$$

$$L_{DRL} = 27,30 \text{ m} - \text{aus Schnitt 3-3 abgelesen;}$$

$$W_{DRL} = 1,54 \cdot 27,30 = 42,00 \text{ m}^3 \longrightarrow W_V = 2,8 \cdot 42,00 = 117,60 \text{ m}^3$$

- Ermittlung des Wasserspiegel in dem Vorhof:

$$\nabla WSV = \nabla WSFS - \Delta h_{SE}, \text{ wobei}$$

$$\Delta h_{SE} = \xi_{SE} \cdot \frac{V_{FS}^2}{2g} - \text{Verluste infolge plötzlicher Verbreiterung}$$

$$\xi_{SE} = \left(1 + \frac{F_{FS}}{F_S} \right)^2 - \text{Verlustbeiwert bei plötzlicher Verbreiterung;}$$

In diesem Fall die Querschnittsfläche des Vorhofes ist viel grösser als diese des Freispiegelstollens $\xrightarrow{\text{angenommen}} \xi_{SE} = 1,00$.

$$\Delta h_{SE} = 1 \cdot \frac{1,20^2}{2g} = 0,07 \text{ m} \longrightarrow \nabla WSS = 760,5 - 0,07 = 760,43 \text{ m}$$

- Ermittlung der Reserve gegen Lufteinsaugen am Eingang der Druckrohrleitung:

Angenommen:

$$\xi_{Ein} = 0,30 - \text{bei leicht gerundetem Einlauf}$$

Das ist erforderlich wegen der grossen Entfernung zwischen der Schwelle und der Spülöffnung der Druckrohrleitung.

$$\nabla Sch = \nabla BDRL - L_2 \cdot i_2 = 758,5 - 12,65 \cdot 0,0022 = 758,47 \text{ m}$$

$$\nabla VB = \nabla Sch - h_{Sch} = 758,47 - 0,30 = 758,17 \text{ m}, \text{ wo } \nabla VB - \text{Kote Vorhofboden}$$

- Ermittlung der Abmessungen des Vorhofes:

$$\text{Höhe des Vorhofes } H_V = \nabla WSV - \nabla VB = 760,43 - 758,17 = 2,26 \text{ m}$$

Wo H_V - Höhe des Vorhofes, ∇WSV - Kote Wasserspiegel im Vorhof, ∇VB - Kote Vorhofboden

$$\text{Querschnittsfläche des Vorhofes: } F_V = \frac{Q_{Aus}}{V_V} = \frac{3,80}{0,57} = 6,67 \text{ m}^2$$

Breite und Länge des Vorhofes:

$$\left. \begin{array}{l} B_V = \frac{F_V}{H_V} = \frac{6,67}{2,26} = 2,95 \text{ m} \\ L_V = \frac{W_V}{F_V} = \frac{117,60}{6,67} = 17,63 \text{ m} \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{kontrolle}} \frac{L_V}{B_V} = \frac{17,63}{2,95} = 6,00 \text{ [5; 7]}$$

$$B_V = 2,95 \text{ m} \longrightarrow F_V = B_V \cdot H_V = 2,95 \cdot 2,26 = 6,67 \text{ m}^2$$

$$\text{Angenommen: } L_V = \frac{W_V}{F_V} = \frac{117,60}{6,67} = 17,63 \text{ m} \xrightarrow{\text{angenommen}} L_V = 18,00 \text{ m}$$

$$B_V = 3,00 \text{ m}$$

Endgültige Abmessungen des Vorhofes: $L_V = 18,00 \text{ m}$

$$H_V = 2,30 \text{ m}$$

- Ermittlung des Bodengefälles des Vorhofes:

Die Absetzung der Geschiebe wurde bei der Wasserfassung geplant, aber als Sicherheitsmaßnahme wurde angenommen, dass zusätzliche Möglichkeit zur Absetzung auch im Vorhof vorzusehen ist. Deswegen wurde das Gefälle des Bodens, aus der Bedingung für Durchführung der Spülwassermenge $Q_{Spül} = 3,80 \text{ m}^3/\text{s}$, bei einer Spülgeschwindigkeit $V_{Spül} = 2,00 \text{ m/s}$ bestimmt.

$$\text{Spülquerschnitt: } F_{Sp} = \frac{Q_{Sp}}{V_{Sp}} = \frac{3,80}{2,00} = 1,90 \text{ m}^2$$

$$\text{Höhe des Spülquerschnittes: } h_{Sp} = \frac{F_{Sp}}{B_V} = \frac{2,00}{3,00} = 0,64 \text{ m}$$

$$\text{befeuchteten Umgang: } \chi_{Sp} = B_V + 2 \cdot h_{Sp} = 3,00 + 2 \cdot 0,64 = 4,28 \text{ m}$$

$$\text{hydraulischer Durchmesser: } R_{Sp} = \frac{F_{Sp}}{\chi_{Sp}} = \frac{1,90}{4,28} = 0,44 \text{ m}$$

$$\text{Koeffizient von Chezy: } C_{Sp} = \frac{1}{n} \cdot R_{Sp}^{1/6}$$

bei angenommenem Rauigkeitsbeiwert $n=0,014$ (Betonoberfläche)

$$\rightarrow C_{Sp} = \frac{1}{0,014} \cdot 0,44^{1/6} = 62,79 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$$

$$\text{Nach der Chezyformel: } Q_{Sp} = F_{Sp} \cdot C_{Sp} \cdot \sqrt{R_{Sp} \cdot J_{Sp}}, \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\rightarrow J_{Sp} = \frac{Q_{Sp}^2}{F_{Sp}^2 \cdot C_{Sp}^2 \cdot R_{Sp}} = \frac{3,80^2}{1,90^2 \cdot 62,79^2 \cdot 0,44} = 0,0022 = 0,22\%$$

- Bemessung des Belüftungsrohres

Seine Aufgabe ist das Vakuumauftreten in der Druckrohrleitung bei zufälligem Schließen der Schütze am Anfang der Druckrohrleitung zu verhindern.

$$Q_{Be} = Q_{Aus} = F_{BR} \cdot V_{Luft}, \text{ wobei:}$$

$$\text{Die Luftgeschwindigkeit ist } V_{Luft} = (50 \div 70) \text{ m/s} \xrightarrow{\text{angenommen}} V_{Luft} = 60 \text{ m/s}$$

$$F_{BR} = \frac{Q_{Aus}}{V_{Luft}} = \frac{3,80}{60,00} = 0,063 \text{ m}^2$$

$$D_{BR} = \sqrt{\frac{4 \cdot F_{BR}}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,063}{\pi}} = 0,28 \text{ m} \xrightarrow{\text{angenommen}} \text{Belüftungsrohr } \Phi 300$$

- Bemessung des Seitenüberfalls

Seine Aufgabe ist den Ausbaudurchfluss ($Q_{Aus} = 3,80 \text{ m}^3/\text{s}$) beim plötzlichen des Kraftwerkes ;

- wurde als einen Stirnüberfall bemessen
- die Überfallhöhe ($H_{\bar{U}} = 0,60 \text{ m}$) wurde so angenommen, dass die Höhenreserve in dem

Freispiegelstollen ($h_{Res,FS} = 0,70 \text{ m}$) nicht ausgeschöpft werden kann. Mit Rücksicht auf die Druckverluste in der Verbindung Freispiegelstollen – Vorhof, wurde auch eine zusätzliche Reserve von $0,15 \text{ m}$ geplant.

$Q_{\ddot{U}} = Q_{Aus} = 3,80 \text{ m}^3/\text{s}$ – Überfallwassermenge;

$m = 0,45$ - Durchflussbeiwert;

$$b_{\ddot{U}} = \frac{Q_{\ddot{U}}}{m \cdot \sqrt{2g} \cdot H_{\ddot{U}}^{3/2}} = \frac{3,80}{0,45 \cdot \sqrt{2g} \cdot 0,60^{3/2}} = 4,12 \text{ m} \xrightarrow{\text{angenommen}} b_{\ddot{U}} = 4,15 \text{ m}$$

o Ermittlung der erste konjugierte Tiefe

Nach dem Überfall wurde ein Schussrinne, das aus zwei Bereiche zusammengestellt ist, angeordnet. Die Gefälle dieser Bereiche sind beträchtlich grösser als dem kritischen Gefälle ($i_{SchR} > i_{kr}$). Die Form der freien Wasseroberfläche hängt von der Tiefe h_c im Schnitt c-c ab. Bei $h_c > h_o$, wobei h_o die normale Tiefe in der Schussrinne ist, beobachtet man eine absinkende Kurve.

$$E_0 = h_c + \frac{V_c^2}{2g} = h_c + \frac{q^2}{h_c^2 \cdot 2g \cdot \varphi^2} \quad , \quad \text{wobei:}$$

$$q = \frac{Q_{Aus}}{b_{\ddot{U}}} = \frac{3,80}{4,15} = 0,92 \text{ m}^2/\text{s} \text{ - spezifischer Durchfluß;}$$

E_0 - volle Energie der Strömung;

$$E_0 = \nabla W S^{Q_0} - \nabla B E \text{bene } 0-0 = 761,1 - 757,7 = 3,40 \text{ m}$$

$\varphi = 0,95$ – Beiwert zur Berücksichtigung der Verluste beim Überfall

$$3,40 = h_c + \frac{0,92^2}{h_c^2 \cdot 2g \cdot 0,95^2} \longrightarrow h_c = 0,121 \text{ m}$$

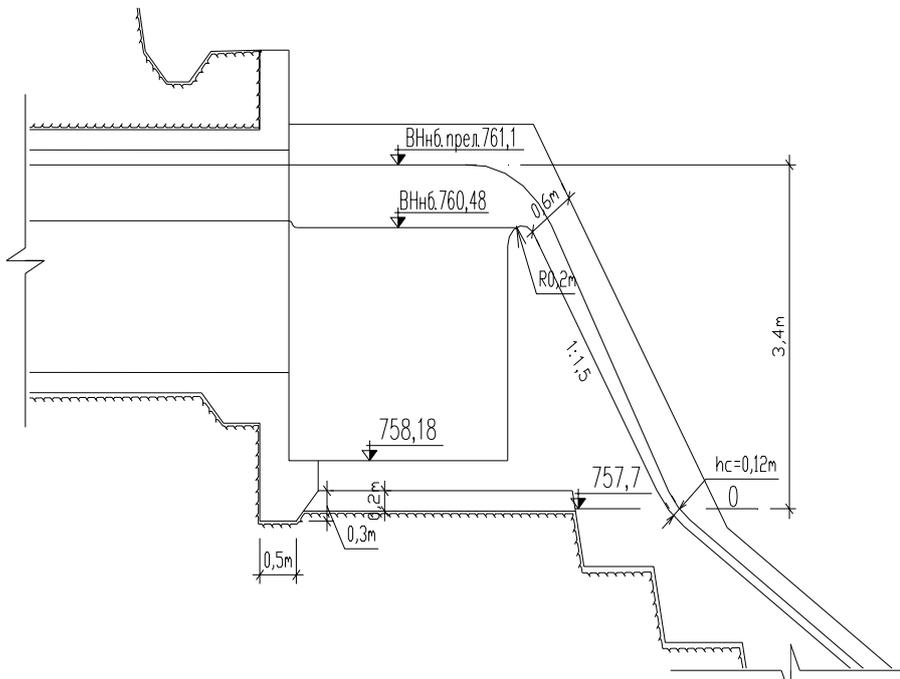


Abb.:3.12 Verbindung der Wasserspiegel nach dem Vorhof

- Ermittlung der normalen Tiefe der Strömung – h_0

Chezyformel für gleichförmige Strömung - $Q = F \cdot C \cdot \sqrt{R \cdot J}$ [m^3 / s] , wo:

$F_{SchR} = h \cdot b_{SchR}$ [m^2] - Fläche des benetzten Querschnitts der Schusrinne

benetzten Umfang: $\chi = b_{SchR} + 2 \cdot h$ [m]

hydraulischer Durchmesser: $R_{SchR} = \frac{F_{SchR}}{\chi}$ [m]

Koeffizient von Chezy: $C_{SchR} = \frac{1}{n} \cdot R_{SchR}^{1/6}$ [$m^{1/2} / s$]

Bei angenommenem Rauigkeitsbeiwert für Betonoberfläche: $n=0,014$

Durchflusscharakteristik - $K = F \cdot C \cdot \sqrt{R} = \frac{Q_{Aus}}{\sqrt{J}}$ [m^3 / s]

Für den ersten Bereich:

$$\left. \begin{array}{l} J_1 = 62,50\% = 0,625 \\ L_1 = 11,00\text{ m} \end{array} \right\} \text{ - abgelesen aus Schnitt 2-2 (Blatt 10)}$$

$$K_0^1 = \frac{Q_{\text{Aus}}}{\sqrt{J_1}} = \frac{3,80}{\sqrt{0,625}} = 5,06 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Für den zweiten Bereich:

$$\left. \begin{array}{l} J_2 = 433,15\% = 4,33 \\ L_2 = 12,80\text{ m} \end{array} \right\} \text{ - aus Schnitt 2-2 abgelesen (Blatt 10)}$$

N	h,m	B,m	F,m	κ ,m	R,m	C,m ^{1/2} /s	K ₀ ,m ³ /s
1	0,060	4,35	0,26	4,47	0,0584	44,490	2,81
2	0,070	4,35	0,3	4,49	0,0678	45,614	3,62
3	0,080	4,35	0,35	4,51	0,0772	46,606	4,51
4	0,086	4,35	0,37	4,52	0,0827	47,150	5,06
5	0,096	4,35	0,42	4,54	0,0919	47,987	6,08
6	0,106	4,35	0,46	4,56	0,1011	48,750	7,15

Tab.:3.13 Ermittlung der normalen Tiefe

Ermittlung der normalen Tiefe

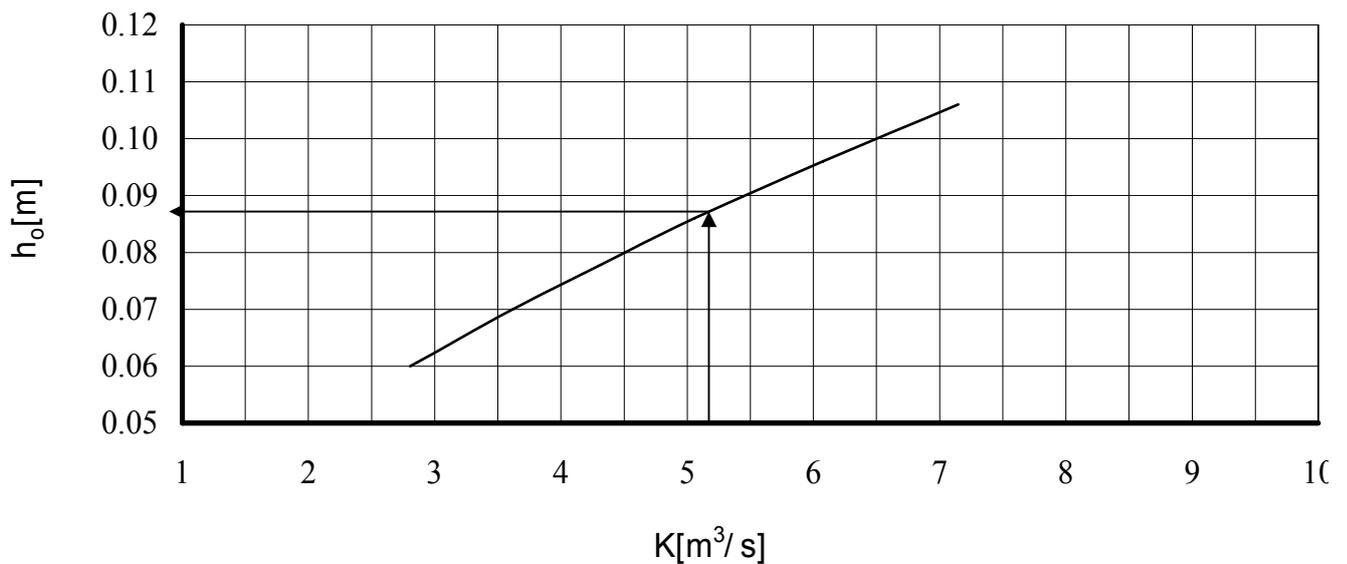


Abb.:3.14 Ermittlung der normalen Wassertiefe

Aus Abb.:3.14 wurden $h_0 = 0,086m$ für $K_0^1 = 5,06 m^3/s$ abgelesen.

- o Ermittlung der Grenztiefe der Strömung – h_{Kr}

$$h_{Kr} = \sqrt[3]{\frac{\alpha \cdot q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{1,0,92^2}{9,81}} = 0,44 m$$

- o Ermittlung der Tiefe im Schnitt 2-2 (am Ende des ersten Bereich der Schussrinne) – h_2

Bakhmeteff Gleichung für Ermittlung der freien Wasseroberfläche bei positivem Gefälle der Sohle [№1]:

$$\frac{J_1}{h_0} \cdot L_1 = \eta_2 - \eta_c - (1 - \bar{j}) \cdot [\Phi(\eta_2, x) - \Phi(\eta_1, x)]$$

Die Gleichung wurde so transformiert, dass in der rechten Seite alle Größen, die gleich berechnet werden können, untergebracht sind:

$$\eta_2 - (1 - \bar{j}) \cdot \Phi(\eta_2, x) = \frac{J_1}{h_0} \cdot L_1 + \eta_c - (1 - \bar{j}) \cdot \Phi(\eta_1, x)$$

Die bekannten Größen wurden mit „A“ bezeichnet. So bekommt man folgendes:

$$\eta_2 - (1 - \bar{j}) \cdot \Phi(\eta_2, x) = A$$

woher versuchsweise (mittels Iterationen) die relative Tiefe (η_2) ermittelt wurde. Danach wurde die Tiefe h_2 mit der Hilfe der Gleichung $h_2 = \eta_2 \cdot h_0$, berechnet.

I. Annäherung: es wurde angenommen, dass $\bar{h} = h_c = 0,121 m$

$$\bar{b}_{CupP} = 4,35 m - \text{Breite des Querschnittes}$$

$$\bar{F}_{SchR} = \bar{h} \cdot \bar{b}_{SchR} = 0,121 \cdot 4,35 = 0,526 m^2 - \text{Fläche der benetzten Fläche der Schussrinne}$$

$$\text{benetzten Umfang: } \bar{\chi} = \bar{b}_{SchR} + 2 \cdot \bar{h} = 4,35 + 2 \cdot 0,121 = 4,592 m$$

$$\text{hydraulischer Durchmesser der Schussrinne: } \bar{R}_{SchR} = \frac{\bar{F}_{\text{benetz.}}}{\bar{\chi}} = \frac{0,526}{4,592} = 0,115 m$$

$$\text{Koeffizient von Chezy: } \bar{C}_{SchR} = \frac{1}{n} \cdot \bar{R}_{SchR}^{-1/6} = \frac{1}{0,014} \cdot 0,115^{1/6} = 49,81 m^{1/2}/s$$

angenommenen Wert des Rauigkeitsbeiwertes für Betonoberfläche $n = 0,014$

$$\bar{j} = \frac{\alpha \cdot i \cdot \bar{C}^2}{g} \cdot \frac{\bar{b}_{SchR}}{\bar{\chi}} = \frac{1,1 \cdot 0,625 \cdot 49,81^2}{9,81} \cdot \frac{4,35}{4,592} = 164,71$$

$$\bar{K} = \bar{F} \cdot \bar{C} \cdot \sqrt{\bar{R}} = 0,526 \cdot 49,81 \cdot \sqrt{0,115} = 8,885 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Ermittlung des hydraulischen Parameters des Flussbettes:

$$x = 2 \cdot \frac{\lg \bar{K} - \lg K_0}{\lg \bar{h} - \lg h_0} = 2 \cdot \frac{\lg 8,885 - \lg 5,06}{\lg 0,121 - \lg 0,086} = 3,30$$

Aus Tab.: VIII [№1], für die entsprechenden Werte der Zielfunktion $\Phi(\eta)$, wurde abgelesen:

$$\text{Für } x = 3,30 \text{ m} \longrightarrow \Phi(\eta_c) = \Phi(1,41) = 0,232$$

$$\longrightarrow A = \frac{0,625}{0,086} \cdot 11,00 + 1,41 - (1 - 164,71) \cdot 0,232 = 119,33$$

$$\longrightarrow \eta_2 - (1 - 164,71) \cdot \Phi(\eta_2, x) = 119,33$$

→ Lösung der Gleichung mittels Iterationen

$$\text{Kontrolle: bei } \eta_2 = 1,024 \longrightarrow \Phi(\eta_2, x) = 0,9999$$

$$\longrightarrow h_2 = 1,024 \cdot 0,086 = 0,088 \text{ m}$$

$$\text{II. Annäherung: } \bar{h} = \frac{1}{2} \cdot (h_c + h_2) = \frac{1}{2} (0,121 + 0,088) = 0,105 \text{ m}$$

$$\bar{b}_{SchR} = 4,35 \text{ m}; \bar{F}_{SchR} = 0,45 \text{ m}^2; \bar{R}_{SchR} = 0,0988 \text{ m};$$

$$\bar{C}_{SchR} = 48,56 \text{ m}^{1/2}/\text{s}; \bar{\chi}_{SchR} = 4,556 \text{ m}; \bar{K} = 6,869 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$\bar{j} = \frac{1,1 \cdot 0,625 \cdot 48,56^2}{9,81} \cdot \frac{4,35}{4,556} = 157,78$$

Ermittlung des hydraulischen Parameters des Bettes:

$$x = 2 \cdot \frac{\lg 6,869 - \lg 5,06}{\lg 0,103 - \lg 0,086} = 3,40$$

Aus Tab.: IX [№1], für die entsprechenden Werte der Zielfunktion $\Phi(\eta)$, wurde abgelesen:

$$\text{Für } x = 3,40 \text{ m} \longrightarrow \Phi(\eta_c) = \Phi(1,41) = 0,211$$

$$\longrightarrow A = \frac{0,625}{0,086} \cdot 11,00 + 1,41 - (1 - 157,78) \cdot 0,211 = 114,43$$

$$\longrightarrow \eta_2 - (1 - 157,78) \cdot \Phi(\eta_2, x) = 114,43$$

—→ Lösung der Gleichung mittels Iterationen :

Kontrolle : bei $\eta_2 = 1,05 \longrightarrow \Phi(\eta_2, x) = 0,723$

$$\longrightarrow h_2 = 1,05 \cdot 0,086 = 0,090m$$

Die Tiefe im Schnitt 2-2 (am Ende des ersten Bereichs der Schussrinne) ist $h_2=0,090$ m.

o Ermittlung der Form der freien Wasseroberfläche der Strömung im zweiten Bereich der Schussrinne – wurde analogisch mit der physikalischer Aufgabe für „Körper , in der Nähe der Erde geworfen (unter gewissen Winkel gegenüber der Erdoberfläche) ”

Anfangsgeschwindigkeit in Richtung der beiden Achsen: $V_{0x} = V_0 \cdot \cos \alpha$
 $V_{0y} = \pm V_0 \cdot \sin \alpha$, wo

$$V_0 = \frac{Q}{F_{2-2}} = \frac{Q}{b_v \cdot h_2} = \frac{3,80}{4,35 \cdot 0,09} = 9,71m/s$$

Nach Berücksichtigen der Zeitkomponente, die Gesetze bekommen folgendes Ansehen:

$$x = V_0 \cdot t \cdot \cos \alpha$$

$$y = h + V_0 \cdot t \cdot \sin \alpha + \frac{g \cdot t^2}{2}$$

So wurde die Bahn des geworfenen Körpers bestimmt. Sie stellt die Form der freien Wasseroberfläche der Strömung im zweiten Bereich dar.

t,s	x,m	y,m
0,20	1,73	1,28
0,40	3,47	2,95
0,60	5,20	5,02
0,80	6,93	7,47
1,00	8,67	10,32
1,20	10,40	13,56
1,40	12,13	17,20

Tab.:3.7 Ermittlung der Koordinaten der freien Wasseroberflaeche

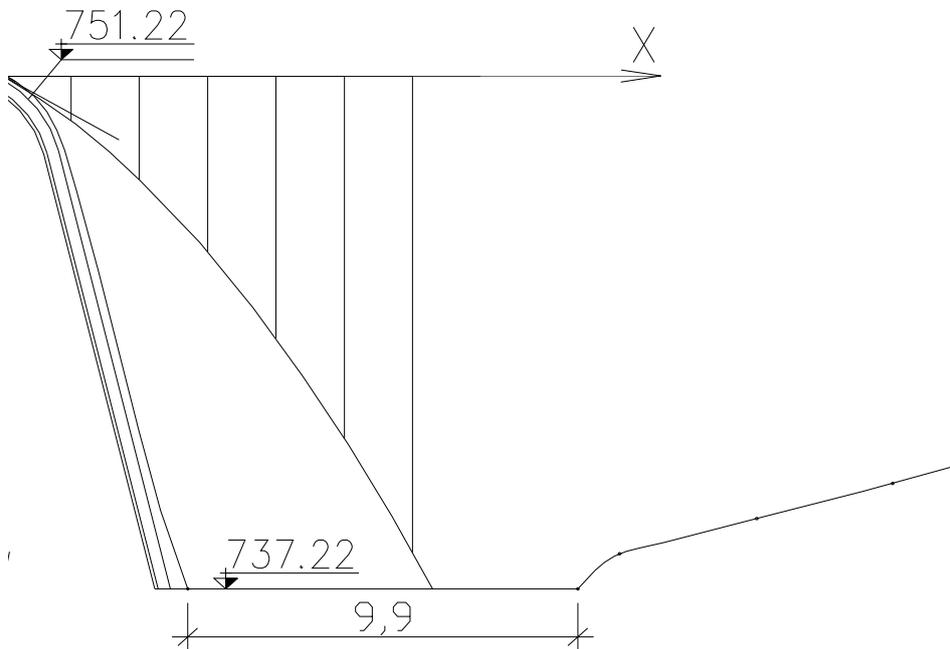


Abb.:3.15 Ermittlung der Form der freien Wasseroberfläche der Strömung

Bei Durchführung von $Q_{Aus} = 3,80 \text{ m}^3/\text{s}$ wurde Abtrennen des Strahles von der Sohle der Schussrinne beobachtet. Im Prinzip ist der Flusssohle in diesem Bereich felsiger und deswegen wurden keine spezielle Maßnahmen zur Befestigung des Ufers vorgenommen.

Im Vorgang des Betriebs muss man die Flusssohle in diesem Bereich überwachen und bei einer Kolkbildung mit Tiefe grösser als 1,00 m, muss sie mit Bruchsteinen mit $d_{min} \geq 800 \text{ mm}$ gefüllt werden.

- o Bemessung des Einlaufrechens vor der Druckrohrleitung

- es wurde angenommen, dass das Feinrechen aus Rundstahl mit einem Durchmesser

$a = 1 \text{ cm}$ und Lichtabstand zwischen der einzelnen Stäben $b = 5 \text{ cm}$ ausgeführt wurde;

- eine Fließgeschwindigkeit im Bereich des Rechens $V_{Rechen} = 1 \text{ m/s}$ wurde angenommen.

Grössere Fließgeschwindigkeiten sind nicht erlaubt. Damit zielt man das Verstopfen des Rechens mit schwimmenden Materialien und eventuelle Erhöhung der Verluste zu vermeiden.

$$\text{Höhe des Rechens: } h_p = \nabla WS_V^{Q_{\min}} - h_{\text{Res}} - \nabla BDRL = 760,48 - 0,30 - 758,5 = 1,68 \text{ m}$$

$$\text{Nettofläche des Rechens: } F_{\text{Rechen}}^{\text{Netto}} = \frac{Q_{\text{Aus}}}{V_{\text{Rechen}}} = \frac{3,80}{1} = 3,80 \text{ m}^2$$

$$\text{Brutto Fläche des Rechens: } F_{\text{Rechen}}^{\text{BR}} = F_{\text{Rechen}}^{\text{Netto}} \left(1 + \frac{a}{b} \right) = 9,6 \left(1 + \frac{0,01}{0,05} \right) = 4,80 \text{ m}^2$$

$$\text{Bruttolänge des Rechens: } B_{\text{Rechen}}^{\text{Br}} = \frac{F_{\text{Rechen}}^{\text{Br}}}{h_{\text{Rechen}}} = \frac{4,80}{1,68} = 2,85 \text{ m}$$

$$\text{tatsächliche Geschwindigkeit: } V_{\text{Rechen}}^{\text{tat}} = \frac{Q_{\text{Aus}}}{F_{\text{Rechen}}^{\text{Br}}} = \frac{3,80}{4,80} = 0,80 \text{ m/s}$$

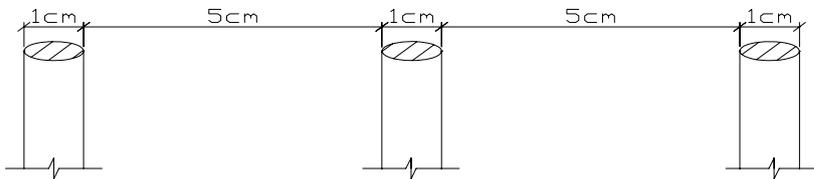


Abb.:3.16 Abmessungen des Einlaufrechens

3.2.4 Oberirdisch verlegte Druckrohrleitung des Kraftwerkes am Fluss „Arda“

Zweck der Druckrohrleitung [Siehe Blatt 11] – soll die Ausbauwassermenge von dem Vorhof bis zu der Turbinen durchführen. Die Stahldruckrohrleitungen haben einen sehr grossen Innendruckwiderstand. Wenn sie oberirdisch verlegt sind, sind die Druckrohrleitungen leicht zugänglich und haben gute Möglichkeiten zur Instandsetzung.

Hydraulische Bemessung der Druckrohrleitung

- Ermittlung der Bemessungsfallhöhe der Anlage

$$H_{\text{stat}} = \nabla STZ_V - \nabla UWS = 760,48 - 737,29 = 23,19 \text{ m}$$

$$\Delta H_{\text{dyn}} = 0,3 \cdot H_{\text{stat}} = 0,3 \cdot 23,19 = 6,96 \text{ m}$$

$$H_{\text{bem}} = H_{\text{stat}} + \Delta H_{\text{dyn}} = H_{\text{stat}} + 0,3 \cdot H_{\text{stat}} = 1,3 \cdot H_{\text{stat}} = 1,3 \cdot 23,19 = 30,15 \text{ m}$$

- Ermittlung der hydraulischen Verluste der Druckrohrleitung

- Reibungsverluste: $h_v = \frac{L.V^2}{C^2.R} [m]$, wo:

$L_{DRL} = 30$ m-Länge der Druckrohrleitung;

$D_{DRL} = 1,40$ m - Durchmesser der Druckrohrleitung;

$$F_{DRL} = \frac{\pi.D_{DRL}^2}{4} = \frac{\pi.1,40^2}{4} = 1,54 \text{ m}^2$$

$$R = \frac{D}{4} = \frac{1,40}{4} = 0,35\text{m}; \quad c = \frac{R^{1/6}}{n} = \frac{0,35^{1/6}}{0,012} = 69,96 \text{ m}^{1/2}/\text{s};$$

$n = 0,012$ - Rauigkeitsbeiwert von Manning für Stahloberflächen;

$$V = \frac{Q}{F} = \frac{3,80}{1,54} = 2,50 \text{ m/s};$$

$$h_v = \frac{L.V^2}{C^2.R} = \frac{30.2,50^2}{69,96^2.0,35} = 0,11 \text{ m}$$

- Ortsverluste:

➤ hydraulische Verluste am Einlaufrechen der Druckrohrleitung:

$$\Delta h_{\text{Rechen}} = \xi_{\text{Rechen}} \cdot \frac{(V_p^b)^2}{2.g} ; V_{\text{Rechen}}^b = 0,83 \text{ m/s}$$

$$\xi_{\text{Rechen}} = \beta \cdot \left(\frac{a}{b}\right)^{4/3} \cdot \sin \alpha = 1,67 \cdot \left(\frac{0,01}{0,05}\right)^{4/3} \cdot \sin 70^\circ = 0,184 \text{ m}$$

$\beta = 1,67$ – Beiwert zur Berücksichtigung der Form der Rechenstäbe

$$\Delta h_{\text{Rechen}} = 0,184 \cdot \frac{0,83^2}{2.9,81} = 0,006 \text{ m}$$

➤ hydraulische Verluste beim Einlauf der Druckrohrleitung:

$$\Delta h_{\text{Ein,DRL}} = (1 + \xi_{\text{Ein,DRL}}) \cdot \frac{V_{\text{DRL}}^2}{2g} - \frac{(V_{\text{Rechen}}^b)^2}{2g} = (1 + 0,25) \cdot \frac{2,50^2}{2.9,81} - \frac{0,83^2}{2.9,81} = 0,40 \text{ m}$$

$\xi_{\text{Ein,DRL}} = 0,25$ -beim leicht gekrümmten Einlauf der Druckrohrleitung

➤ Verluste infolge Knick der Druckrohrleitung:

- I. Knick -

$$R_0 = 2,80 \text{ m} ; \quad r = 0,70 \text{ m}$$

Aus Tab.: 3.7 [№5] wurde für $\frac{r}{R_0} = \frac{0,70}{2,80} = 0,25 \longrightarrow \xi_{Kr} = 0,148$ abgelesen;

$$\text{Weil } \alpha_1 = 30^\circ \longrightarrow \Delta h_{Kr} = \xi_{Kr} \cdot \frac{\alpha_1}{90^\circ} \cdot \frac{V_{DRL}^2}{2g} = 0,148 \cdot \frac{30^\circ}{90^\circ} \cdot \frac{2,50^2}{2g} = 0,017 \text{ m}$$

- II. Knick

$$R_0 = 3,50 \text{ m} ; \quad r = 0,70 \text{ m}$$

Aus Tab.: 3.7 [№5] wurde für $\frac{r}{R_0} = \frac{0,70}{3,50} = 0,20 \longrightarrow \xi_{Kr} = 0,138$ abgelesen

$$\text{Als } \alpha_2 = 49^\circ \longrightarrow \Delta h_{Kr} = \xi_{Kr} \cdot \frac{\alpha_1}{90^\circ} \cdot \frac{V_{DRL}^2}{2g} = 0,138 \cdot \frac{49^\circ}{90^\circ} \cdot \frac{2,50^2}{2g} = 0,026 \text{ m}$$

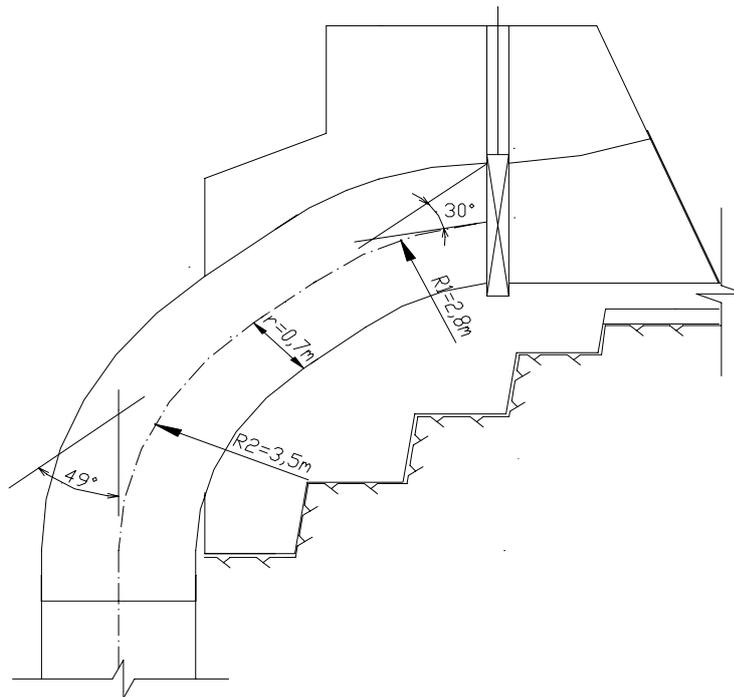


Abb.:3.17 Knicke in der Druckrohrleitung

- III. Knick

$R_0 = 2,10\text{m}$; $r = 0,70\text{m}$

Aus Tab.: 3.7 [№5] wurde für $\frac{r}{R_0} = \frac{0,70}{2,10} = 0,33 \longrightarrow \xi_{Kr} = 0,174$ abgelesen

Als $\alpha_3 = 90^\circ \longrightarrow \Delta h_{Kr} = \xi_{Kr} \cdot \frac{\alpha_1}{90^\circ} \cdot \frac{V_{DRL}^2}{2g} = 0,174 \cdot \frac{90^\circ}{90^\circ} \cdot \frac{2,50^2}{2g} = 0,060\text{m}$

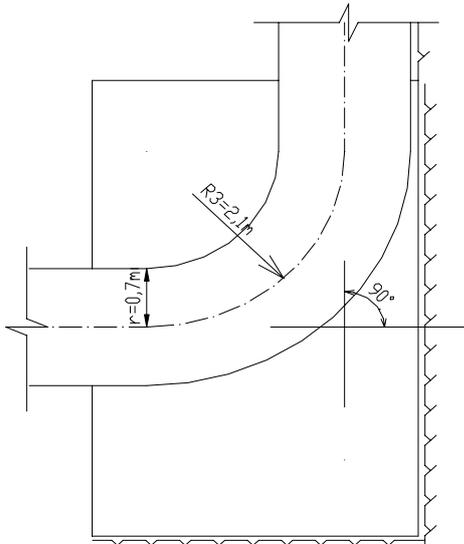


Abb.:3.18 - IV. Knick

$R_0 = 2,60\text{m}$; $r = 0,70\text{m}$

Aus Tab.: 3.7 [№5] wurde für $\frac{r}{R_0} = \frac{0,70}{2,60} = 0,27 \longrightarrow \xi_{Kr} = 0,152$ abgelesen

Als $\alpha_4 = 69^\circ \longrightarrow \Delta h_{Kr} = \xi_{Kr} \cdot \frac{\alpha_1}{90^\circ} \cdot \frac{V_{DRL}^2}{2g} = 0,152 \cdot \frac{69^\circ}{90^\circ} \cdot \frac{2,50^2}{2g} = 0,040\text{m}$

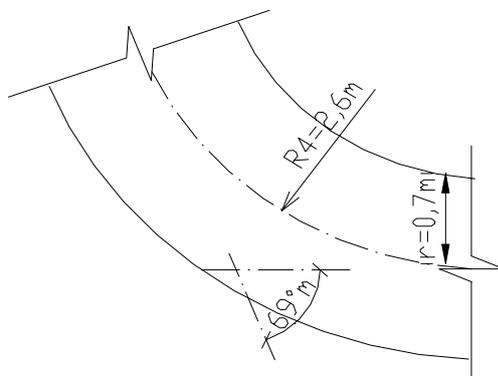


Abb.:3.19 IV. Knick

- hydraulische Verluste bei Verziehung:

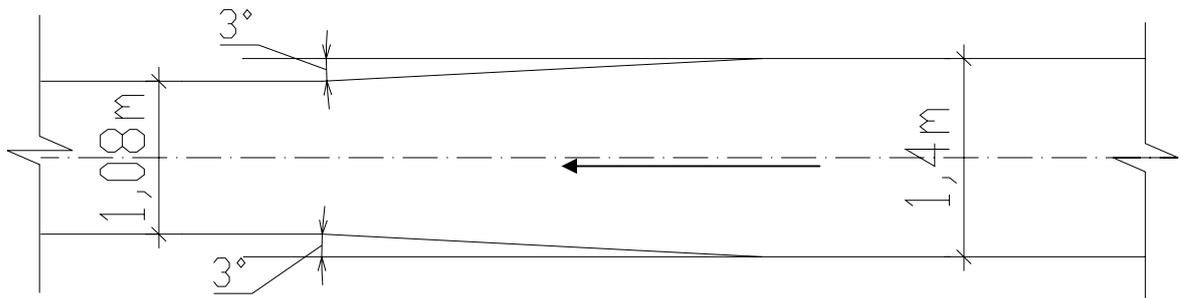


Abb.:3.20 Konfusor

Die Verluste infolge Verziehung sind bei $\beta \leq 8^\circ$ sehr klein und deswegen kann den Verlustbeiwert vernachlässigt werden. $\xi_{gr.V} = 0 \longrightarrow \Delta h_{gr.V} = 0$

- hydraulische Verluste bei Verzweigung der Druckrohrleitung: $\Delta h_{Ver} = \xi_{Ver} \cdot \frac{V_{DRL}^2}{2g} [m]$

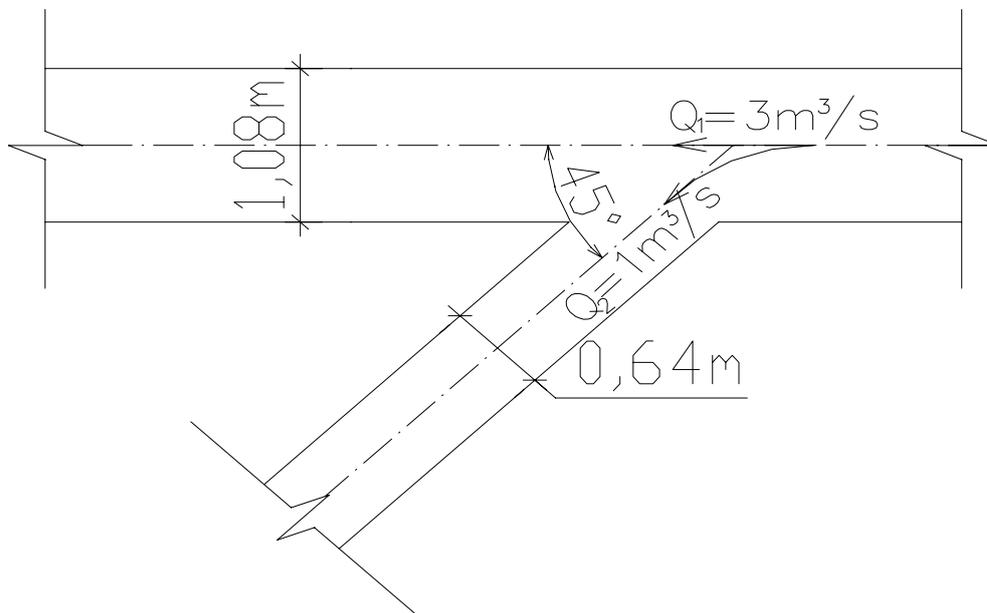


Abb.:3.21 Verzweigung der Druckrohrleitung

Bei Verzweigung der Druckrohrleitung der Ausbaudurchfluss wurde geteilt um die gleichzeitige Versorgung der beiden Turbinen zu verwirklichen. Die kleinere Turbine wurde mit einer Wassermenge $Q_{\text{klein}} = 1 \text{ m}^3/\text{s}$ und die grössere mit $Q_{\text{groß}} = 3 \text{ m}^3/\text{s}$. Die Durchmesser, die Querschnittsflächen und die Fließgeschwindigkeiten der entsprechenden Verzweigungen sind folgende:

$D_{\text{klein}} = 0,64 \text{ m}$ und $D_{\text{groß}} = 1,08 \text{ m}$; $F_{\text{klein}} = 0,32 \text{ m}^2$ und $F_{\text{groß}} = 0,92 \text{ m}^2$; $V_{\text{klein}} = 3,11 \text{ m/s}$ und $V_{\text{groß}} = 3,26 \text{ m/s}$

- Verlustbeiwerte der beiden Turbinen: $\xi_{\text{klein}} = 1,0$ und $\xi_{\text{groß}} = 0,15$

- hydraulische Verluste an der Verzweigung:

$$\Delta h_{\text{Ver, klein}} = 1,0 \cdot \frac{3,11^2}{2g} = 0,49 \text{ m} \quad \text{und} \quad \Delta h_{\text{Ver, groß}} = 0,15 \cdot \frac{3,26^2}{2g} = 0,08 \text{ m}$$

➤ hydraulische Verluste beim Verschlussorgan vor der Turbinenkammer

(Drossel) $\xi_{\text{Drossel}} = 0,10$ – Verlustbeiwert der Drossel

$$\Delta h_{\text{Drossel}} = \xi_{\text{Drossel}} \cdot \frac{V_{\text{DRL}}^2}{2g} \text{ [m]}$$

$$\Delta h_{\text{Drossel}} = 0,10 \cdot \frac{3,11^2}{2g} = 0,049 \text{ m} \quad \text{und} \quad \Delta h_{\text{Ver, groß}} = 0,10 \cdot \frac{3,26^2}{2g} = 0,054 \text{ m}$$

○ Gesamtverluste:

$$\Sigma \Delta h_{\text{ges}} = \Sigma \Delta h_{\text{v}} + \Delta h_{\text{Rechen}} + \Delta h_{\text{Ein, DRL}} + \Sigma \Delta h_{\text{Knick}} + \Delta h_{\text{gr. v}} + \Delta h_{\text{Ver}} + \Delta h_{\text{Drossel}}$$

(Auf Seite 77 verweisen - Endvariante)

➤ für die kleine Turbine:

$$\Sigma \Delta h_{\text{ges, klein}} = 0,11 + 0,006 + 0,40 + 0,143 + 0,01 + 0,49 + 0,049 = 1,208 \text{ m}$$

➤ für die große Turbine:

$$\Sigma \Delta h_{\text{ges, groß}} = 0,11 + 0,006 + 0,40 + 0,143 + 0,01 + 0,080 + 0,054 = 0,803 \text{ m}$$

○ Ermittlung der Bruttofallhöhe (H^{BR} , m – gleich für die beiden Turbinen):

$$H^{\text{BR}} = \nabla W S_V^{Q_{\text{Aus}}} - \nabla U W S = 760,48 - 737,29 = 23,19 \text{ m}$$

○ Ermittlung der Nettofallhöhe:

➤ für die kleine Turbine:

$$H_{\text{klein}}^{\text{Netto}} = H_{\text{max}}^{\text{BR}} - \Sigma \Delta h_{\text{ges., klein}} = 23,19 - 1,208 = 21,98 \text{ m}$$

➤ für die große Turbine:

$$H_{\text{groß}}^{\text{Netto}} = H_{\text{max}}^{\text{BR}} - \Sigma \Delta h_{\text{ges., groß}} = 23,19 - 0,803 = 22,39 \text{ m}$$

3.3 Hydraulische Bemessung der Anlagen der Triebwasserleitung

(Variante: Druckrohrleitung)

Die Druckrohrleitung hat den Zweck die Ausbauwassermenge von der Wasserfassung bis zu den Turbinen zu führen. Die Druckrohrleitung steht unter Wasserdruck, der graduall mit steigender Fallhöhe zunimmt. Der Wasserdruck beim Kraftwerk entspricht in etwa der maximalen Fallhöhe der Anlage.

Bei der Wahl der Trasse der Druckrohrleitung wurden folgende Voraussetzungen berücksichtigt:

- die Druckrohrleitung soll eine minimale Länge haben. Dies dient der Verminderung des Druckstoßes und der Verbesserung der Bedingungen für die automatische Regulierung der Turbine;
- die Fundierung der Festpunkte wurde in ingenieur-geologischen Hinsicht auf festem Fels gestellt.
- die Trasse der Druckrohrleitung folgt der Linie des maximalen Gefälles (d.h. senkrecht zu den Geländehorizontalen)

Eine gewisse Schwierigkeit ist, dass die Trasse nur auf einem der beiden Ufer verlaufen kann. Deshalb wurde in Rahmen des Projekts eine Variante mit Brücke geplant. Das ist wegen der Unmöglichkeit das Land am rechten Flussufer zu enteignen erforderlich.

Wegen des felsigen Bodens wurde die Druckrohrleitung oberirdisch verlegt. Die Nivellette der Druckrohrleitungstrasse wurde so durchgeführt, dass Volumen eines Aushubes ein Minimum ist. Die Festpunkte und Zwischenaufleger sind Betonfestpunkte. Ihre Abmessungen wurden statisch bestimmt.

In Rahmen der Projektstudie wurde keine Optimierung des Durchmessers der Druckrohrleitung durchgeführt (er wurde angegeben: $D_{opt} = 1400$ mm).

3.4 Hydraulische Bemessung der Triebwasseranlagen (Variante mit oberirdisch verlegtem Kanal)

Die Variante mit dem Triebwasserkanal ist bei der hydraulischen Berechnung der Wasserfassung im Berechnungsfall HQ100 schon abgelehnt worden. Jedoch soll die darunter durchzuführende Ermittlung der Querschnittsparameter des Triebwasserkanals nur der nachträglichen Wirtschaftlichkeitsanalyse der einzelnen Varianten dienen.

b	h	B	w	ξ_i	R	C	Q
0.2	0.2	0	0.04	0.6	0.066667	31.83866	0.174372
0.4	0.4	0	0.16	1.2	0.133333	35.73769	1.107193
0.63	0.63	0	0.3969	1.8	0.2205	38.86316	3.840884
0.8	0.8	0	0.64	2.4	0.266667	40.1142	7.03024
1	1	0	1	3	0.333333	41.63416	12.74667
1.2	1.2	0	1.44	3.6	0.4	42.91871	20.72749
1.4	1.4	0	1.96	4.2	0.466667	44.03566	31.26595
1.6	1.6	0	2.56	4.8	0.533333	45.02667	44.63924
1.75	1.75	0	3.0625	5.4	0.56713	45.49012	55.63422
1.8	1.8	0	3.24	6	0.54	45.11999	56.96637

Tab.:3.22

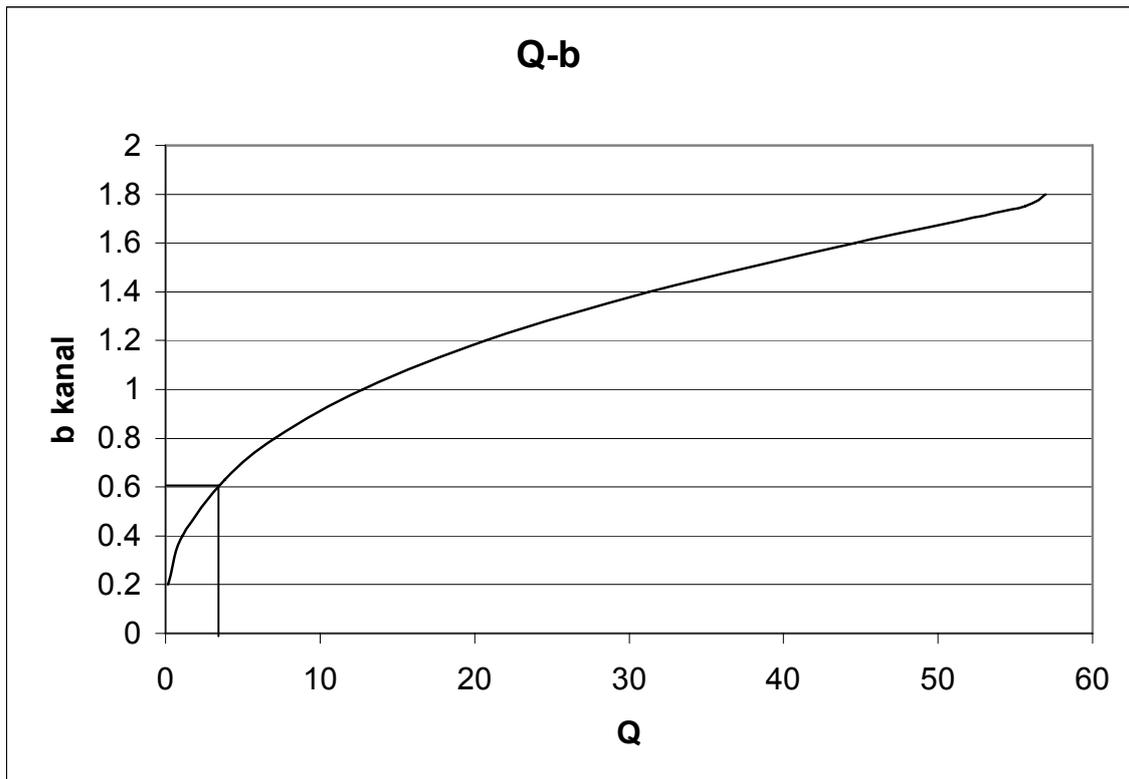


Abb.:3.23 Grafik der Funktion $Q=f(b)$ bei $b/h=\text{const}$

b	h	w	ξ	R	C	Q b=konst.
0.63	0.6	0.978	2.818144	0.347037	59.87809	0.981832
0.63	0.8	1.512	3.474192	0.435209	62.18061	1.765218
0.63	1	2.15	4.13024	0.520551	64.06426	2.828319
0.63	1.15	2.69675	4.622276	0.583425	65.29342	3.827763
0.63	1.4	3.738	5.442336	0.686837	67.09358	5.915477
0.63	1.67	5.04507	6.328001	0.797261	68.78157	8.818244
0.63	1.85	6.02175	6.918444	0.870391	69.79501	11.15955
0.63	2	6.9	7.41048	0.931114	70.58392	13.37515

Tab.:3.24

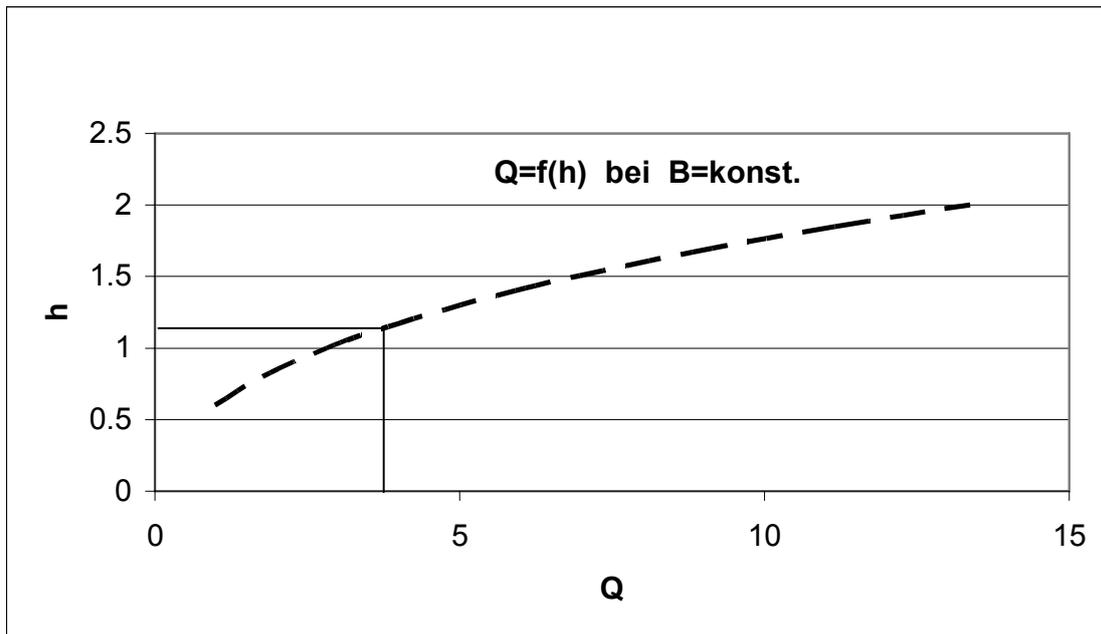


Abb.:3.25 Q-H Kurve des Kanals

3.5 Hydraulische Berechnungen in stationärem Betrieb des Kraftwerkes (Vollast)

3.5.1 Reibungsverluste in der Druckrohrleitung

Die Berechnungen wurde bei einer Rauigkeit $n=0,012$ gemacht.

Iaut / TSOLOVSKI, T.; NIKOLAEVA, R.: Handbuch zur Projektierung von Wasserkraftsystemen und – anlagen, UABG – Sofia, 1991/ und /MARINOV, E.: Hydraulics – lecture notes, UABG – Sofia, 2003 /

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

$$R_{DRL} = \frac{A}{U} = \frac{D_{DRL}}{4}$$

TECHNISCHE UNIVERSITÄT - WIEN

Ab- schnitt	L	D	R	c	F	v	h _v	
	m	m	m	m ^{0,5} /s	m ²	m/s	m	
1	95	1,40	0,35	69,71	1,539	2,600	0,377	
2	80	1,40	0,35	69,71	1,539	2,600	0,318	
3	95	1,40	0,35	69,71	1,539	2,600	0,377	
4	100	1,40	0,35	69,71	1,539	2,600	0,397	
5	70	1,40	0,35	69,71	1,539	2,600	0,278	
6	20	1,40	0,35	69,71	1,539	2,600	0,079	
7	110	1,40	0,35	69,71	1,539	2,600	0,437	
8	115	1,40	0,35	69,71	1,539	2,600	0,457	
9	105	1,40	0,35	69,71	1,539	2,600	0,417	
10	43	1,40	0,35	69,71	1,539	2,600	0,171	
11	17	1,40	0,35	69,71	1,539	2,600	0,068	
12	40	1,40	0,35	69,71	1,539	2,600	0,159	
13	90	1,40	0,35	69,71	1,539	2,600	0,358	
14	40	1,40	0,35	69,71	1,539	2,600	0,159	
15	60	1,40	0,35	69,71	1,539	2,600	0,238	
16	55	1,40	0,35	69,71	1,539	2,600	0,219	
17	25	1,40	0,35	69,71	1,539	2,600	0,099	
18	135	1,40	0,35	69,71	1,539	2,600	0,536	
19	95	1,40	0,35	69,71	1,539	2,600	0,377	
20	60	1,40	0,35	69,71	1,539	2,600	0,238	
21	50	1,40	0,35	69,71	1,539	2,600	0,199	
22	100	1,40	0,35	69,71	1,539	2,600	0,397	
23	50	1,40	0,35	69,71	1,539	2,600	0,199	
24	70	1,40	0,35	69,71	1,539	2,600	0,278	
25	20	1,40	0,35	69,71	1,539	2,600	0,079	
26	80	1,40	0,35	69,71	1,539	2,600	0,318	
27	20	1,40	0,35	69,71	1,539	2,600	0,079	
□□	1840							7,311

Tab.:3.26 Reibungsverluste in der DRL

$$R = \frac{F}{4} \text{ [m]} - \text{hydraulischer Radius;}$$

$$c = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{1}{6}} \text{ [m}^{0,5}/\text{s]} - \text{Koeffizient von Chezy;}$$

$$F = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \text{ [m}^2\text{]} - \text{Querschnittsfläche;}$$

$$v = \frac{Q}{F} \text{ [m/s]} - \text{Fließgeschwindigkeit;}$$

3.5.2 Ortsverluste

$$Q_{\text{Aus}} = 3,8 \text{ m}^3/\text{s} - \text{Ausbaudurchfluss;}$$

$$F_{\text{Rechen}}^{\text{Netto}} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 1,40^2}{4} = 1,54 \text{ m}^2;$$

$$F_{\text{Rechen}}^{\text{Br}} = F_{\text{Rechen}}^{\text{Netto}} \frac{a+b}{a} = 1,54 \frac{4+2}{4} = 2,31 \text{ m}^2;$$

$a=0,04 \text{ m}$ – Abstand zwischen den einzelnen Stäben;

$b=0,02 \text{ m}$ – Dicke der Stäbe des Rechens;

$h_{\text{Rechen}} = 1,50 \text{ m}$ – angenommene Höhe des Rechens;

$b_{\text{Rechen}} = 1,50 \text{ m}$ – angenommene Breite des Rechens;

$\alpha = 90^\circ$ - Neigungswinkel der Stäbe zwischen dem Rechen und dem Boden;

- Verluste im Bereich des Rechens:

$$\Delta h_{\text{Rechen}} = \xi_{\text{Rechen}} \cdot \frac{v_{\text{Rechen}}^2}{2g};$$

$$\xi_{\text{Rechen}} = \beta \cdot \sin \alpha \cdot \left(\frac{b}{a} \right)^{\frac{4}{3}} = 2,42 \cdot \sin 90 \cdot \left(\frac{0,04}{0,02} \right)^{\frac{4}{3}} = 0,960$$

$$v_{\text{Rechen}} = \frac{Q_{\text{Aus}}}{F_{\text{Rechen}}^{\text{Br}}} = \frac{3,8}{2,31} = 1,64 \text{ m/s}$$

$$\Delta h_{\text{Rechen}} = 0,960 \cdot \frac{1,64^2}{2 \cdot 9,81} = 0,13 \text{ m}$$

$\beta = 2,42$ – Formbeiwert;

ξ_{Rechen} – Beiwert zur Berücksichtigung der Ortsverluste des Rechens;

- Verluste am Einlauf der Druckrohrleitung;

$$\Delta h_{\text{Ein,DRL}} = (1 + \xi_{\text{Ein}}) \frac{V_{\text{Ein}}^2}{2g} - \frac{V_{\text{Rechen}}^2}{2g}$$

$\xi_{\text{Ein}}=0,3$ – Beiwert zur Berücksichtigung der Verluste am Einlauf;

$V_{\text{Ein}} = 2,60 \text{ m/s}$ - Fließgeschwindigkeit a Einlauf der Druckrohrleitung;

$$\Delta h_{\text{Ein,DRL}} = (1 + 0,3) \frac{2,60^2}{2 \cdot 9,81} - \frac{1,64^2}{2 \cdot 9,81} = 0,33 \text{ m};$$

- Verluste von horizontalen Knickungen;

$$\underline{\underline{dh_{\text{DRL,Knick}} = \frac{\xi_{\text{Knick}} \cdot v_{\text{DRL}}^2}{2 \cdot g}}}$$

$$\xi_{\text{Knick}} = 0,946 \cdot \sin^2\left(\frac{\alpha}{2}\right) + 2,047 \cdot \sin^4\left(\frac{\alpha}{2}\right)$$

No	α	h knick
1	60	0,368
2	55	0,298
3	40	0,141
4	60	0,368
5	30	0,074
6	10	0,007
7	10	0,007
8	68	0,501
9	70	0,538
10	20	0,031
11	35	0,104

12	30	0,074
13	40	0,141
14	50	0,237
15	30	0,074
16	25	0,050
17	30	0,074
18	20	0,031
19	25	0,050
20	10	0,007
		3,174

Tab.:3.27 Verluste infolge horizontalen Knickung

$$\Delta h_M = \sum \xi \frac{v^2}{2g} = 3,174 \frac{2,60^2}{2 \cdot 9,81} = 1,09 \text{ m};$$

Ermittlung der Brutto- und Nettofallhöhen des Kraftwerkes

Bruttofallhöhe bei $Q_{Aus} = 3,80 \text{ m}^3/\text{s}$:

$$H_{BR} = \nabla WSEB - \nabla \text{EndeDRL} = 760,41 - 736,67 = 23,74 \text{ m};$$

Nettofallhöhe bei $Q_{Aus} = 3,80 \text{ m}^3/\text{s}$:

$$H_{Netto} = H_{BR} - \sum h_{ges} = 23,74 - (7,311 + 0,09 + 0,35 + 1,09) = 14,89 \text{ m};$$

4. AUSWAHL DER TURBINEN- UND GENERATORAUSRÜSTUNG DES KLEINWASSER-KRAFTWERKES UND ÜBERSCHLÄGIGE PLANUNG DES KRAFTHAUSES

4.1 Wahl der Turbinenausrüstung des Kleinwasserkraftwerkes am Fluss „Arda“

Der Anwendungsbereich der verschiedenen Turbinenarten wird durch die Fallhöhe $H_{\text{Fall}}[\text{m}]$ und den Ausbaudurchfluss $Q_{\text{Aus}} [\text{m}^3/\text{s}]$ bedingt.

Aus den Firmenprospekten von VOITH AG, die Turbinenausrüstung für Wasserkraftwerke anbietet, wurde in Abhängigkeit von der Ausbaumassermenge $Q_{\text{Aus}} = 3,80 \text{ m}^3/\text{s}$ und der Fallhöhe $H = 23,2 \text{ m}$, für das Kleinwasserkraftwerk am Fluss „Arda“, wurde folgende Ausrüstung gewählt:

Zwei Francis-Turbinen:

- für $Q_{\text{Aus}} = 0,80 \text{ m}^3/\text{s}$ und $H = 23,2 \text{ m}$ – Francis-Turbine (kleine)

Leistung der Turbine $P = 200 \text{ kW}$; Synchrodrehzahl 500 für eine Frequenz von $f = 50 \text{ Hz}$

- für $Q_{\text{Aus}} = 3,00 \text{ m}^3/\text{s}$ und $H = 23,2 \text{ m}$ – Francis-Turbine (große)

Leistung der Turbine $P = 600 \text{ kW}$; Synchrodrehzahl 300 für eine Frequenz von $f = 50 \text{ Hz}$

Diese Wahl wurde getroffen, um kleine Wassermengen in Zeiten der Wasserarmangel abarbeiten zu können. D.h. der Abfluß in der Arda möglichst maximal genutzt werden.

Jede Maschine besteht aus folgenden Hauptelementen:

- Turbinenkammer, die unter Druck das Wasser bis zu den Öffnungen des Leitapparats führt;
- Stützschaufelkranz, der die Last der Turbinenanlage auf das Fundament überträgt;
- Leitapparat – dient zur Regulierung und leitet das Wasser in Richtung des Turbinenlaufrades;
- Turbinenlaufrad – wandelt die kinetische Energie des Wassers in mechanischer um;
- Saugrohr – bringt das Wasser in den Turbinenauslauf.

Das Kraftwerk wurde mit dem staatlichen Stromtransportnetz für Mittelspannung von 20 kV verbunden.

4.2 Projekt zur konstruktiven Gestaltung des Maschinengebäudes

Die Entscheidung wie das Maschinengebäude des Kleinwasserkraftwerkes am Fluss „Arda“ aussieht, wurde in Verbindung mit der gewählten Ausrüstung gemacht.

I. Variante: Lösung bei Variante mit Francis-Turbinen auf horizontaler Welle

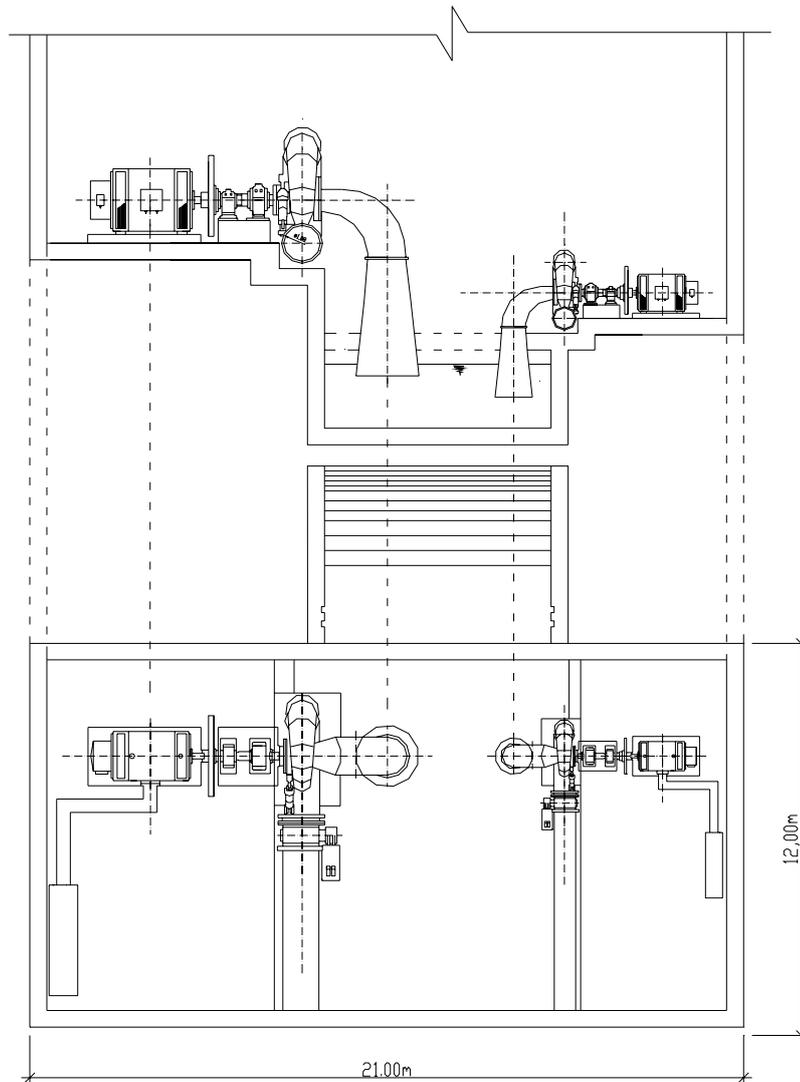


Abb.:4.1 Francis-Turbine an horizontaler Welle

Nachteile:

- tiefere Lage der Turbinen;
- keine Möglichkeit die ganze Saughöhe der großen Turbine auszunutzen;
- längere Druckrohrleitung;

- bei Hochwasser erhält die Betonplatte des Turbinenauslaufes einen Antrieb;
- grosse Abmessungen des Krafthauses im Grundriss;

II. Variante: Lösung bei Francis-Turbine mit vertikaler Welle und gekrümmtem Saugrohr

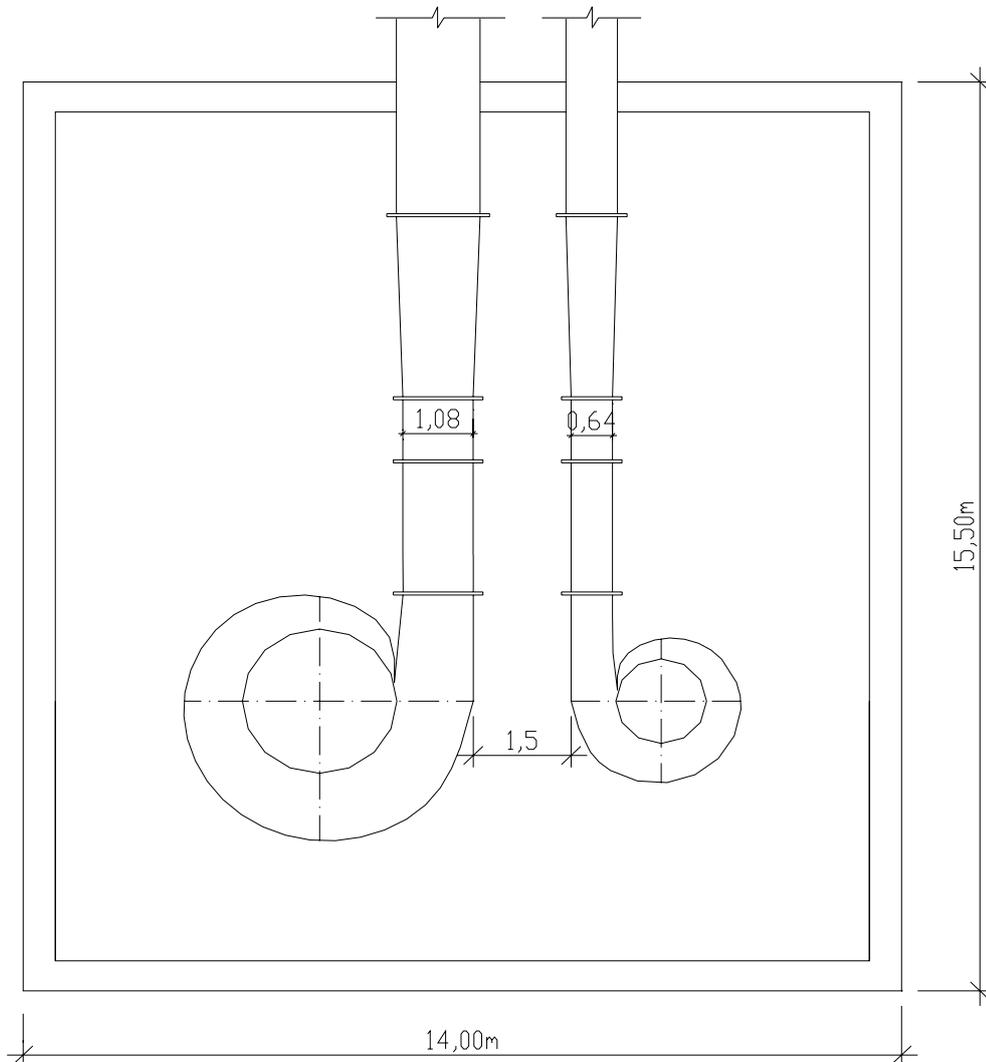


Abb.:4.2 Francis-Turbine an vertikaler Welle mit gekrümmtem Saugrohr

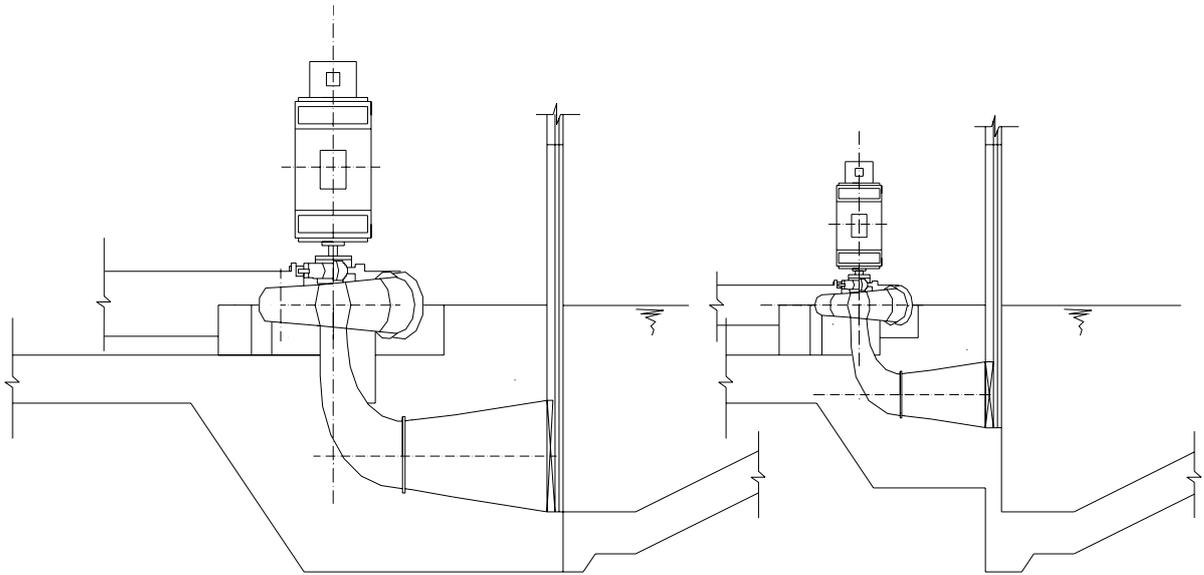


Abb.:4.3 Francis-Turbine an vertikaler Welle mit gekrümmtem Saugrohr

Vorteile:

- höhere Lage der Turbinen;
- Das Wassers wirkt auf den Stirnteil des Krafthauses in Form von Wasserdruck (es gibt keinen Antrieb);

Nachteile:

- es gibt keine Möglichkeit die volle Saughöhe der Turbinen auszunutzen;
- das Krafthaus ist im Grundriss länger;

III. Variante: Lösung bei Francis-Turbinen an vertikaler Welle mit vertikalem Saugrohr

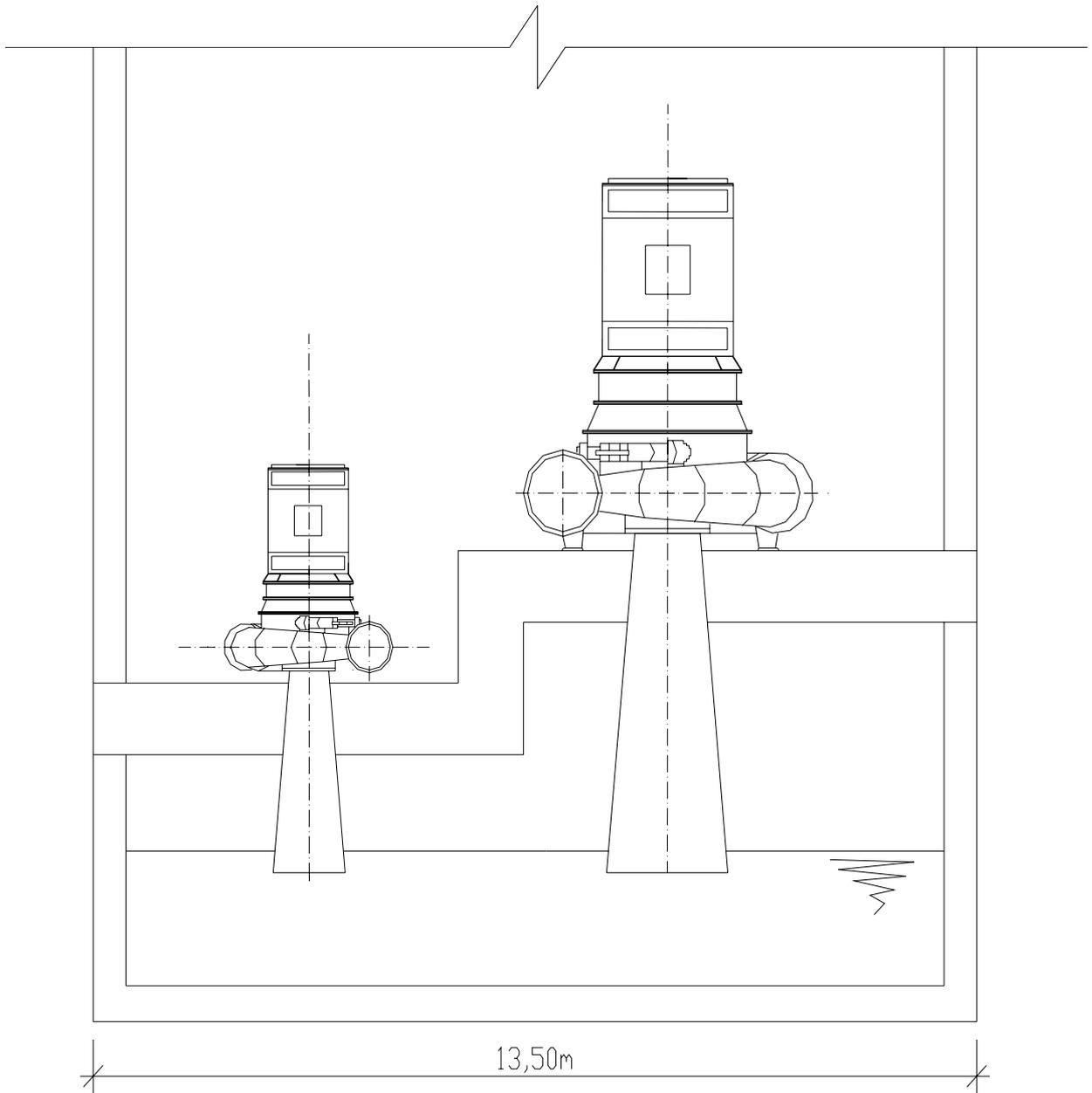


Abb.:4.4 Francis-Turbine an vertikaler Welle mit vertikalem Saugrohr

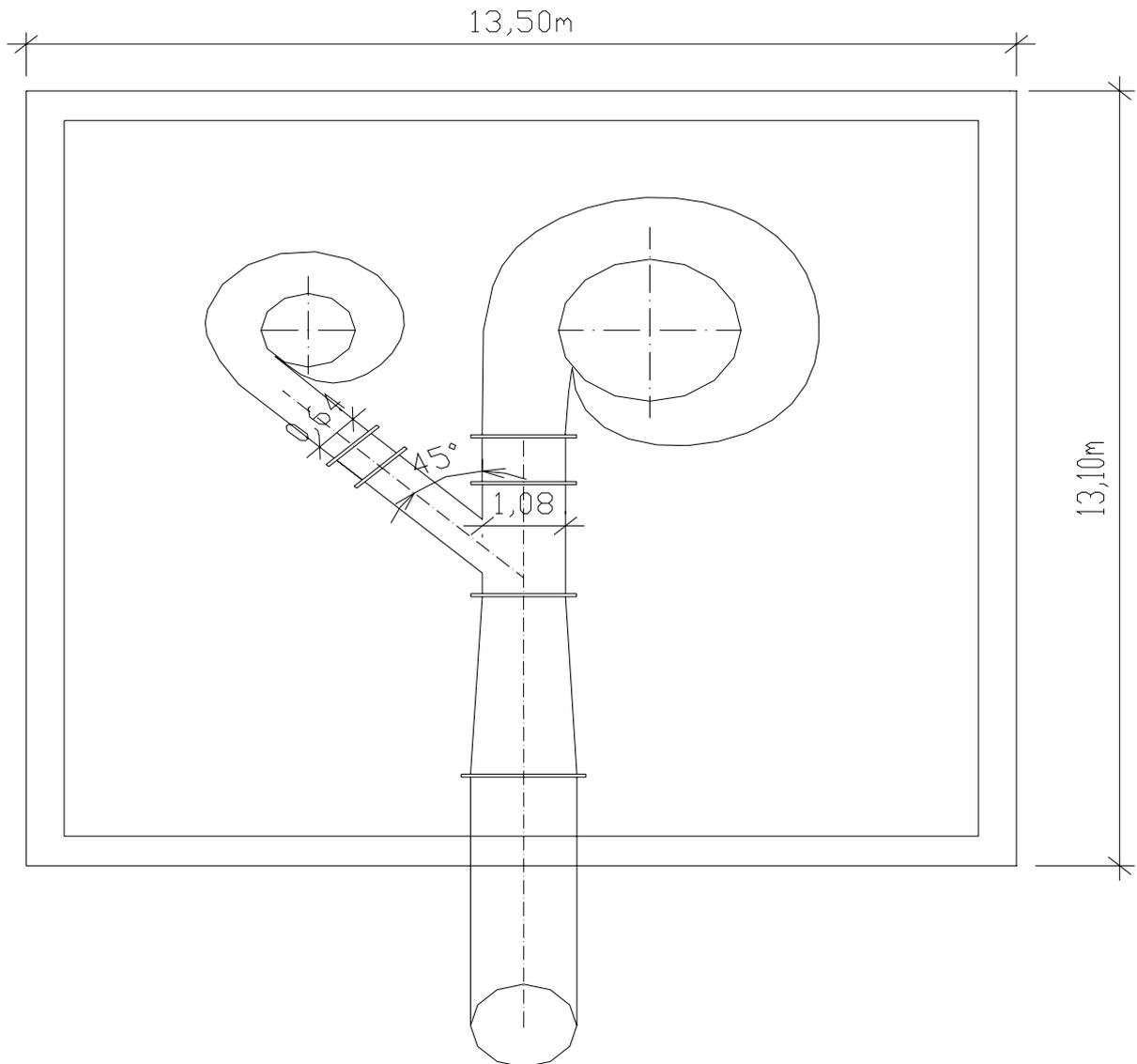


Abb.:4.5 Francis-Turbine an vertikaler Welle mit vertikaler Saugrohr

Vorteile:

- die volle Saughöhe ist nutzbar;
- das kompakteste Krafthaus im Grundriss;

Nachteile:

- bei Hochwasser ist die Betonplatte über dem Turbinenauslauf einem Wasserauftrieb ausgesetzt;

Bei den so zusammengestellten Vor- und Nachteilen einzelner Varianten des Krafthauses wurde die III. Variante (Krafthaus mit Francis-Turbinen mit vertikaler Welle und vertikal angeordnetes Saugrohr) ausgewählt.

4.3 Konstruktive Gestaltung des Krafthauses des Kleinwasserkraftwerkes am Fluss „Arda“ in Abhängigkeit von dem Flussbett

Für die gewählte Variante zur Errichtung des Krafthauses existieren folgende Schemata:

I. Schema: Turbinenauslauf liegt senkrecht zu dem Flussbett. Bei diesem Schema ergeben sich folgende ungünstige Faktoren:

- Beeinflussung des Sedimenttransportes;
- die Gestaltung der Dammbalkennischen gleich nach den Saugrohren. Das führt zur Erhöhung des Rückstaues;
- Veränderung des Flussbettes infolge des Sprunges bei Gestaltung des Turbinenauslaufes;

II. Schema: Turbinenauslauf parallel zum Flussbett gelegen. In diesem Fall gibt es keinen wesentlichen Einfluss auf den Sedimenttransport und die Gestaltung des Turbinenauslaufes stört das Flussbett nicht.

Schlussfolgerung: Mit Rücksicht auf die durchgeführte Analysen und die dazu gehörigen Argumente, wurde die Variante Krafthaus mit Francis-Turbinen und vertikaler Welle, mit vertikalem Saugrohr und Lage des Turbinenauslaufes parallel zum Flussbett gewählt.

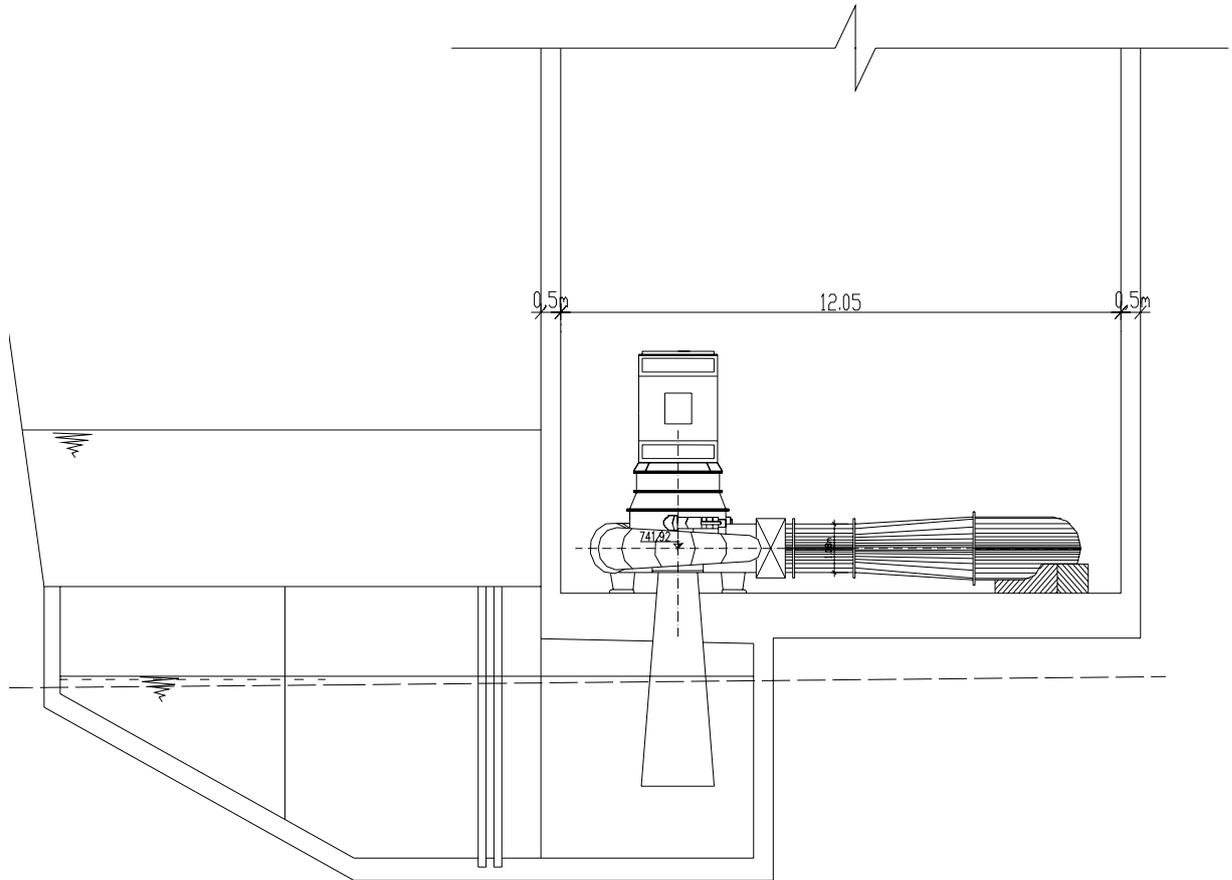


Abb.:4.6 Endvariante (Schnitt durch die Turbinenachse)

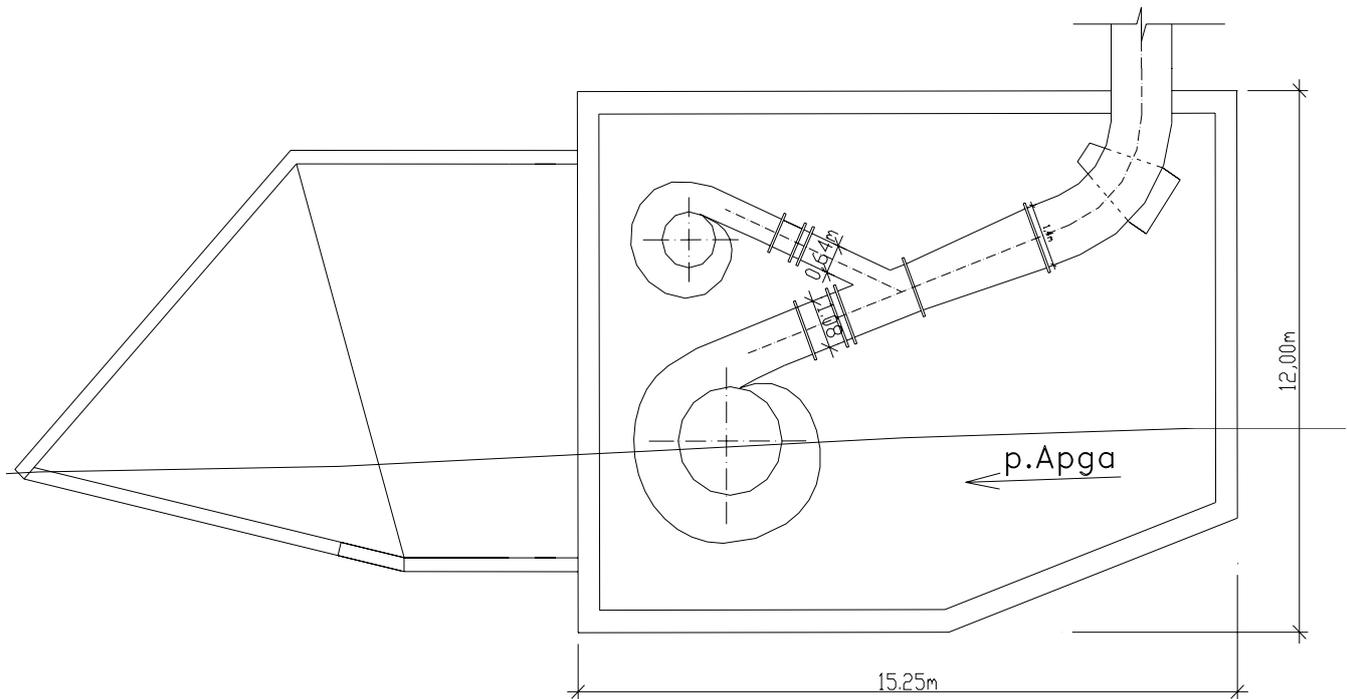


Abb.:4.7 Endvariante (Grundriss)

Bei der Verzweigung der Druckrohrleitung wird die Ausbauwassermenge geteilt. Damit ist die Versorgung der beiden Turbinen gesichert. Für die kleine Turbine beträgt der Ausbaudurchfluss $Q_{\text{klein}} = 1 \text{ m}^3/\text{s}$ und für die grosse – $Q_{\text{gross}} = 3 \text{ m}^3/\text{s}$. Die Durchmesser, die Querschnittsflächen und die Fließgeschwindigkeiten der entsprechenden Verzweigungen sind die folgenden:

$D_{\text{klein}} = 0,64 \text{ m}$ und $D_{\text{gross}} = 1,08 \text{ m}$; $F_{\text{klein}} = 0,32 \text{ m}^2$ und $F_{\text{gross}} = 0,92 \text{ m}^2$; $V_{\text{klein}} = 3,11 \text{ m/s}$ und $V_{\text{gross}} = 3,26 \text{ m/s}$.

Verlustbeiwerte: $\xi_{\text{klein}} = 1,0$ und $\xi_{\text{gross}} = 0,15$

Hydraulische Verluste im Bereich der Verzweigung der Druckrohrleitung:

$$\Delta h_{\text{Ver, klein}} = 1,0 \cdot \frac{3,11^2}{2g} = 0,49 \text{ m} \quad \text{und} \quad \Delta h_{\text{Ver, gross}} = 0,15 \cdot \frac{3,26^2}{2g} = 0,08 \text{ m}$$

Hydraulische Verluste im Bereich des Verschlussorgans vor den Turbinenkammern (Drossel):

$\xi_{\text{Drossel}} = 0,10$ – Verlustbeiwert bei der Drossel

$$\Delta h_{Drossel} = \xi_{Drossel} \cdot \frac{V_{DRL}^2}{2g}, m$$

$$\Delta h_{Drossel, klein} = 0,10 \cdot \frac{3,11^2}{2g} = 0,049m \quad \text{und} \quad \Delta h_{Drossel, gross} = 0,10 \cdot \frac{3,26^2}{2g} = 0,054m$$

Gesamtverluste:

$$\Sigma \Delta h_{ges} = \Sigma \Delta h_v + \Delta h_{Rechen} + \Delta h_{Ein, DRL} + \Sigma \Delta h_{Knick, i} + \Delta h_{gr. V} + \Delta h_{Ver} + \Delta h_{Drossel}$$

Für die kleine Turbine:

$$\Sigma \Delta h_{ges, klein} = 0,11 + 0,006 + 0,40 + 0,143 + 0,01 + 0,49 + 0,049 = 1,208m$$

Für die grosse Turbine:

$$\Sigma \Delta h_{ges, gross} = 0,11 + 0,006 + 0,40 + 0,143 + 0,01 + 0,080 + 0,054 = 0,803m$$

Ermittlung der Bruttofallhöhe (H^{BR} [m] – gleich für die beide Turbinen):

$$H^{BR} = \nabla WS_V^{Q_{Aus}} - \nabla UWS = 760,48 - 737,24 = 23,19 m$$

Ermittlung der Nettofallhöhe:

- für die kleine Turbine:

$$H_{klein}^{Netto} = H_{max}^{BR} - \Sigma \Delta h = 23,19 - 1,208 = 21,98m$$

- für die grosse Turbine:

$$H_{gross}^{Netto} = H_{max}^{BR} - \Sigma \Delta h = 23,19 - 0,803 = 22,39m$$

In Abhängigkeit von der Fallhöhe und dem Ausbaudurchfluss, des Kleinwasserkraftwerkes am Fluss „Arda“, wurde die folgende Ausrüstung gewählt:

Zwei Francis-Turbinen, als für $Q_{Aus} = 0,80 m^3/s$ und $H_{Fall} = 21,98 m$ – kleine Francis-Turbine mit einer Leistung $P = 200 kW$, Synchrondrehzahl $n = 500$ bei einer Frequenz von $f=50 Hz$.

Für $Q_{Aus} = 3,00 m^3/s$ und $H_{Fall} = 22,39 m$ – spirale Francis-Turbine (grosse) mit Leistung $P=600 kW$, Synchrondrehzahl $n = 333,3$ bei einer Frequenz von $f = 50 Hz$.

Diese Wahl ermöglicht, dass das Wasserkraftwerk kleine Wassermengen in Zeiten der Wasserarmut abarbeiten kann. Der Abfluß wird maximal genutzt.

Ermittlung von $\nabla Aus_{ob.Rand} = \nabla UWS_{min} - h_{Kr}$, wo:

$h_{Kr} = \sqrt[3]{\frac{\alpha \cdot Q^2}{g}}$ [m]-kritische Tiefe der Wasserströmung im Bereich des Turbinenauslaufes;

$q = \frac{Q_{min}^{IT}}{b_{Aus}} = \frac{0,40}{9,30} = 0,043 \text{ m}^3/\text{s}$ -spezifischer Durchfluß;

$Q_{min}^{IT} = 40\% \text{ von } Q_{klein}^{IT} = 0,40 \cdot 1,00 = 0,40 \text{ m}^3/\text{s}$ – minimale maßgebende Wassermenge;

Abgelesen aus dem Firmenkatalog (VOITH);

$h_{Kr} = \sqrt[3]{\frac{\alpha \cdot q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{1,0 \cdot 0,043^2}{g}} = 0,06 \text{ m} \longrightarrow \nabla Aus_{ob.Rand} = \nabla UWS_{min} - h_{Kr} = 737,29 - 0,06 = 737,23 \text{ m}$

5. STATISCHE BEMESSUNG DER VARIANTE OBERIRDISCH VERLEGTE DRUCKROHRLEITUNG

5.1 Berechnung des Grenzwiderstandes R: $R = R_n \cdot c \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_m \gamma_n}$

$R_n = 240 \text{ MPa}$ - angenommener Bemessungsfestigkeit des Stahles (Stahl 16D 380-71 nach ГOCT)

$c = 1,15$ - ist Koeffizient, der die Festigkeit des eindimensionalen Zugversuch auf die Festigkeit für dreidimensionale Beanspruchung überträgt

γ_m - Beiwert für Berücksichtigung der Sicherheit des Materials. Bei $R_n < 310 \text{ MPa}$ ist dieser Beiwert $\gamma_m = 1,15$.

$\gamma_c = 0,75$ - Koeffizient zur Vorbemessung, berücksichtigt die Lastkombinationen. Der angenommenen Wert gilt für eine Vorbemessung nach dem Kesselformel.

R_{yn} – Streckgrenze;

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

$$R = R_n \cdot c \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_m \gamma_n} = 240 \cdot 1,15 \cdot \frac{0,75}{1,1 \cdot 1,0} = 198,086 \text{ MPa}$$

5.2 Festigkeitsberechnung für das Stahlrohr

BERECHNUNG DER ROHRSPANNUNGEN

Für die Bemessung wurde Abschnitt 18 der Druckrohrleitungstrasse ausgewählt. Er ist repräsentativ und hat den Zweck die Vorgehensweise für die Bemessung jedes einzelnen Abschnittes der Druckrohrleitung darzustellen.

Der Abstand zwischen Festpunkt No.17 und Festpunkt No.18 ist gleich 135m.

Einen Abstand von 10,00 m wurde zwischen den Zwischenauflagern angenommen.

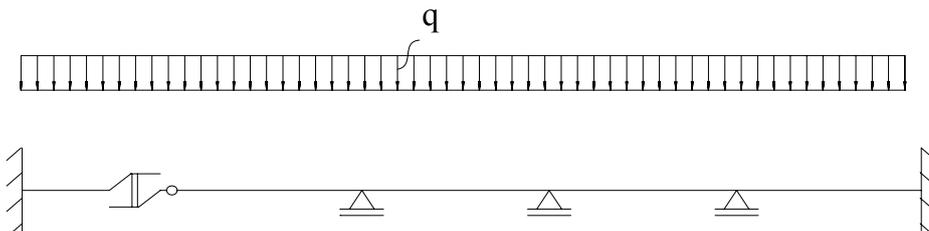


Abb.:5.1 Statische Schema des Rohrabschnittes

Der Stahlrohr, im Bereich zwei benachbarten Rohrabschnitte, wurde als einen ununterbrochenen Balken, den an vielen Stützen gestützt ist, an beiden Enden gespannt, betrachtet.

Zwischen je zwei Festpunkte gibt es eine Stopfbuchse, die die Ausdehnungen während Temperaturschwankungen erlauben soll.

In Längsrichtung ist der Rohr mit axialwirkenden Kräften belastet, und in Querrichtung – mit gleichverteilten Lasten (aus dem Eigengewicht des Rohres und aus dem Gewicht des Wassers), die Längsspannungen und Biegemomente verursachen.

Axialwirkende Kräfte:

1) Komponente des Eigengewichtes des Rohres:

$$G_R = \gamma_{St} \cdot \pi \cdot (D + \delta) \cdot \delta \cdot L = 291,65 \text{ t}$$

G_R - Eigengewicht des Rohres

$D_{opt} = 1,40 \text{ m}$ – optimaler Durchmesser der Druckrohrleitung

$\delta = 6 \text{ mm}$ - Rohrwanddicke

$\gamma_{St} = 78,5 \text{ kN/m}^3$ - die Wichte des Stahles

$L = 135 \text{ m}$. - Länge des Rohrabschnittes zwischen den beiden Festpunkten

$\alpha = 0^\circ$ - die Neigung der Rohrleitung zum Horizont, aus dem Längsschnitt der Druckrohrleitung abgelesen.

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

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

2) Reibungskraft im Zwischenaufleger:

$$G_w = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot L \cdot \gamma_w = 200,12 \text{ t} - \text{Gewicht des Wassers im Rohrabschnitt}$$

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

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

$\mu = 0,10$ - Reibungskoeffizient bei Stahl auf Beton.

$\gamma_f = 1,20$ - Sicherheitsbeiwert bezüglich der Belastung.

$F_2 = \pm (G_R \cdot \gamma_{f,R} + G_w \cdot \gamma_{f,W}) \cdot \mu \cdot \gamma_f \cdot \cos \alpha = 62,51 \text{ t}$ - die plus und minus Vorzeichen in der Gleichung sind entsprechend für Erhöhung und Absenkung der Temperatur.

3) Druckkraft in der Stopfbuchse:

$$F_3 = \gamma_w \cdot H_{d,SB} \cdot \gamma_f \cdot \pi \cdot (D + \delta) \cdot \delta = 1,06 \text{ t}$$

$H_{d,SB} = 1,30 \cdot H_{ST} = 12,10 \text{ m}$ - Druckhöhe an der Stopfbuchse ist aus dem Längsschnitt gemessen (dynamische).

$\gamma_f = 1,00$ - Sicherheitsbeiwert bezüglich der Lasten

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

$F_4 = 0 \text{ kN}$ - die ganze Druckrohrleitung ist mit konstantem Durchmesser zu konstruieren.

5) Kraft infolge Reibung in der Stopfbuchse:

$$F_5 = \pm \gamma_w \cdot H_{d,SB} \cdot \gamma_f \cdot \mu' \cdot \pi \cdot (D + 2 \cdot \delta) \cdot l_D = \pm 3,12 \text{ t}$$

$\gamma_f = 1,00$ - Sicherheitsbeiwert bezüglich der Lasten

$\mu' = 0,30$ - Reibungskoeffizient zwischen dem Rohr und dem Dichtungselement in der Buchse

$l_D = 0,15$ - Länge der Dichtung in der Buchse

6) Kraft infolge Reibung des Wassers an der Rohrwand:

$$F_6 = \gamma_w \cdot \Delta h \cdot \gamma_f \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} = 0,31 \text{ t}$$

$$C = \frac{1}{n} \cdot R^{1/6} = \frac{1}{0,012} \cdot 0,475^{1/6} = 78,53 \text{ m}^{1/2}/\text{s} - \text{Koeffizient von Chézy}$$

$n = 0,012$ - Rauigkeitsbeiwert von Manning für Stahl

$$R = \frac{D_{DRL}}{4} = 0,70 \text{ m} - \text{hydraulischer Durchmesser der Druckrohrleitung}$$

$$\Delta h = \frac{v^2 \cdot L}{C^2 \cdot R} = 0,20 \text{ m} - \text{Druckhöhenverluste in dem Rohrabschnitt XVIII. infolge der Reibung}$$

$A_{DRL} = 1,54 \text{ m}^2$ - Querschnittsfläche des Rohres

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

$$q = \left[\gamma_{St} \cdot \pi \cdot (D + \delta) \cdot \delta \cdot \gamma_{f,R} + \gamma_w \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot \gamma_{f,W} \right] \cdot \cos \alpha = 3,92 \text{ t/m}$$

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

$M = \frac{q \cdot l^2}{10} = 39,2 \text{ t.m}$ - bei einem angenommenen Abstand zwischen den Zwischenauflägern $l = 10,00 \text{ m}$.

Der Stahlrohr befindet sich im dreidimensionalen Spannungszustand. Zur Berechnung der Längsspannungen benutzt man die Navier-Formel.

$$\sigma_V = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y - \sigma_y \cdot \sigma_z - \sigma_x \cdot \sigma_z + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)};$$

wo die Koordinatenachsen folgenderweise gerichtet sind:

x – Druckrohrleitungsachse;

y – in Richtung des Durchmessers des Rohres in dem bestimmten Punkt;

z – in Richtung der Tangente des selben Punktes.

Bei Vernachlässigen der Spannungen σ_y und der tangentialen Spannungen, so ergibt sich:

$$\sigma_V = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_z^2 - \sigma_x \cdot \sigma_z}.$$

Die Normalspannungen σ_x wurden nach folgender Formel bestimmt (die Zugspannung ist die positive):

$$\sigma_{x_{1,2}} = \frac{-\sum F}{A} \pm \frac{M}{W}$$

Für die Berechnung brauchen wir die Fläche des benutzten Stahles:

$$A = \frac{\pi}{4} \cdot ((D+2 \cdot \delta)^2 - D^2) = 0,28 \text{ m}^2$$

$$\text{und das Widerstandsmoment } W = \frac{\pi \cdot (D+2 \cdot \delta)^3}{32} \cdot \left(1 - \left(\frac{D}{D+2 \cdot \delta}\right)^4\right) = 0,1004 \text{ m}^3$$

des Rohrquerschnittes.

ΣF – Normalkraft in dem untersuchten Querschnitt;

- Temperaturerhöhung $+\Delta t$:

$$\Sigma F_i = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5 + F_6 = + 67,00 \text{ t}$$

- Temperaturabsenkung $-\Delta t$:

$$\Sigma F_i = F_1 - F_2 + F_3 + F_4 - F_5 + F_6 = 62,26 \text{ t}$$

Die axialen Normalspannungen bestimmt man mit der Hilfe folgender Formel:

- bei Temperaturerhöhung:

$$\sigma_{x,1} = -\frac{\Sigma F_i}{A} + \frac{M}{W} = +115,15 \text{ t/m}^2 = + 1,15 \text{ MPa (Zug)}$$

$$\sigma_{x,2} = -\frac{\Sigma F_i}{A} - \frac{M}{W} = -629,72 \text{ t/m}^2 = - 6,30 \text{ MPa (Druck)}$$

- bei Temperaturabsenkung:

$$\sigma_{x,1} = -\frac{\Sigma F_i}{A} + \frac{M}{W} = +612,80 \text{ t/m}^2 = + 6,13 \text{ MPa (Zug)}$$

$$\sigma_{x,2} = -\frac{\Sigma F_i}{A} - \frac{M}{W} = -168,08 \text{ t/m}^2 = - 1,68 \text{ MPa (Druck)}$$

Die tangentielle Normalspannungen wurden nach folgender Formel berechnet:

$$\sigma_z = \frac{\gamma_w \cdot H_d \cdot D}{2 \cdot \delta} = 1,50 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_v = \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_z^2} - \sigma_x \cdot \sigma_z = 7,17 \text{ MPa}$$

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

Die zulässige Spannung des Stahles lässt sich folgender Weise berechnen:

$$R_{\text{zulässig}} = R_n \cdot c \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_m \cdot \gamma_n} = 198,09 \text{ MPa}$$

$R_n = 240 \text{ MPa}$ – Bemessungswiderstand des Stahles

$\gamma_c = 0,75$ - Koeffizient zur Endbemessung, berücksichtigt die Lastkombinationen.

$\gamma_m = 1,10$ – für $R_n < 310 \text{ Mpa}$

Kontrolle:

$$\sigma_v = 27,217 \text{ MPa} < R_{\text{zulässig}} = 198,09 \text{ MPa}$$

Die Ergebnisse zeigen, dass sogar bei minimal angenommener konstruktiver Wanddicke, die Beanspruchung viel kleiner ist. Die Waddicke kann wesentlich höheren dynamischen Belastungen (1,3.Hst) widerstehen.

5.3 Statische Bemessung des Festpunktes No. 18

Die Bemessung eines Festpunktes erfolgt durch Superponierung der, von oben und unten auf ihr wirkenden Axialkräfte und des Eigengewichtes des Festpunktes. Die Spannungen an der Sohle werden mit den zulässigen verglichen. Für die Bemessung wurde Festpunkt No.18 aus der Druckrohrleitungstrasse gewählt. Er ist repräsentativ und hat den Zweck die Vorgehensweise für die Bemessung jedes einzelnen Festpunktes der Druckrohr-leitung darzustellen.

Zu den schon bestimmten Kräften die von oben wirken addieren wir noch:

7) Druckkraft infolge der Druckhöhe:

$$F_7 = \gamma_w \cdot H_d \cdot \gamma_f \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} = 19,86 \text{ t}$$

$D_{\text{opt}} = 1400 \text{ mm}$ – optimaler Innendurchmesser der Druckrohrleitung;

$\gamma_{\text{fTP}} = 1,0$ - Beiwert zur Berücksichtigung der Sicherheit im Bezug auf der Belastung der Druckrohrleitung;

$H = 12,90 \text{ m}$ - Wasserdruckhöhe;

8) Axialkomponente der Fliehkraft bei dem Druckrohrleitungsknick:

$$F_8 = \gamma_w \cdot \frac{v^2}{g} \cdot \gamma_f \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} = 1,06 \text{ t}$$

VDRL = 2,60 m/s – Fließgeschwindigkeit in der Druckrohrleitung;

Die Summe aller Axialkräfte, die von dem oberen Teil des Festpunktes wirken, wurde folgenderweise berechnet:

- bei Temperaturerhöhung:

$$\Sigma F_i^+(\Delta t) = (F_1^+ + F_2^+ + F_3^+ + F_4^+ + F_5^+ + F_6^+) + F_7^+ + F_8^+ = 87,92 \text{ t};$$

- bei Temperaturabsenkung:

$$\Sigma F_i^(-\Delta t) = (F_1^- - F_2^- + F_3^- + F_4^- - F_5^- + F_6^-) + F_7^- + F_8^- = - 41,34 \text{ t};$$

In der Berechnung wurde das Eigengewicht der Befestigungsringe vernachlässigt.

Von unten wirkende Kräfte:

1) Axiale Komponente des Eigengewichtes:

$$G_R = \gamma_{St} \cdot \pi \cdot (D + \delta) \cdot \delta \cdot l = 205,23 \text{ t}$$

$$F_1'' = G_R \cdot \gamma_{f,R} \cdot \sin \alpha = 0 \text{ t}$$

l = 95,0 m - Länge des Rohrabschnittes

2) Reibungskraft zwischen Rohrleitung und Auflager:

F₂'' = 0 – zwischen dem Festpunkt und der Stopfbuchse sind keine Auflager vorhanden.

3) Druckkraft in der Stopfbuchse:

$$F_3'' = \gamma_w \cdot H_{d,SB} \cdot \gamma_f \cdot \pi \cdot (D + \delta) \cdot \delta = 1,13 \text{ t}$$

4) Kraft infolge Durchmesserwechsel:

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

5) Kraft infolge Reibung in der Stopfbuchse:

$$F_5'' = \gamma_w \cdot H_{d,SB} \cdot \gamma_f \cdot \mu \cdot \pi \cdot (D + 2 \cdot \delta) \cdot l_D = 3,34 \text{ t}$$

6) Kraft infolge Reibung des Wassers an den Rohrwänden – wird vernachlässigt

$$F_6'' = 0$$

7) Druckkraft infolge der Druckhöhe:

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

8) Fliehkraft:

$$F_8'' = \gamma_w \cdot \frac{v^2}{g} \cdot \gamma_f \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} = 1,06 \text{ t}$$

Bestimmung der Gesamtkräfte:

Von oben

- bei Temperaturerhöhung

$$\sum F_{1-6} + F_7 + F_8 = 3.178,77 \text{ kN}$$

- bei Temperaturabsenkung

$$\sum F_{1-6} + F_7 + F_8 = 2.392,29 \text{ kN}$$

- bei Temperaturerhöhung:

$$\Sigma F''_i(+\Delta t) = F''_3 + F''_5 + F''_7 + F''_8 = 19,77 \text{ t};$$

- bei Temperaturabsenkung:

$$\Sigma F''_i(-\Delta t) = (F''_3 - F''_5) + F''_7 + F''_8 = 13,09 \text{ t};$$

Mit der Hilfe der Projektionen dieser Kräfte auf Koordinatenachsen (X – in Fließrichtung gerichtet, Y- vertikal nach unten gerichtet), berechnet man die Resultierende \vec{R}_0 :

- bei Temperaturerhöhung:

$$R_{0,x} = \cos(\alpha_1) \cdot \Sigma F_i(+t) - \cos(\alpha_2) \cdot \Sigma F_i(+t) = 68,15 \text{ t}$$

$$R_{0,y} = \sin(\alpha_1) \cdot \Sigma F_i(-t) - \sin(\alpha_2) \cdot \Sigma F_i(-t) = 0 \text{ t}$$

- bei Temperaturabsenkung:

$$R_{0,x} = \cos(\alpha_1) \cdot \Sigma F_i(+t) - \cos(\alpha_2) \cdot \Sigma F_i(+t) = -54,43 \text{ t}$$

$$R_{0,y} = \sin(\alpha_1) \cdot \Sigma F_i(-t) - \sin(\alpha_2) \cdot \Sigma F_i(-t) = 0 \text{ t}$$

Die Vergleichung der berechneten Ergebnisse zeigt, dass die Belastung bei Temperaturerhöhung ungünstiger für die Bemessung des Festpunktes und für den Gleitsicherheitsnachweis ist. Deshalb wurden die nachfolgenden Berechnungen nur für diesen Fall durchgeführt.

BEMESSUNG DES FESTPUNKTES No.18

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 = 6,00 m – Länge des Festpunktes

b = 4,00 m - Breite des Festpunktes

h = 3,40 m – Höhe des Festpunktes

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

$A_{Sohle} = a \cdot b = 24,0 \text{ m}^2$ - Fläche des Sohlenrechteckes

$$W = \frac{a^2 \cdot b}{6} = 24 \text{ m}^3 \text{ - Widerstandsmoment}$$

$G_{FP} = F \cdot b \cdot \gamma_B = 159,84 \text{ t}$ - Eigengewicht des Festpunktes

$\gamma_B = 25 \text{ kN/m}^3$ - Wichte des Betons.

TECHNISCHE UNIVERSITÄT - WIEN

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

$$N' = R_{o,y} + G = 159,84 \text{ t}$$

$$T' = R_{o,x} = 68,25 \text{ t}$$

$$M' = M_{R_o} + M_G = 115,86 \text{ t.m}$$

Die Normalspannungen in der Sohlenfuge:

$$\sigma_1' = \frac{N'}{A} + \frac{M'}{W} = +0,115 \text{ MPa} \quad - \text{ Druck}$$

$$\sigma_2' = \frac{N'}{A} - \frac{M'}{W} = +0,0183 \text{ MPa} \quad - \text{ Druck}$$

Ermittlung der zulässigen Spannung des Bodens:

$$R_{Gr} = \frac{\gamma_{cd}}{\gamma_{lc} \cdot \gamma_n} \cdot R_u = 0,32 \text{ MPa}$$

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

$\gamma_{lc} = 1,00$ – Beiwert zur Berücksichtigung der Lastkombinationen

$\gamma_n = 1,25$ - Sicherheitsbeiwert der Anlage (I. Klasse)

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

Kontrolle:

$\sigma_{1,2,max} = \sigma_2 = 0,115 \text{ MPa} < R_{Gr} = 0,32 \text{ MPa}$ - der Boden besitzt die notwendige Widerstandsfähigkeit

GLEITSICHERHEITSNACHWEIS

$$R_{u,+dt} = N \cdot \operatorname{tg} \varphi = 151,85 \text{ t}$$

$$R_{Gr,+dt} = \frac{\gamma_{cd}}{\gamma_{lc} \cdot \gamma_n} \cdot R_{u,+dt} = 121,48 \text{ t} - \text{Grenzwiderstand der Sohlfuge gegen Gleiten}$$

$\operatorname{tg} \varphi = 0,95$ – für felsige Böden;

$$T'' = 68,15 \text{ t} < R_{Gr,+dt} = 121,48 \text{ t} - \text{es entsteht keine Gleitgefahr!}$$

Schlussfolgerung: Die gemachten Berechnungen zeigen, dass die Abmessungen des Festpunktes ausreichen.

5.4 Statische Bemessung eines Zwischenauflegers von XXIII. Abschnitt der Druckrohrleitung

Die Belastung des Zwischenauflegers erfolgt durch die folgenden Kräfte:

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

$$G_R = \gamma_{st} \cdot \pi \cdot (D + \delta) \cdot \delta \cdot l = 21,60 \text{ t} - \text{Eigengewicht des Rohrabschnittes}$$

$l = 10 \text{ m}$ - Länge des Rohrabschnittes

$\alpha = 15^\circ$ - Neigungswinkel der Druckrohrleitung in dem Rohrabschnitt

$$G_W = \gamma_w \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot l = 15,39 \text{ t} - \text{Eigengewicht des Wassers im Rohrabschnitt No 1}$$

$$F_N = (G_R \cdot \gamma_{f,R} + G_W \cdot \gamma_{f,W}) \cdot \cos \alpha = 37,82 \text{ t}$$

2) Reibungskraft zwischen dem Rohr und Zwischenaufleger:

$$F_T = F_N \cdot \gamma_f \cdot f = 6,81 \text{ t}$$

$\gamma_f = 1,20$ - Sicherheitsbeiwert der Rohrleitung auf die Lasten bezogen.

$f = 0,15$ – Reibungsbeiwert;

Bei einem Koordinatensystem, orientiert wie bei dem Festpunkt No.18, die x und y Projektionen der Resultierende R_0 der Kräfte F_N und F_T kann folgender Weise ermittelt werden:

- bei Temperaturerhöhung:

$$R_{o,x}' = -F_N \cdot \sin\alpha - F_T \cdot \cos\alpha = -16,37 \text{ t}$$

$$R_{o,y}' = F_N \cdot \cos\alpha - F_T \cdot \sin\alpha = 34,77 \text{ t}$$

- bei Temperaturabsenkung:

$$R_{o,x}'' = -F_N \cdot \sin\alpha + F_T \cdot \cos\alpha = -3,21 \text{ t}$$

$$R_{o,y}'' = F_N \cdot \cos\alpha + F_T \cdot \sin\alpha = 21,12 \text{ t}$$

Die Sohle des Fixpunktes ist wieder stufenförmig gebildet und dieselben Annahmen sind getroffen.

Die angenommenen Abmessungen des Zwischenauflegers sind dann:

a = 2,0 m – Länge des Auflagers

b = 2,5 m – Breite des Auflagers

$$G = A_{ZwA} \cdot b \cdot \gamma_B = 30,66 \text{ t} - \text{Eigengewicht des Zwischenauflegers}$$

Widerstandscharakteristiken der Sohlenfugen:

$$W = \frac{a^2 \cdot b}{6} = 1,67 \text{ m}^3 - \text{Widerstandsmoment der Sohlenquerschnitt}$$

$$A = a \cdot b = 5 \text{ m}^2 - \text{Fläche der Auflagersohle}$$

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

- bei Temperaturerhöhung:

$$T' = R_{o,x}' = -16,37 \text{ t}$$

$$N' = R_{o,y}' + G = 65,43 \text{ t}$$

$$M' = M_{R,o}' + M_G' = -8,45 \text{ t.m}$$

Normalspannungen in der Sohlenfuge:

- bei Temperaturerhöhung:

$$\sigma_1' = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = + 0,0803 \text{ MPa} \quad - \text{ Druck}$$

$$\sigma_2' = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = + 0,182 \text{ MPa} - \text{ Druck}$$

Kontrolle:

$\sigma_{1,2,\max} = \sigma_2 = + 0,182 \text{ MPa} < R_{Gr} = 0,32 \text{ MPa}$ - der Boden besitzt die notwendige Widerstandsfähigkeit.

- bei Temperaturabsenkung:

$$T'' = R_{0,x}'' = - 3,21 \text{ t}$$

$$N'' = R_{0,y}'' + G = 68,95 \text{ t}$$

$$M'' = M_{R,0}'' + M_G'' = 10,92 \text{ t.m}$$

Normalspannungen in der Sohlenfuge:

- bei Temperaturabsenkung:

$$\sigma_1'' = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = + 0,203 \text{ MPa} \quad - \text{ Druck}$$

$$\sigma_2'' = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = + 0,0725 \text{ MPa} - \text{ Druck}$$

Kontrolle:

$\sigma_{1,2,\max} = \sigma_2 = + 0,203 \text{ MPa} < R_{Gr} = 0,32 \text{ MPa}$ - der Boden besitzt die notwendige Widerstandsfähigkeit.

6. TECHNISH-WIRTSCHAFTLICHER VERGLEICH DER ENTWICKELTEN VARIANTEN UND WAHL DER WIRTSCHAFTLICHSTEN VON IHNEN MIT ENTSPRECHENDER BEGRÜNDUNG

6.1 Kenndaten des KWKW-s

6.1.1 Nettofallhöhe

$H_{NT} = H_{BR} - h_V$, wobei:

H_{BR} – Bruttofallhöhe (von der geodätischen Höhendifferenz abgelesen)

H_{NT} – Nettofallhöhe

h_V – Gesamtverluste

6.1.2 Ausbauleistung

$$P_{Aus} = 9,81 \cdot \eta_{Ges} \cdot Q_{Aus} \cdot H_{NT} \text{ [kW]}$$

bei: η_{Ges} – Gesamtwirkungsgrad des Hydroaggregates, in dem die Wirkungsgrade der Turbine und des Generators einbegriffen sind.

6.1.3 Jahresenergieerzeugung

$$W = (\eta_{Ges}/367,2) \cdot V_B \cdot H_{NT} \text{ [kWh]}, \quad \text{wobei:}$$

$V_B = 0,90 \cdot V_{Jahr} \text{ [m}^3\text{]}$ – jährliches, vom KWKW bebaubarem, Volumen bei angenommenen Verluste infolge Aufenthalt und unvorgesehenen Ursachen.

6.1.4 Jährliche Einnahmen aus Energieerzeugung

$$K_{Ein} = W \cdot e_{mittlere} = 0,044 \cdot W \text{ [Euro/a]}, \quad \text{wobei:}$$

$e_{mittlere} = 0,044 \text{ Euro/kWh}$ – angenommenen mittleren Preis des Stroms aus WKW bei einer Leistung kleiner als 10 MW.

6.2 Investitionskosten

Die Gesamtinvestitionskosten (K) des Objektes wurden als einer Summe der Kosten der einzelnen Anlagen zusammengestellt. In diesem Fall die Kosten für Anschluss ins Energieversorgungsnetz wurden nicht im Acht genommen, weil sie für alle Varianten gleich sind:

$$K = K_{KW} + K_{Anschluss} = K_{KW}$$

6.3 Betriebskosten

Die jährliche Betriebskosten sind die Kosten notwendig für einen normalen Betrieb und Wartung der Objekte und der Anlagen des KWKW. In vorliegendem Entwurfsstadium für die verschiedenen Varianten wurden die mittleren Betriebskosten folgender Weise ermittelt:

$$k_{\text{Betrieb}} = 0,025 \cdot K$$

6.4 Einnahmen aus Elektroenergie

Die Einnahmen (k_{Ein}) aus der erarteten mittleren Jahresenergieerzeugung des KWKW wurden aus dem mittleren Strompreis für unabhängige Erzeuger bestimmt. Zur Zeit ist der Strompreis gleich 0,044 Euro/kWh (ohne MwSt.). Unabhängig davon, in Abhängigkeit mit dem Trend für Erhöhung der Strompreise, wurde auch eine Analyse der Einnahmen bei höheren Strompreisen – 0,051 Euro/kWh und 0,062 Euro/kWh durchgeführt.

6.5 Jährliche Nettoeinnahmen

Die Nettoeinnahmen wurden folgenderweise zusammengestellt:

$$k_{\text{Ein,Netto}} = k_{\text{Ein}} - k_{\text{Betrieb}}$$

6.6 Technisch-wirtschaftlichen Indizes der Investitionsveranstaltung

6.6.1 Gegenwärtiger (aktualisierten) Nettowert (NPV) der Investitionsveranstaltung

$$\text{NPV} = \sum k_{\text{E,Net,akt}} - K, \text{ wobei:}$$

$\sum k_{\text{E,Net,akt}} = S(p, t_{\text{Betrieb}}) \cdot k_{\text{E,Net}}$ – aktualisierte Summe des jährlichen Nettoeinnahmen, wobei bei einem Diskontprozent $p = 10\%$ und Betriebsdauer $t_{\text{Betrieb}} = 30$ Jahre $\rightarrow S(10;30) = 9,427$

6.6.2 Verhältnis aktualisierte Einnahmen / aktualisierte Kosten (BCR)

$$\text{BCR} = \sum k_{\text{E,Net,akt}} / K$$

6.6.3 Innennorm des Rückflusses (IRR): stellt eine Diskontnorm vor, bei der NPV = 0.

$$S(\text{IRR}, t_{\text{Betrieb}}) = S(\text{IRR}, 30) = K / k_{\text{E,Net}} \rightarrow \text{IRR}$$

Die Ergebnisse der Berechnungen der angegebenen Kenndaten für die einzelnen Varianten bei den obenerwähnten Voraussetzungen wurden in [Tab.:6.1](#), [Tab.:6.2](#), [Tab.:6.3](#), [Tab.:6.4](#) gegeben. Wichtig: Bei der hydraulischen Berechnung der Wasserfassung im Berechnungsfall Hochwasser hat sich klar gestellt, dass die Variante mit Triebwasserleitung in der Form vom Triebwasserkanal nicht zwegmässig ist. Doch wird im Rahmen dieses Kapitels auch diese Variante bei der Abschätzung der Wirtschaftlichkeit der einzelnen Varianten mitbetrachtet. Die Betrachtung dieser Variante sollte hier nur die Durchführung der Wirtschaftlichkeitsanalyse besser veranschaulichen.

TECHNISCHE UNIVERSITÄT - WIEN

Variante	I. FSS	II.Druck rohrlei- tung	III.Oberird. verlegtem Kanal
H_{Netto} [m]	22,464	21,98	22,146
P_{Aus} [kW]	640,23	635,45	649,32
K_{WF} [Euro*1000]	37,281	37,281	37,281
K_{TWW} [Euro*1000]	1.007,42	1.493,38	1.029,15
K_{KWerk} [Euro*1000]	499,38	495,65	506,47
K_{Gesamt} [Euro*1000]	1.584,08	2.206,31	1.572,90
W [1000kWh/a]	3.323,12	3.251,52	3.276,08
K_{Ein} [Euro*1000/a]	170,416	166,744	168,005
K_{Betr} [Euro*1000/a]	39,602	37,335	25,729
$K_{E,Net}$ [Euro*1000/a]	130,814	129,389	143,202
$\Sigma k_{E,Net,akt}$ [Euro*1000]	1.233,081	828,756	988,204
NPV [Euro*1000]	22,063	-634,928	10,503
BCR [-]	1,014	0,712	1,007

Tab.: 6.1 Ergebnisse der durchgeführten Untersuchung für die einzelnen Varianten ($e = 0,051$ Euro/kWh)

	Variante		
	I. FSS	II.Druck rohrlei- tung	III.Oberird. verlegten Kanal
Gegenwärtiger (aktualisierten) Nettowert (NPV), [Euro*1000]	22,063	-634,928	10,503
Verhältnis aktualisierte Einnahmen / aktualisierte Kosten (BCR)	1,014	0,712	1,007
Innennorm des Rückflusses (IRR), [%]	10,18	6,39	10,09

Tab.: 6.2 Gründliche Wirtschaftskennziffer der Varianten bei einem Strompreis $e = 0,051$ Euro/kWh

	Variante		
	I. FSS	II.Druck rohrlei- tung	III.Oberird. verlegten Kanal
Gegenwärtiger (aktualisierten) Nettowert (NPV), [Euro*1000]	343,367	-320,548	327,259
Verhältnis aktualisierte Einnahmen / aktualisierte Kosten (BCR)	1,216	0,855	1,208

TECHNISCHE UNIVERSITÄT - WIEN

Innennorm des Rückflusses (IRR), [%]	12,55	8,24	12,45
--------------------------------------	-------	------	-------

Tab.: 6.2 Gründliche Wirtschaftskennziffer der Varianten bei einem Strompreis $e = 0,062$ Euro/kWh

Aufgrund der durchgeführten Untersuchungen sind die Varianten I. und III. (mit Freispiegelstollen und oberirdisch verlegten Kanal) wirtschaftlich ok, bei Variante II. mit der Druckrohrleitung die Innennorm des Rückflusses (IRR) und der Effektivitätsbeiwert (BCR) wirtschaftlich ungünstig sind.

Wegen ihres zuverlässigeren Winterbetriebs und aus Umweltschutzgründen wurde als wirtschaftlichsten die Variante mit Freispiegelstollen gewählt.

Als Schlussfolgerung der durchgeführten technisch-wirtschaftlichen Untersuchung der einzelnen Varianten kam heraus, dass die einzelnen Parameter der wirtschaftlich zweckmäßigsten Variante nur wenig über der schlechtesten Variante liegt. Das führt zu einer Verlängerung der Rückkaufsdauer der Anlage (mehr als 25 Jahre).

Der Grund dafür ist das verhältnismäßig kleine Längsgefälle des Flusses (ohne konzentrierten Fallhöhe) und die hohe Differenz zwischen dem mittleren Durchfluß und der maßgebenden Hochwasserwelle.

Wegen der obenerwähnten Ursachen wäre die Errichtung des KWKW am Fluss „Arda“ im konkreten Fall nicht besonders wirtschaftlich.

7. BESCHREIBUNG DER BAUTECHNOLOGIE ZUM WASSERFASSUNGS-AUSBAU

Die Ausbautechnologie der Wasserfassung besteht aus zwei Hauptetappen:

I. Etappe: Errichtung von Schützdeiche am rechten Flussufer und Ausbau des beweglichen Teils des Wehres, der Trennwand des Fischpasses, der Entsanderkammer, des Seitenüberfalls und des Vorhofes mit dem zweiten Seitenüberfall vor.

II. Etappe: Errichtung von zwei Schützdeichen vor. Die Schützdeiche, die auf der Seite des Fischpasses zu errichten ist, wurde mit einer vertikalen Trennwand geplant. Senkrecht wurden, mit Sand gefüllten, Säcke angeordnet. Das Wasser, das von dem Flusse fließt, wurde mittels des beweglichen Wehres abgeleitet. Das erlaubt den Ausbau von massiven Wehrteil, Tosbecken, Fischpasse und den umgebenden Wände.

7.1 Transportbedingungen

Die Errichtung eines Kraftwerkssystems fordert rechtzeitige Lieferung von grossen Mengen Baumaterialien, Ausrüstung und Konstruktionen an die Baustelle. Der gesamt Arbeitsaufwendigkeit und der Transport sind ein beträchtlicher Teil der. Die Transportart wurde in Abhängigkeit von den Gütern, den Transportweiten, der Größe des Güterumsatzes und des Zeitpunktes gewählt.

In unserem Fall wurde Autotransport gewählt. Dank seine Vorteile – grösseren Längsneigungen der Straßen und kleineren Kurvenradien, lässt er sich besser an die Geländedingungen anpassen.

Es muss erwähnt werden, dass leider vorliegenden Projektstudie ein Faktor existiert, der die Transportarbeiten beträchtlich vereinfacht. Das ist die Lage des Weges in unmittelbarer Nähe von dem staatlichen Verkehrsnetz. Der Weg verbindet das Dorf Smilian und die Stadt Rudozem. Er verläuft längs die ganze linke Seite des Flusses. Vorteilhaft ist auch die Tatsache, dass für die Forstwirtschaft beim Dorf Smilian, eine Nebenstraße am rechte Flussufer im Ben ist. Die geplante Nebenstraße befindet sich auf Kote von 770 m ü.A. Der Investor ist auch der

Auftragnehmer, so dass die Kosten, für die Errichtung des Zuganges zu der Druckrohrleitung, auf ein Minimum reduziert werden.

7.2 Ableiten von Bauwasser

Bei der Errichtung der Wasserfassung ist es notwendig die passende Bauzeit zu ermitteln. Bei solche Baustellen, die sich am Gewässer befinden, kann sich die Bauzeit um zwei und vier Monate verzögern. Dieser Umstand ist für die Wahl der Jahreszeit zur Errichtung der Anlagen entscheidend. Der Baubeginn muss mit dem Niedrigwasser im Sommer übereinstimmen. Anderfalls werden Maßnahmen, die für das Ableiten des Bauwassers im Vergleich zu den Gesamtbaukosten sehr teuer.

Zur Abfuhr des Bauwassers werden Schützdämme errichtet. Das notwendige Baumaterial kommt von Aushub.

Im Laufe der Bauzeit erfolgt eine Grund- und Filtrationswasser abzupumpen. Ihre Fassung erfolgt durch einen Pumpensumpf am Ende der Baugrube, wo das Wasser aufgefangen wird.

7.3 Aushubarbeiten

Die Ausführung der Erdarbeiten erfolgt mittels hydraulischen Schaufelbaggers (30-4111 B)₅ und der Felsausbruch – mittels Steinbrecher. Bei der Errichtung der Schützdämme kommt ein hydraulischer Schaufelbagger und eine Planierraupe zum Einsatz.

Der Zugang für die Maschinen zur Baustelle erfolgt mittels einer vorläufigen Betriebsstraße, die eine Verlängerung des bestehenden Asphaltweges am linken Flussufer darstellt.

Der Aushub wird zur Verfüllung der Bauwerke genutzt. Der Rest kommt auf Deponie. weggefahren. Der Humusboden dient der Rekultivierung.

Bei Aushubarbeiten mittels Schaufelbagger ist folgendes Schema vorgesehen (Siehe Abb.:7.1).

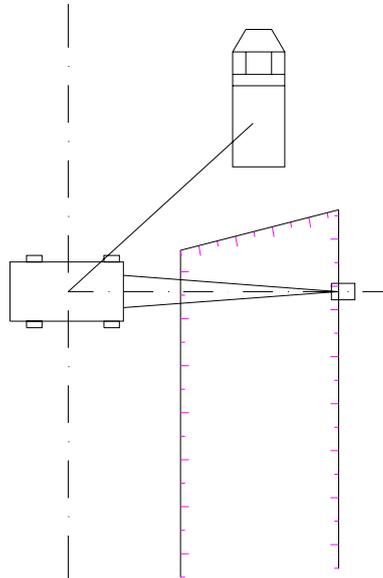


Abb.:7.1 Schema der Baggerung

7.4 Schalungsarbeiten

In hohem Maße sind diese Arbeiten arbeitsaufwendige und unmechanisierte Vorgänge, und mit beträchtlichem Holzmaterialaufwand begleitet. Das erfordert noch mehr die Anwendung von Schalungssystemen, die für Wiederverwendung geeignet sind.

In Rahmen des Projekts ist eine Verwendung von Schalelementen (Schalungseleinen) mit Abmessungen 50/100 cm geplant.

Beim Verschalen von grossen schweren Konstruktionen werden Befestigungselemente, wie Bolzen, Klammer, Draht u.a., die zur Verstärkung der Schalung und Übernehmen der horizontalen Kräfte dienen, verwendet. Vor der Montage wurden die Schalungseleinen mit Maschinenöl geschmiert. Das erleichtert das Abnehmen der Schalung und schützt die Schalungselemente von unzulässigen Schaden.

Das Abnehmen der Schalung muss, wenn der Beton 60 - 70% seiner Druckwülfefestigkeit erreicht hat (am 28. Tag). Es erfolgt mit der Hilfe von Hebeln und Beilen nach dem Herausziehen der Spannriegeln, Keilen und Ankern.

Das Abnehmen der Schalung muss ohne Schläge auf die Schalungsverkleidung gemacht werden, um die Betonoberfläche nicht zu deformieren.

7.5 Bewehrungsarbeiten

Für Bewehrung der Stahlbetonkonstruktion der Wasserfassung wird Stahl Klasse A-1 und A-III verwendet.

Die leichte Bewehrung, bis $\Phi 12$, wird in Bündeln geliefert, und muss gleich gerichtet und eingebaut werden. Die schwere Bewehrung, über $\Phi 12$, wurde in der Form von Stäben geliefert. Das Biegen des Bewehrungsstahls kann manuell erfolgen. Die Stäbe werden dabei zwischen zwei Stahlstiften an Metaldisketten gelegt. Einer der Stifte ist verschiebbar und der andere, der mit dem Metaldiskus unbeweglich.

Die Einzelstäbe werden manuell in die Schalung verlegt und wurden mit Draht und Bügel gebunden.

Unterhalb die Bewehrungsstäbe werden Betonunterlagen oder Befestigungselemente aus Kunststoff gestellt. Diese müssen, an bestimmten Stellen, fix mit den Bewehrungsstäben verbunden werden. Die Abmessungen dieser Unterlagen müssen die notwendige Entwurfbetondeckung der Bewehrung sichern.

Die Betonierung der Umfassungswände und der dünnwandigen Elemente der Wasserfassung erfolgt in horizontalen Schichten.

Der massive Teil des Wehres wird in stufenförmigen Schichten betoniert. Bei dieser Methode erfolgt die Betonierung gleichzeitig an mehreren Stellen.

Die Verdichtung des Betons erfolgt mit Hilfe von Rüttlern, die in Abhängigkeit vom Stahlbetonelement und der Methode der Betonierung zu wählen sind. Für Platten werden Tafelrüttler (Flächen-) verwendet. Es wurde ein Tafelrüttler Typ BB-1.1 gewählt. Die technischen Charakteristiken sind in [7] gegeben. Das Rütteln an einer bestimmten Stelle wird beendet, wenn der Rüttler nicht mehr in die Mischung sinkt.

Für die Verdichtung der Betonmischung, mit Stärken grösser als 0,3 m, sind Nadelrüttler (eintauchenden) vorgesehen. Der Verdichtungseffekt verbreitet sich bis zu 30 bzw. 40 cm seitlich um der Rüttlerachse. Es wurde einen Nadelrüttler Typ ВПП-50 ausgewählt. Seine technischen Charakteristiken sind in [7] gegeben. Ein schachbrettartiges Schema wird für die Verdichtung der Betonmischung angenommen. Der Abstand zwischen der einzelnen Stichen ist $K = 1,8 \cdot R_R$, wo R_R der Wirkungsdurchmesser des Rüttlers ist.

Die Probleme bei der Verdichtung von Beton sind komplex. So sind Temperaturfeuchtigkeitsbedingungen für das Aushärten der Beton und für Anfangsfestigkeit des Betons maßgebend.

Der Bau der Wasserfassung fällt in die Sommerjahreszeit, bei Temperaturen von ca. 30° C.

Das erfordert spezieller Maßnahmen zum Schutz der Betonmischung vor direkter Sonneneinstrahlung und Sicherung der Feuchtigkeit. Deshalb muss man im Laufe der ersten 8 Stunden (bei dünnwandigen Platte – 3 Stunden) der Beton mit Schilfmatten, Stroh und Zeltleinwand bedeckt werden. Es ist notwendig, den Beton, 10 Stunden nach seiner Belegung, während der nächsten 8 – 14 Tage 3 – 5 Mal täglich zu begießen. Die offenen Oberflächen, die Schalung und das Sonnendach werden mit Hilfe eines Schlauches begossen. Die Verwendung von chemischen Lösungsmittel zur Bildung einer Oberflächenschicht, die die Verdunstung des Betonwassers verhindert, ist nicht vorgesehen.

Wegen der vergleichsweise kleinen Abmessungen der Stahlbetonelementen und der Betonmischung, sind keine Maßnahmen zur Kühlung des Betons erforderlich.

Es ist sehr wichtig im Laufe des Baugeschehen alle Richtlinien und Regel der Arbeitssicherheit zu befolgen.

Der Bauzeitplan ist nicht Gegenstand dieser Diplomarbeit.

LITERATURVERZEICHNIS

- /1/ MARINOV, E.: Hydraulik, Verlag „UABG“, 1994.
- /2/ MILOSLAVOV, SI.: Wasserkraftwerke und Triebwasseranlagen, 1976.
- /3/ GEORGIEV, L.: Hydrotechnische Tunele, UABG – Sofia, 1989.
- /4/ TOSHEV, D.; PAPAZTSHEV, I.; ABADZHIEV, Hr.: Handbuch zur Projektierung von hydrotechnischen Anlagen, Verlag „Technika“, Sofia, 1991, Heft 1.
- /5/ TOSHEV, D.; PAPAZTSHEV, I.; ABADZHIEV, Hr.: Handbuch zur Projektierung von hydrotechnischen Anlagen, Verlag „Technika“, Sofia, 1991, Heft 2.
- /6/ GEORGIEV, L.: Unterirdischer Wasserbau, Sofia, 1984.
- /7/ TSOLOVSKI, T.; NIKOLAEVA, R.: Handbuch zur Projektierung von Wasserkraftsystemen und – anlagen, UABG – Sofia, 1991.
- /8/ MANUILOV, G.: Stahlbeton.
- /9/ YANTSCHULEV, Al.: Betriebsorganisation und Personalführung im Wasserbau, Sofia, 1999.
- /10/ GIESECKE, J.; MOSONYI, E.: Wasserkraftanlagen – Planung, Bau und Betrieb; „Springer“-Verlag, Berlin, 1997.
- /11/ MARINOV, E.: Hydraulics – lecture notes, UABG – Sofia, 2003.
- /12/ DROBIR, H.: Studienblätter zur Vorlesung „Konstruktiver Wasserbau 2“, TU – Wien, 2000.
- /13/ BLIND, H.: Wasserbauten aus Beton. Verlag für Architektur und technische Wirtschaften, Berlin 1987.
- /14/ MINOR., H.-E.: Professur für Wasserbau an der ETHZ.

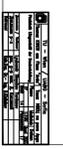
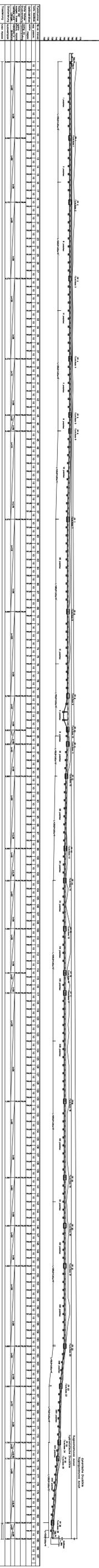
TECHNISCHE UNIVERSITÄT - WIEN

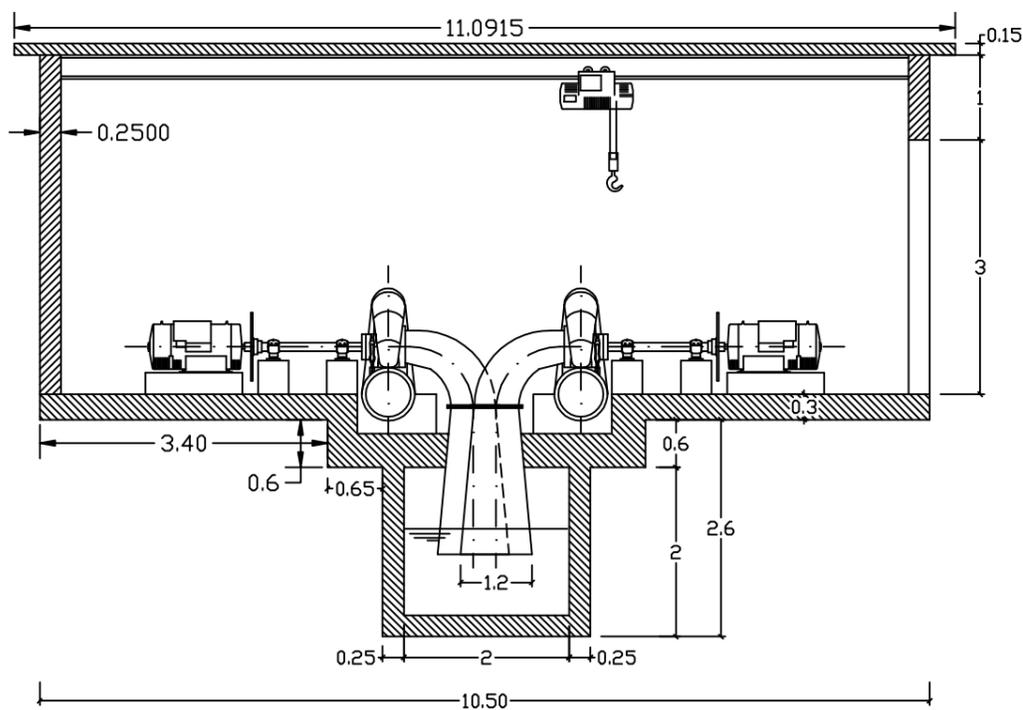
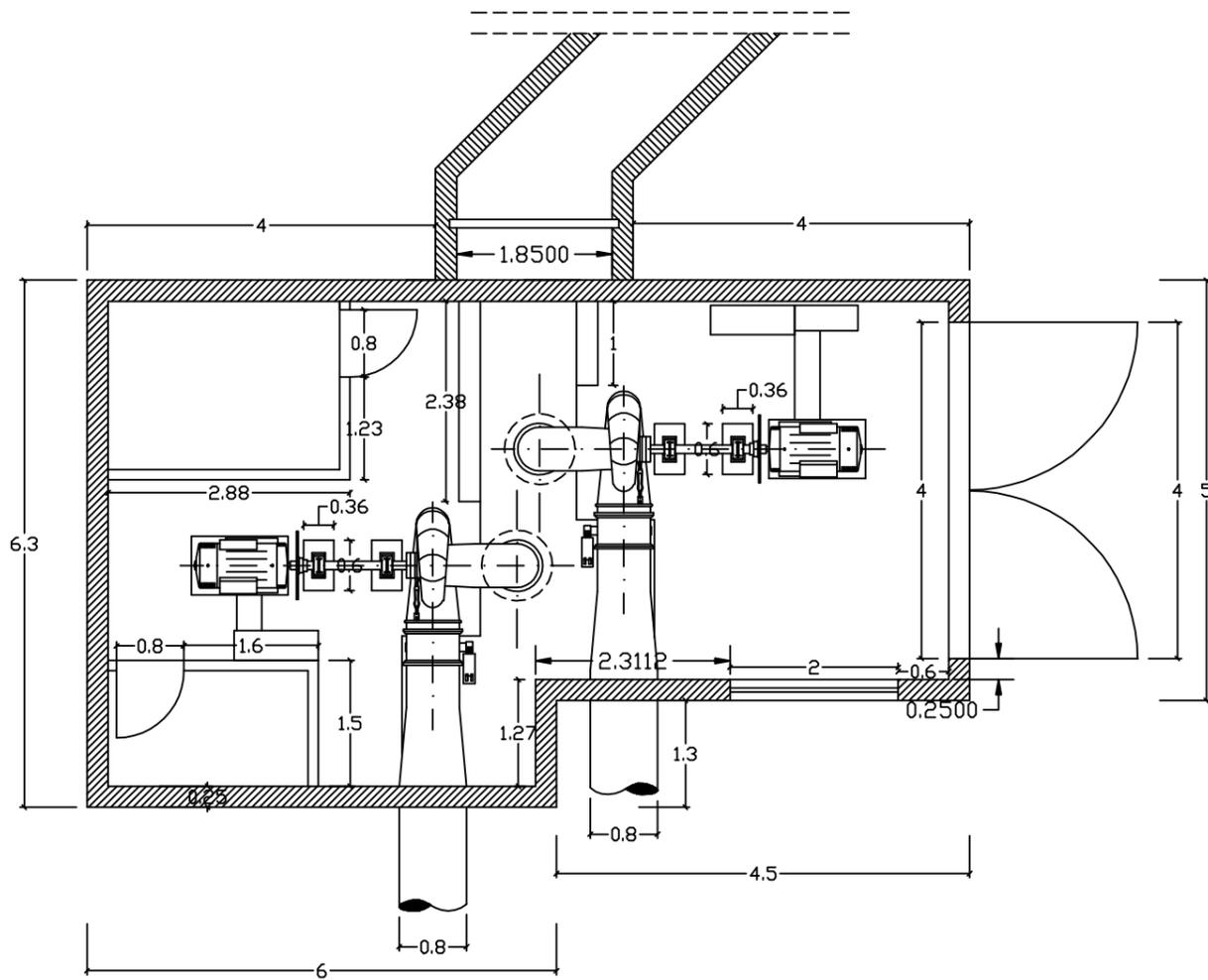
TEIL III

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

LYUBOMIR YORDANOV

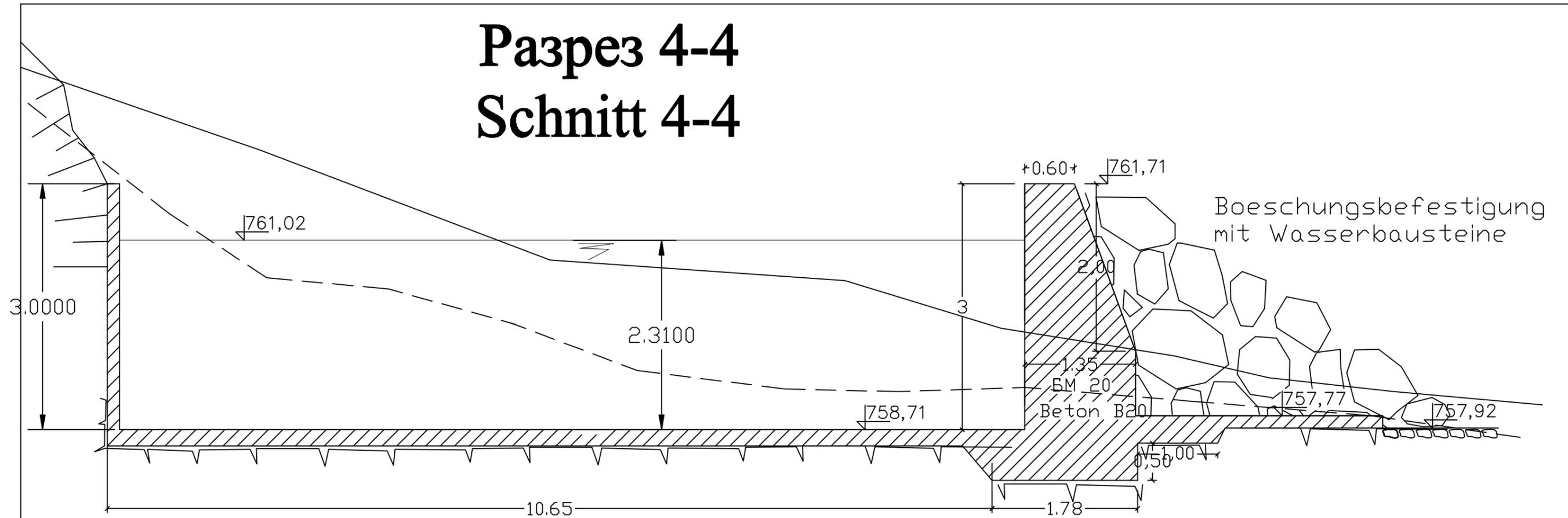
LANGSSCHNITT DER DRUCKROHRLÄUFUNG
Hammeser presjes no oora im tydoposona





TU - Wien / UABG - Sofia			
Thema: KWKW am Fluss "Arda"		Тема: МВЕЦ на река Арда	
Planinhalt: Krafthaus	Phase	Maßstab	Datum
	TP	1:50	Juni 2007
	Blatt 8	Plananzahl	17
Дипломант / Verfasser	Lyubomir Stoychev Yordanov		
Дипломен р-л	доц. г-р инж. Д. Кисляков		
Betreuer	Univ.Doiz. Dr.- Ing. D.Kisiakov		

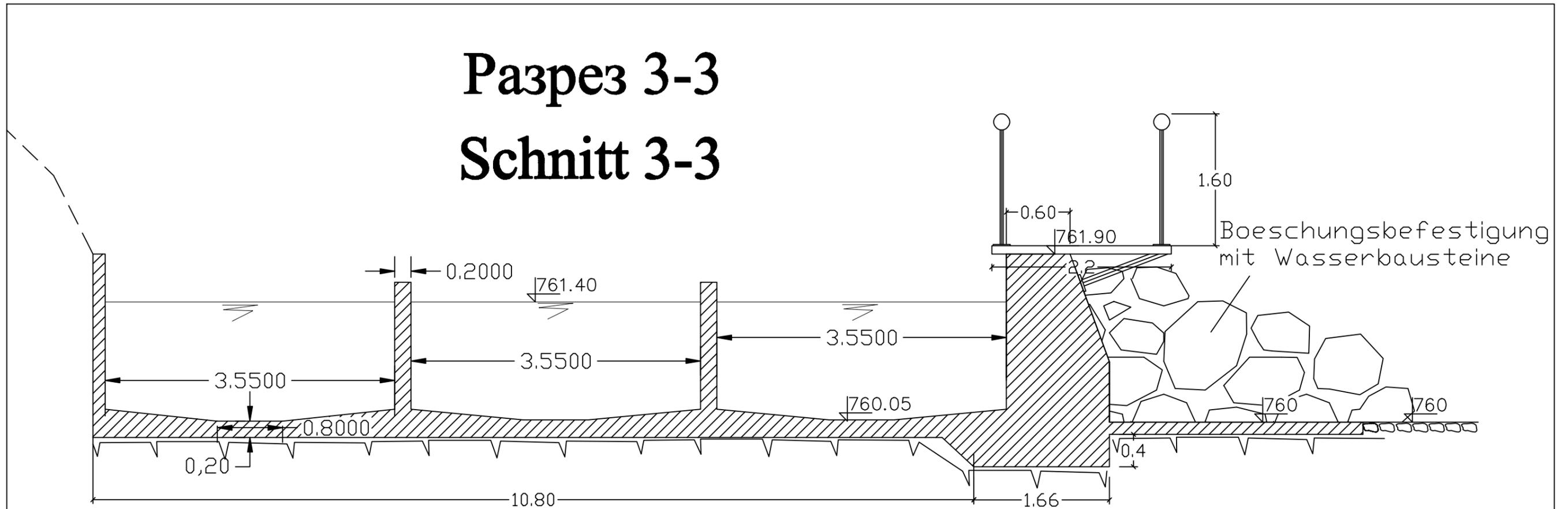
Разрез 4-4 Schnitt 4-4



————— Gelaende
 - - - - - Fels

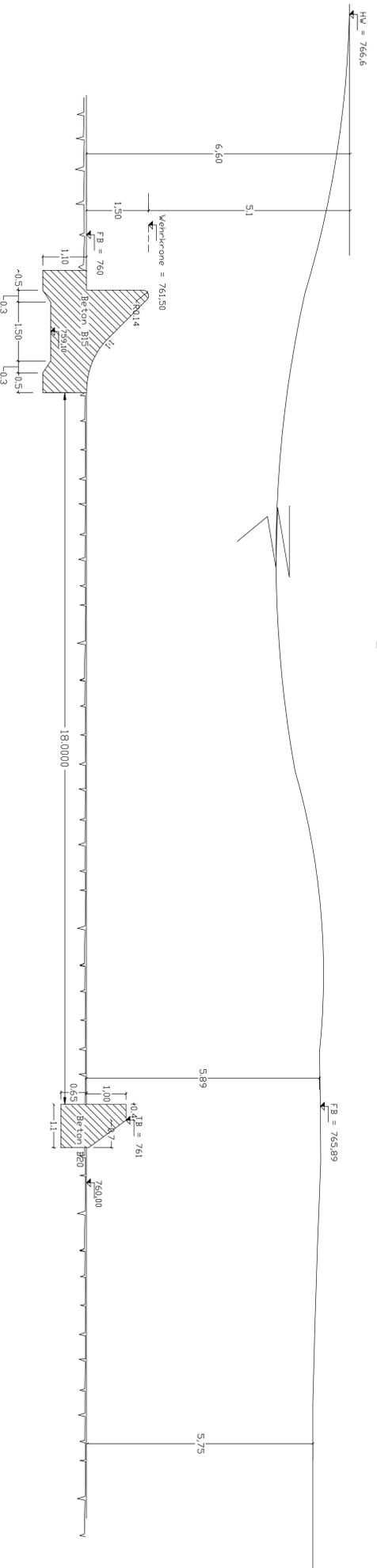
TU – Wien / UABG – Sofia			
Thema: KWKW am Fluss "Arda"		Тема: МВЕЦ на река Арда	
Planinhalt: Schnitt 4-4	Phase	Maßstab	Datum
	TP	1:50	Juni 2007
	Blatt 6	Plananzahl	17
Дипломант / Verfasser	Lyubomir Stoychev Yordanov		
Дипломен р-л	доц. г-р инж. Д. Кисляков		
Betreuer	Univ.Doз. Dr.– Ing. D.Kisliakov		

Разрез 3-3 Schnitt 3-3



TU – Wien / UABG – Sofia			
	Thema: KWKW am Fluss "Arda"		Тема: МВЕЦ на река Арда
	Planinhalt: Schnitt 3-3		Phase
		TP	Juni 2007
		Blatt 5	Plananzahl 17
Дипломант / Verfasser	Lyubomir Stoychev Yordanov		
Дипломен р-л	доц. г-р инж. Д. Кисляков		
Betreuer	Univ.Doз. Dr.- Ing. D.Kisliakov		

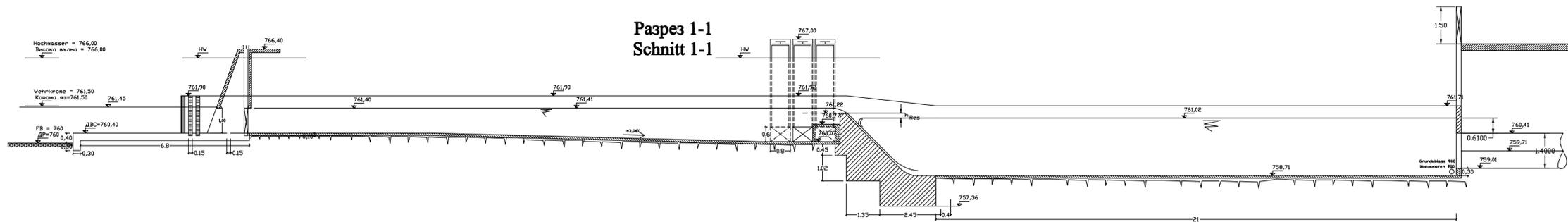
Schnitt 2-2 Разрез 2-2



Забележка: Фундирането е върху твърди варовци
Уметка: Fundierung auf hartem Kalkstein

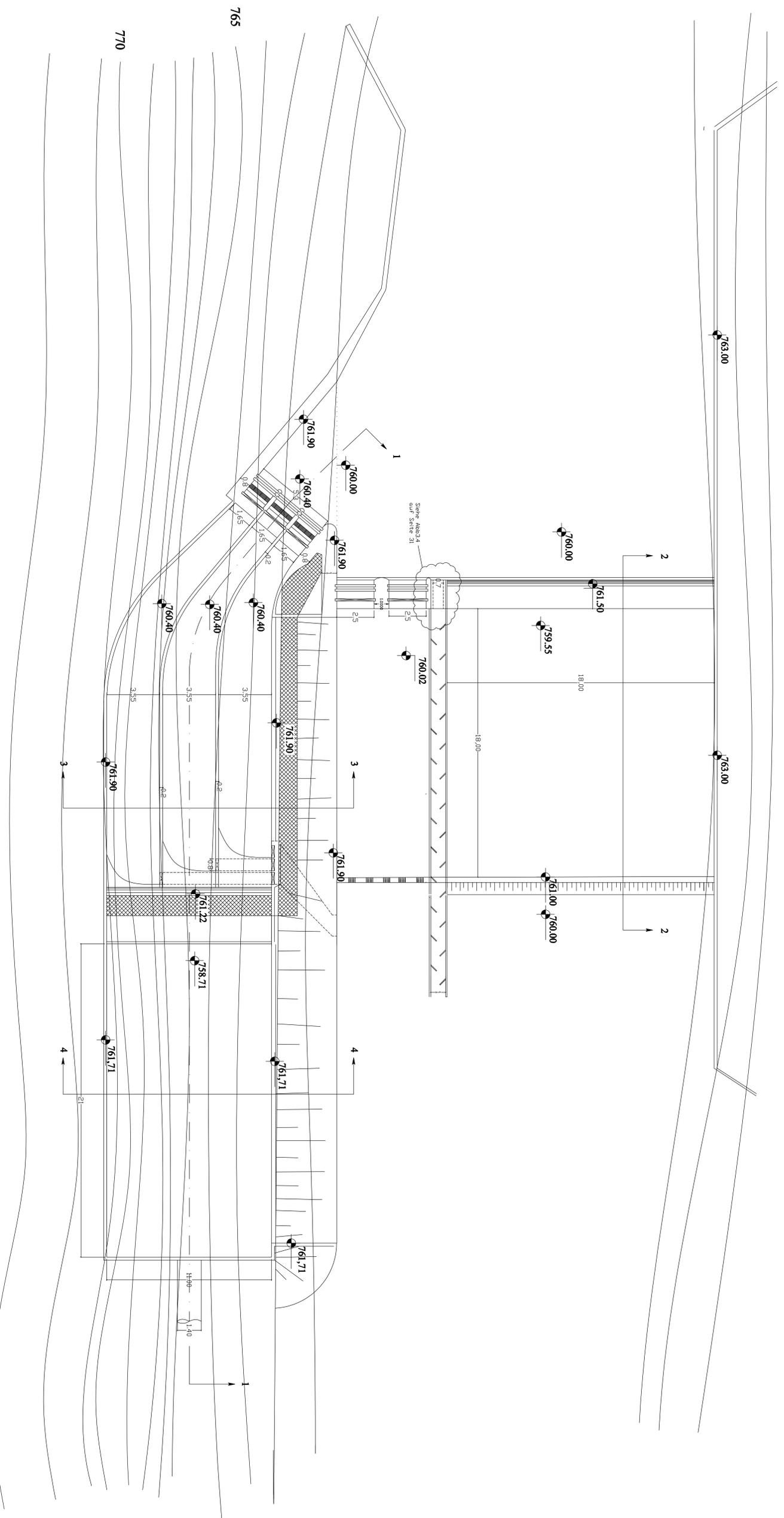
TU – Wien / UABG – Sofia	
Тема: КМКУ ам Fluss "Ада" Тема: МБЕЛ на река Арда	
Planinhalt: Schnitt 2 – 2	Phase: Maßstab Datum
Дипломаем / Версия: 4	Билд 4 1:50 Juni 2007
Дипломаем P-1	г-н. г-р. инж. Д. Кисляков
Бетрауер	Инж. Д-р. инж. Д. Кисляков

Разрез 1-1
Schnitt 1-1



TU - Wien / UABG - Sofia			
Thema: KWKW am Fluss "Arda"		Тема: МБЕЛ на река Арда	
Чертеж: Разрез 1-1	Phase: IP	Maßstab: 1:100	Datum: Juni 2007
Planinhalt: Schnitt 1-1	Stapel: 3	Planenzahl: 17	
Autoren / Verfasser: Lyubomir Stoychev Yordanov			
Дизайнер: г-н	гов. г-п инж. Д. Кучеров		
Betreiber:	Univ. Doz. Dr.-Ing. D. Kalitov		

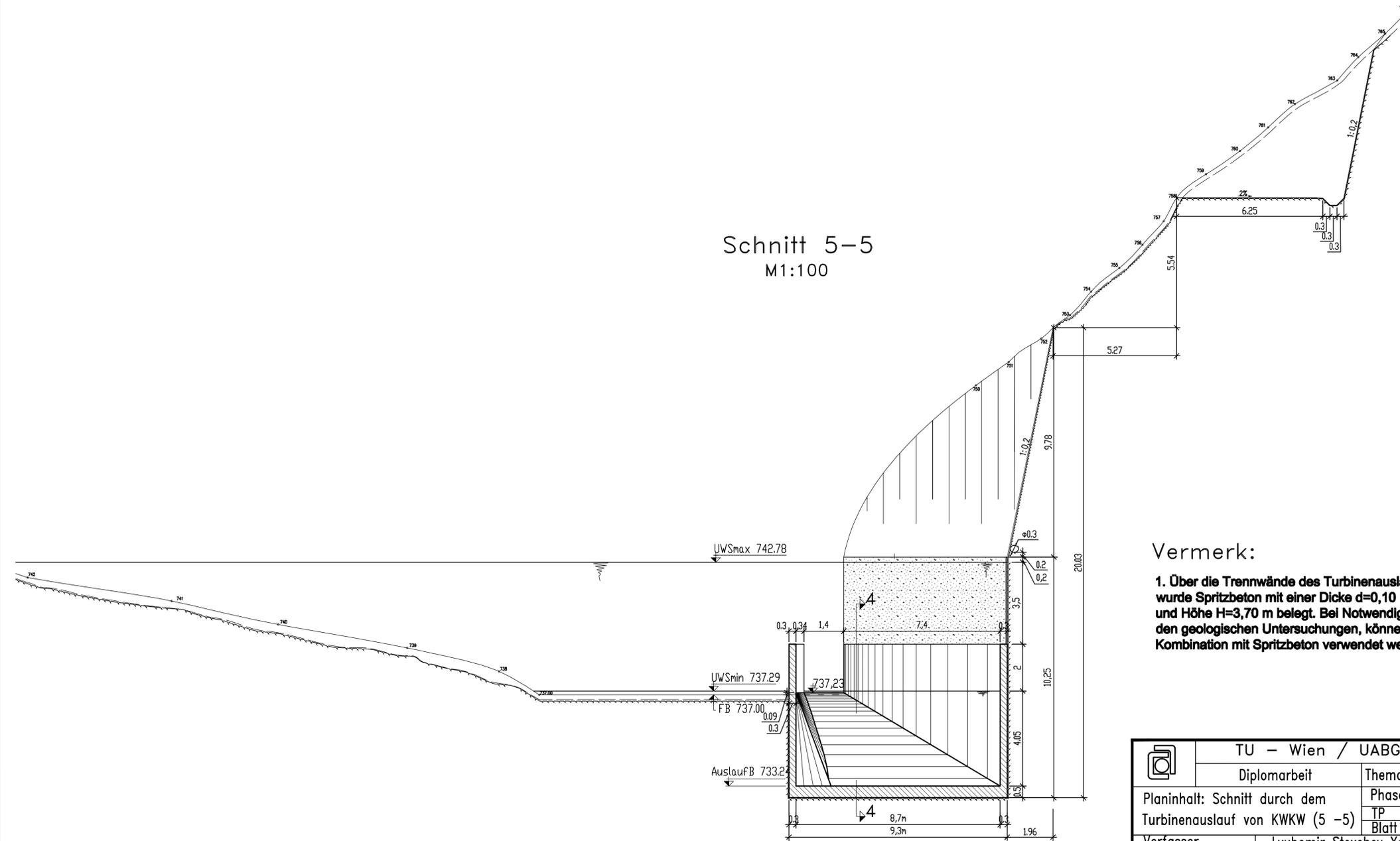
Wasserfassung БДОХВАЩАНЕ



Bemerkung: Variante mit Druckrohrleitung

TU – Wien / UABG – Sofia	
Thema: KWKW am Fluss "Arda" Teil: MBEU на река Арда	
Чертеж: Боговащане	Phase
Planinhalt: Wasserfassung	Maststab Datum:
	1:100 Juni 2002
Дисциплина / Version	Blatt 2
Дизайнер / Verfasser	Плановъзгъд 17
Директор р-а	г-н. г-н. инж. Д. Кисляков
Батракер	Унв.Доц. Др.-инж. Д.Кисляков

Schnitt 5-5
M1:100

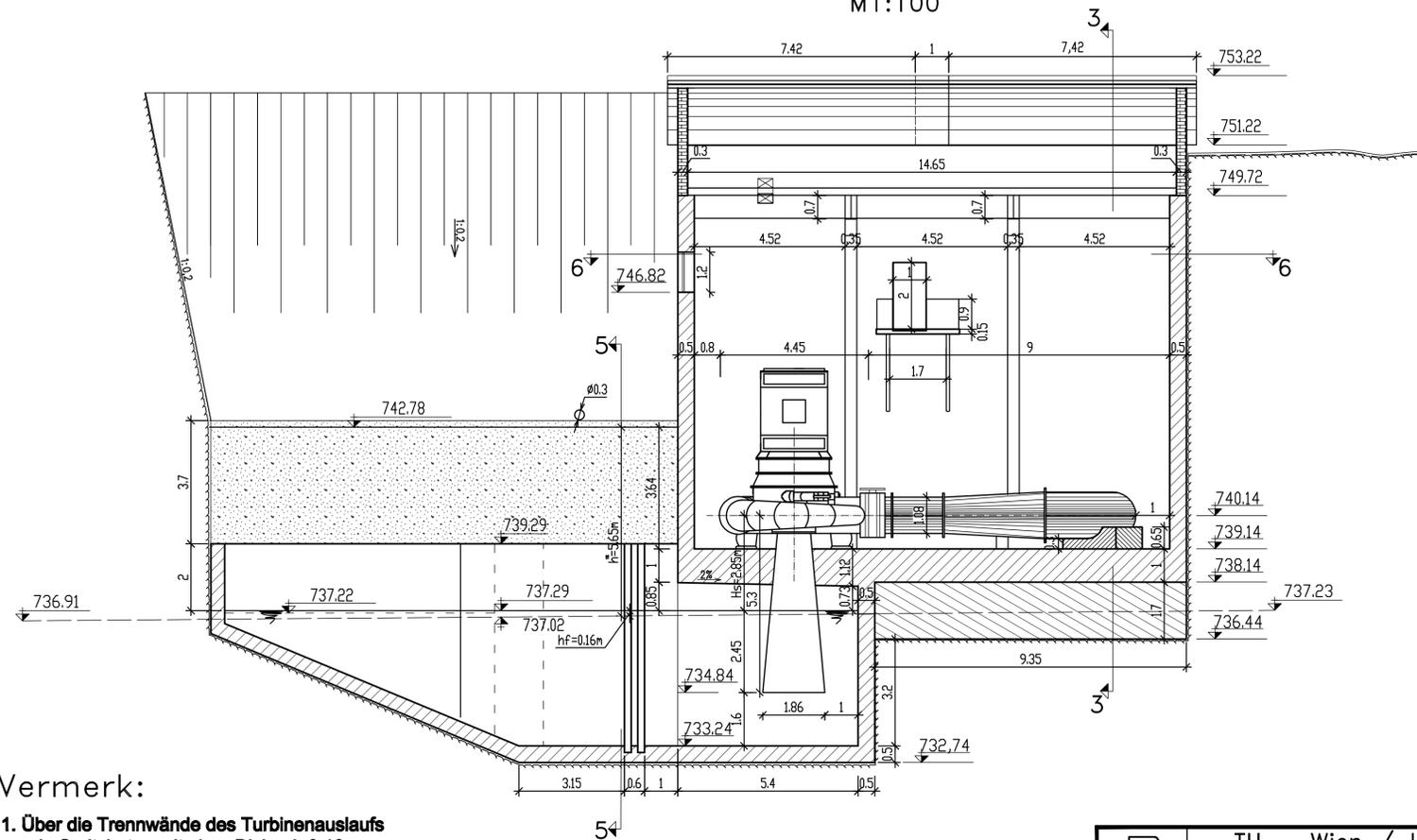


Vermerk:

1. Über die Trennwände des Turbinenauslaufs wurde Spritzbeton mit einer Dicke $d=0,10$ m und Höhe $H=3,70$ m belegt. Bei Notwendigkeit, nach den geologischen Untersuchungen, können Anker in Kombination mit Spritzbeton verwendet werden.

TU - Wien / UABG - Sofia			
Diplomarbeit		Thema: KWK am Fluss "Arda"	
Planinhalt: Schnitt durch dem Turbinenauslauf von KWK (5 -5)	Phase TP	Maßstab 1:100	Datum Juni 2007
	Blatt 13	Plananzahl - 17	
Verfasser	Lyubomir Stoychev Yordanov		
Betreuer	Univ.DoZ.Dr.-Ing. D. Kisliakov		
Begutachter			

Schnitt 4-4
M1:100

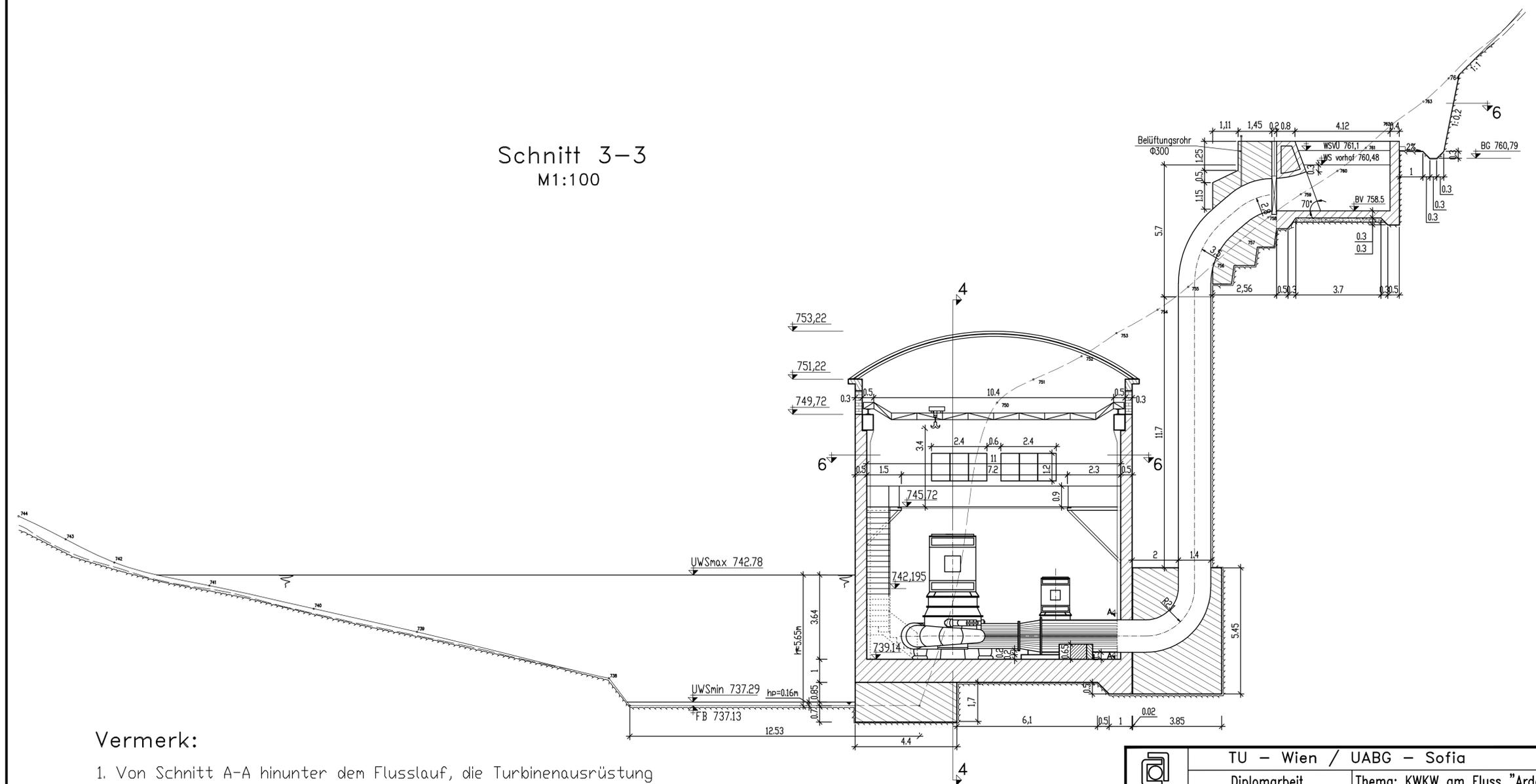


Vermerk:

1. Über die Trennwände des Turbinenauslaufs wurde Spritzbeton mit einer Dicke $d=0,10$ m und Höhe $H=3,70$ m belegt. Bei Notwendigkeit, nach den geologischen Untersuchungen, können Anker im Kombination mit Spritzbeton verwendet werden.

TU - Wien / UABG - Sofia			
Diplomarbeit		Thema: KWKW am Fluss "Arda"	
Planinhalt: Schnitt (4 -4)	Phase	Maßstab	Datum
	TP	1:100	Juni 2007
	Blatt 12	Plananzahl - 17	
Verfasser	Lyubomir Stoychev Yordanov		
Betreuer	Univ.Doz.Dr.-Ing. D. Kisiakov		
Begutachter			

Schnitt 3-3
M1:100

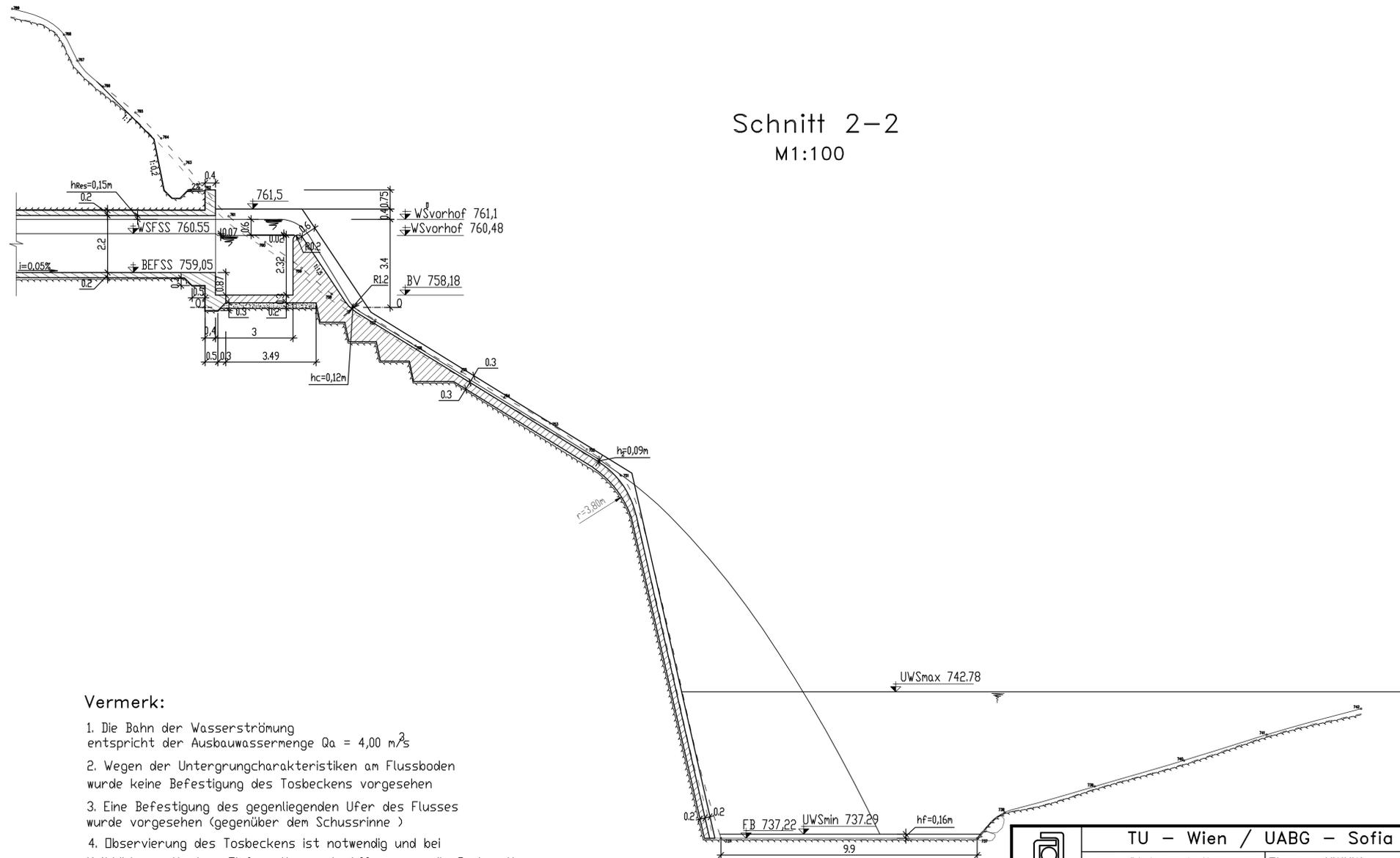


Vermerk:

1. Von Schnitt A-A hinunter dem Flusslauf, die Turbinenausrüstung wurde im Blick von oben dargestellt. Die Details für die Ausrüstung wurden vom Hersteller überlassen.

TU - Wien / UABG - Sofia			
Diplomarbeit		Thema: KWKW am Fluss "Arda"	
Planinhalt: Schnitt (3 -3)	Phase	Maßstab	Datum
	TP	1:100	Juni 2007
	Blatt 11	Plananzahl - 17	
Verfasser	Lyubomir Stoychev Yordanov		
Betreuer	Univ.DoZ.Dr.-Ing. D. Kisliakov		
Begutachter			

Schnitt 2-2
M1:100

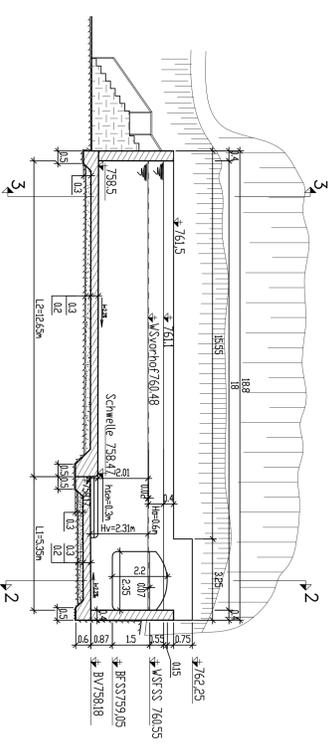


Vermerk:

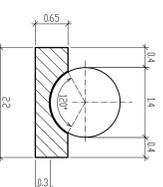
1. Die Bahn der Wasserströmung entspricht der Ausbaumwassermenge $Q_a = 4,00 \text{ m}^3/\text{s}$
2. Wegen der Untergrungcharakteristiken am Flussboden wurde keine Befestigung des Tosbeckens vorgesehen
3. Eine Befestigung des gegenüberliegenden Ufer des Flusses wurde vorgesehen (gegenüber dem Schussrinne)
4. Observierung des Tosbeckens ist notwendig und bei Kalkbildung, mit einer Tiefe grösser als 1,00 m, muss die Grube mit Bruchsteinen mit $d_{min} = 0,80 \text{ m}$ gefüllt werden.

TU – Wien / UABG – Sofia			
Diplomarbeit		Thema: KWKW am Fluss "Arda"	
Planinhalt: Schnitt durch dem Vorhof und Schubrinne (2 -2)	Phase TP Blatt 10	Maßstab 1:100	Datum Juni 2007 Plananzahl - 17
Verfasser	Lyubomir Stoychev Yordanov		
Betreuer	Univ.Doiz.Dr.-Ing. D. Kisliakov		
Begutachter			

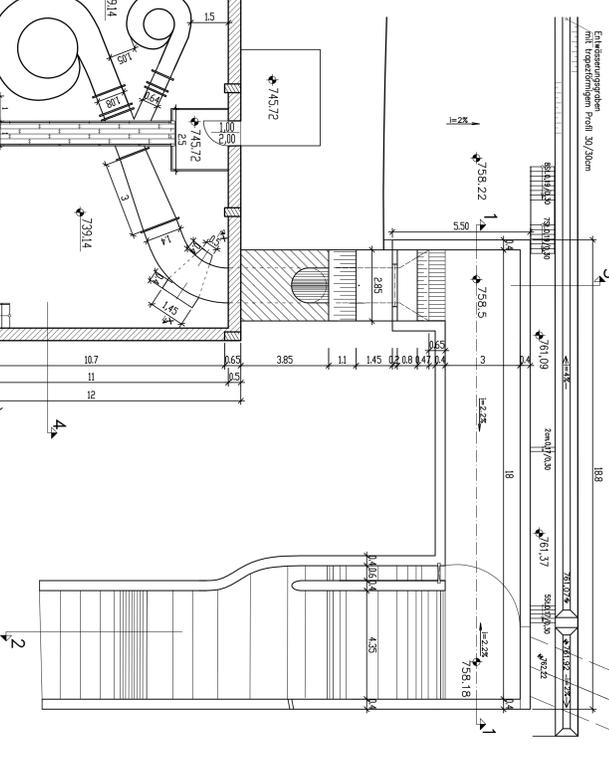
Schnitt 1-1
M1:100



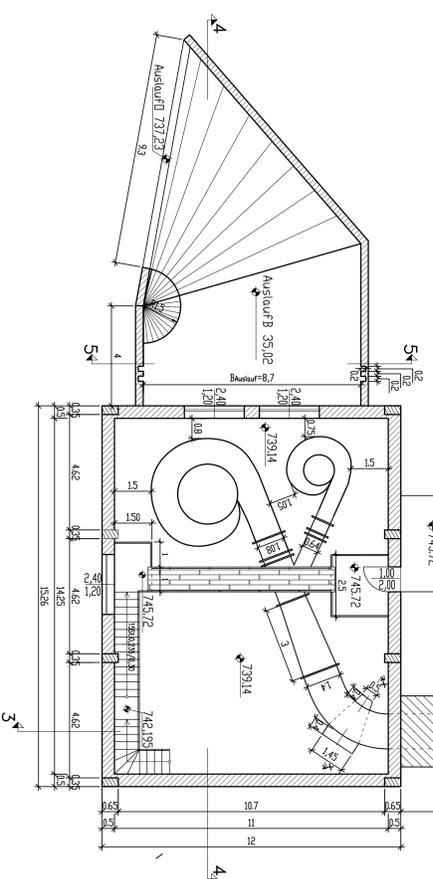
Schnitt X-X
durch die Achse des Sattelauftragers
M1:50



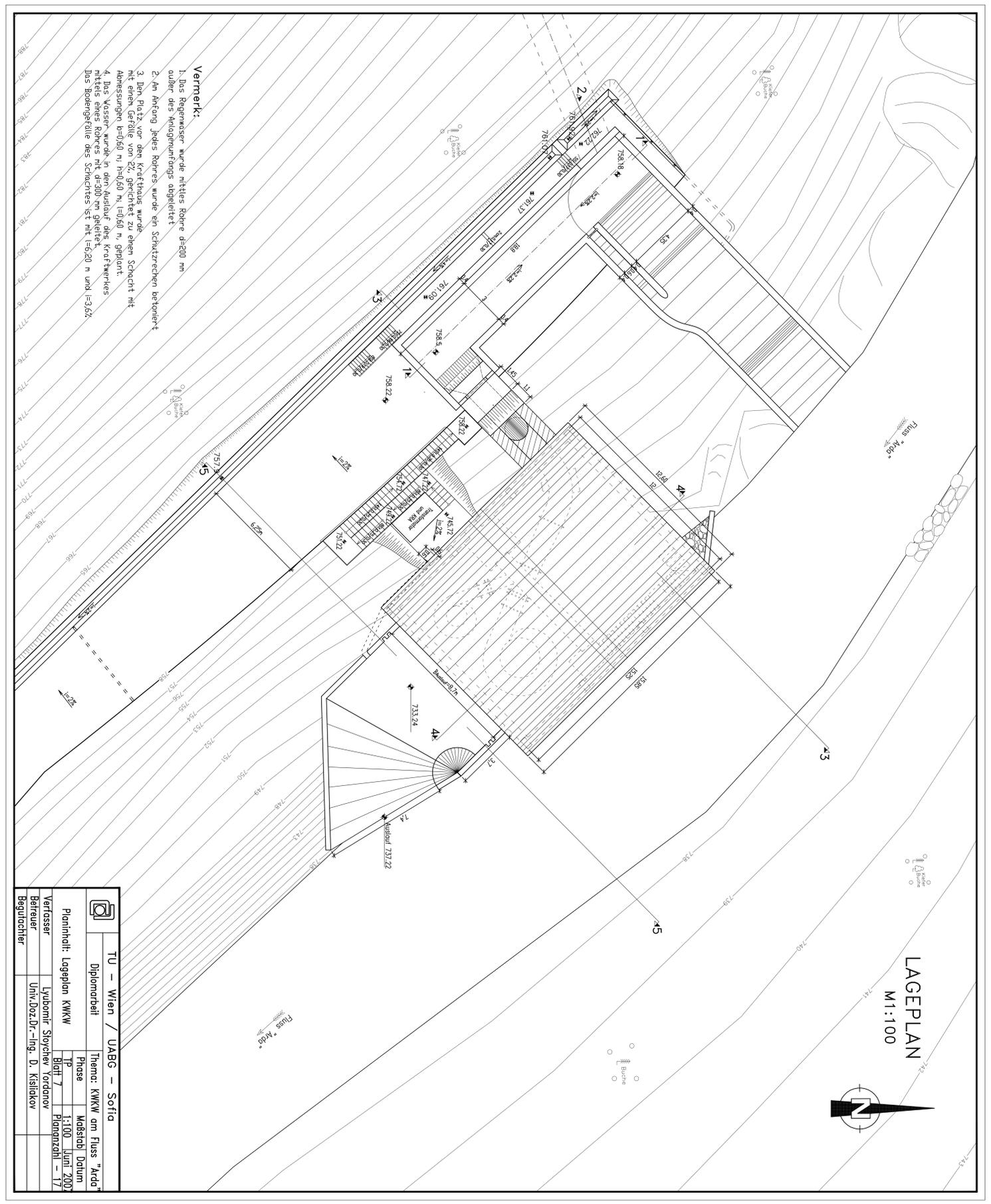
Schnitt 6-6
M1:100



Vermerk:
1. In Verbindung mit dem Terrain zusammen
mit Plan No.2 (Lageplan) im Betracht zu nehmen

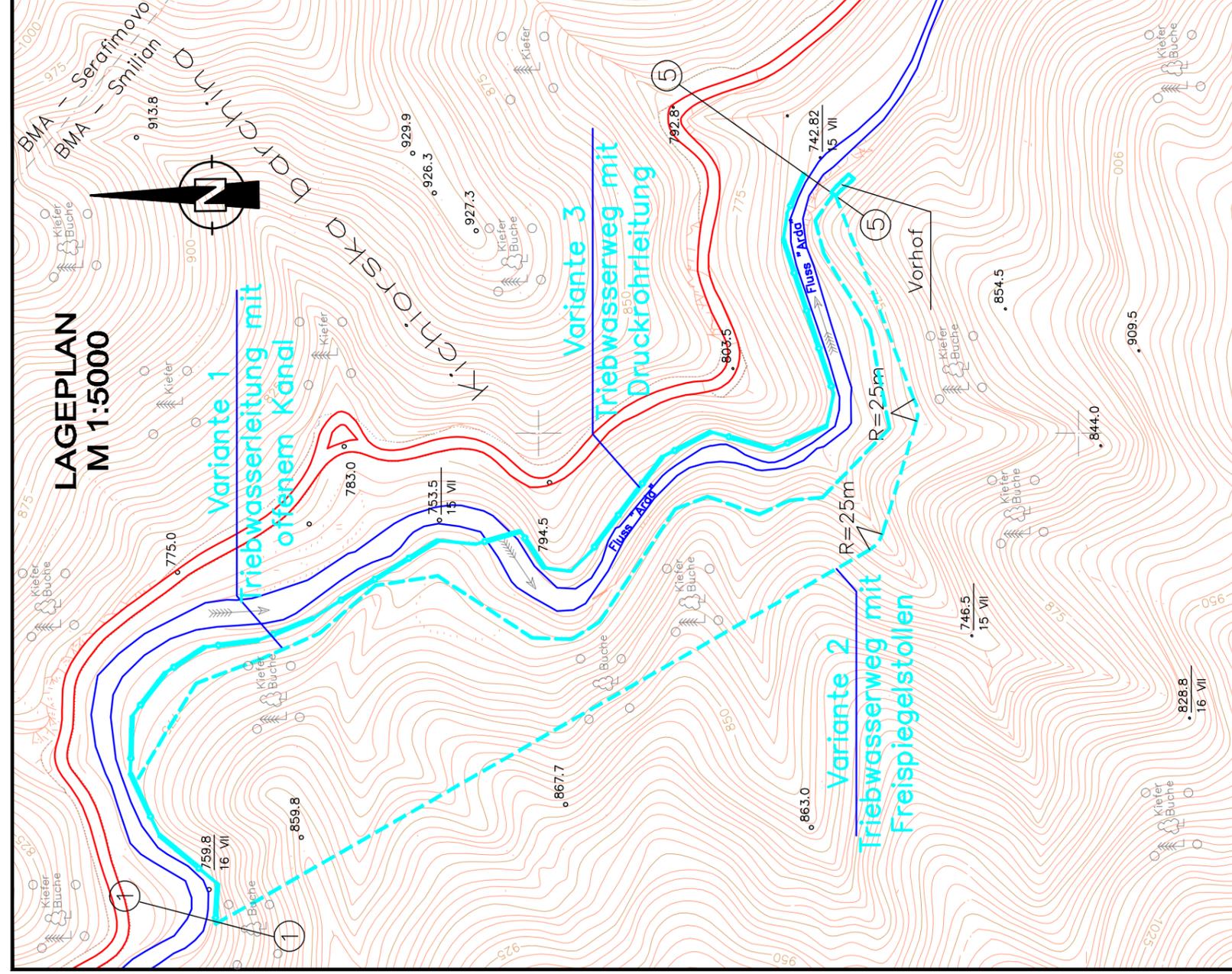


TU – Wien / UABG – Sofia	
Diplomarbeit	Thema: KWKW am Fluss "Arda"
Planinhalt: Schnitte durch dem Vorhof und Krafthaus des KWKW	Maßstab: Datum 1:100 Juni 2007
Verfasser	Blatt: 9 Plananzahl: – 17
Betreuer	Univ. Doz. Dr.-Ing. D. Kisljickov
Begutachter	



- Vermerk:**
1. Das Regenwasser wurde mittels Rohre d=200 mm außer des Abzogenumfanges abgeleitet
 2. Im Anfang jedes Rohres wurde ein Schutzrechen betoniert
 3. Im Platz vor dem Krafthaus wurde mit einem Gefälle von 2‰ gerichtet zu einem Schacht mit Abmessungen b=0,60 m, h=0,60 m, l=0,60 m, geplant.
 4. Das Wasser wurde in den Auslauf des Kraftwerkes mittels eines Rohres mit d=300 mm geleitet. Das Boilergefälle des Schachtes ist mit l=0,20 m und i=3,6‰

TU - Wien / UABG - Sofia		Thema: KWKW am Fluss "Arda"	
Diplomarbeit		Phase	
Planinhalt: Lageplan KWKW		Modell Datum	
Verfasser		1:100 Juni 2007	
Betreuer		Blatt 7	
Begutachter		Plananzahl - 17	
		Univ.Doz.Dr.-Ing. D. Kisilickov	

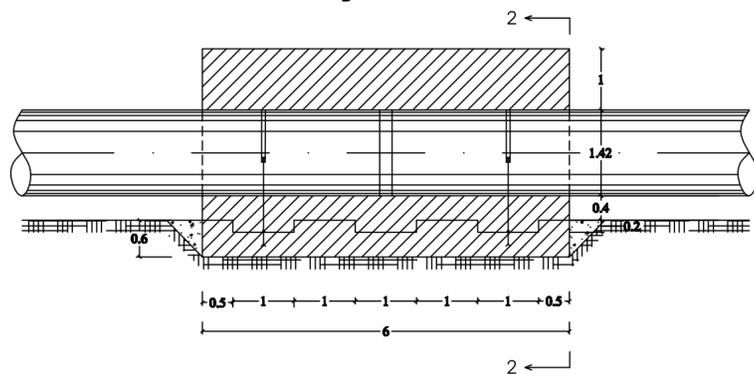


KWKW am Fluss "Arda"

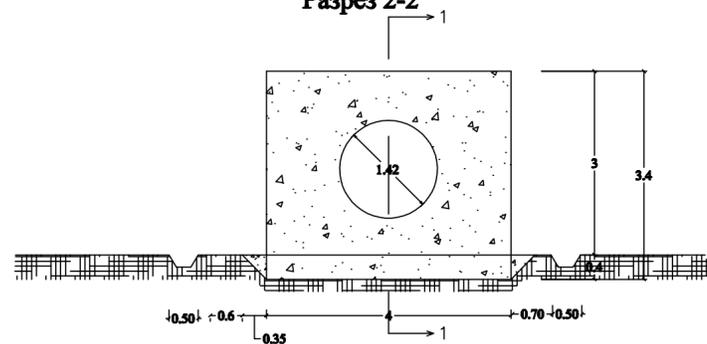
	TU – Wien / UABG – Sofia	
Thema: KWKW am Fluss "Arda" Тема: МВЕЦ на река Арда		
Planinhalt: Lageplan mit drei Varianten	Phase	Datum:
	TP	1:5000 Juni 2007
Diplomant / Verfasser	Blatt 1	Plananzahl 17
Dипломант р-л	Lyubomir Stoychev Yordanov	
Betreuer	гоц. г-р инж. Д. Куляков	
	Univ.Doz. Dr.- Ing. D.Kisliakov	

Festpunkt No.18 Главен опорен блок 18

Schnitt 1-1
Разрез 1-1



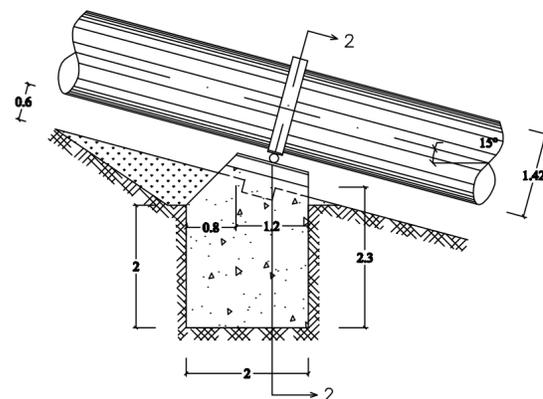
Schnitt 2-2
Разрез 2-2



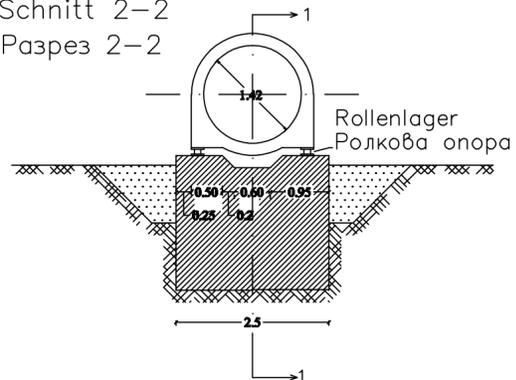
TU – Wien / UABG – Sofia			
Thema: KWKW am Fluss "Arda" / Тема: МВЕЦ на река Арда		Phase	Maßstab
Planinhalt: Festpunkt No.18		TP	Datum
		Blatt 16	Plananzahl 17
Diplomant / Verfasser	Lyubomir Stoychev Yordanov		
Дипломен р-л	доц. г-р инж. Д. Кисляков		
Betreuer	Univ.Doiz. Dr.- Ing. D.Kisliakov		

Zwischenaufleger von XXIII.Rohrabschnitt Второстепенен оп. блок в 23-ти участък

Schnitt 1-1
Разрез 1-1

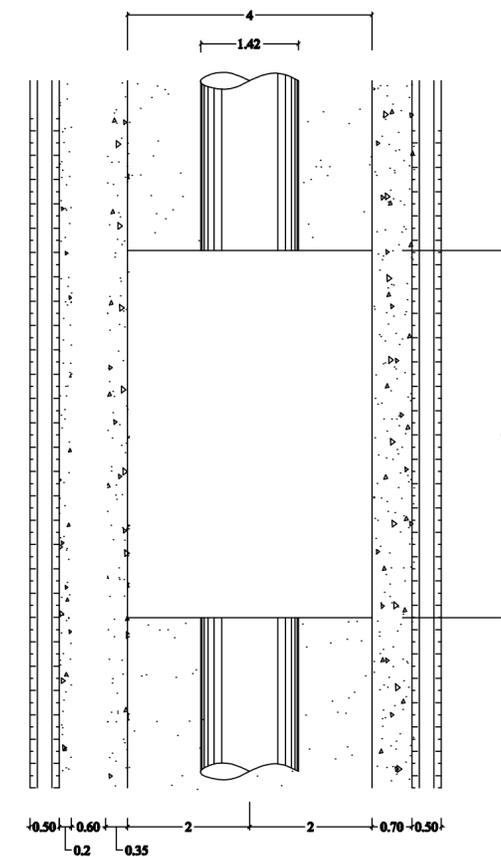


Schnitt 2-2
Разрез 2-2



TU – Wien / UABG – Sofia			
Thema: KWKW am Fluss "Arda" / Тема: МВЕЦ на река Арда		Phase	Maßstab
Planinhalt: Zwischenaufleger		TP	Datum
		Blatt 15	Plananzahl 17
Diplomant / Verfasser	Lyubomir Stoychev Yordanov		
Дипломен р-л	доц. г-р инж. Д. Кисляков		
Betreuer	Univ.Doiz. Dr.- Ing. D.Kisliakov		

Поглед отгоре на главен опорен блок 18



Festpunkt No.8
Blick von oben

TU – Wien / UABG – Sofia			
Thema: KWKW am Fluss "Arda" / Тема: МВЕЦ на река Арда		Phase	Maßstab
Planinhalt: Festpunkt No.18		TP	Datum
		Blatt 17	Plananzahl 17
Diplomant / Verfasser	Lyubomir Stoychev Yordanov		
Дипломен р-л	доц. г-р инж. Д. Кисляков		
Betreuer	Univ.Doiz. Dr.- Ing. D.Kisliakov		