

INHALTSVERZEICHNIS

(Table of Contents)

Teil 1 (Part 1)

Theoretische Grundlagen (Theoretical Basis)

Preface	7
Vorwort	8
1. Einleitung (Introduction)	9
1.1. Definitionen (Definitions)	10
1.1.1. Feststoffe (Solids).....	10
1.1.2. Geschiebe (Bed Load).....	10
1.1.3. Schwebstoffe (Suspended Load).....	10
1.1.4. Schwimmstoffe bzw. Geschwemmsel (Floating Debris)	10
1.1.5. Muren (Debris Flow or Mudslide or Mudflow).....	10
1.1.6. Korndurchmesser (Partikle Size).....	11
1.1.7. Diagramm von Hjulström bzw. Hjulströmskurve (Hjulstrom Curve)	16
1.1.8. Shieldsdiagramm (Shields Diagram or Shields Curve).....	18
1.1.9. Sinkgeschwindigkeit im stehenden Wasser w_0 (Particle Fall (Settling) Velocity in Stagnant Water).....	21
1.1.10. Stokessche Sinkgeschwindigkeit (Fall Velocity after Stokes).....	22
1.1.11. Sinkgeschwindigkeit nach Oseen (Fall Velocity after Oseen).....	23
1.1.12. Sinkgeschwindigkeit nach Dietrich (Fall Velocity after Dietrich).....	23
1.1.13. Sinkgeschwindigkeit nach Sudry (Fall Velocity after Sudry).....	24
2. Wasserfassungen (Stream Intakes or Water Catchment)	25
2.1. Entnahmearten (Type of Intakes)	25

2.1.1.	Seitenentnahme (Lateral Liversion)	27
2.1.1.1.	Seitenentnahme mit Geschiebeabwehr (Lateral Diversion with a Bed Load Defence)	28
2.1.1.2.	Seitenentnahme mit Geschiebeabzug (Lateral Diversion with a Bed Load Distraction).....	38
2.1.1.3.	Bemessungsgrundlagen für das Einlaufbauwerk bei einer Seitenentnahme (Planning and Design Considerations of an Inlet Section of the Lateral Diversion).....	40
2.1.1.4.	Hydraulische Bemessung der Rechenanlage (Hydraulic Calculations of the Rack).....	48
2.1.1.5.	Tauchwand und Schwimmbalken (Baffle Wall and Booms).....	51
2.1.2.	Stirn- bzw. Frontalentnahme (Diversion in Flow direction or Frontal Intake).....	54
2.1.2.1.	Pfeilerentnahme (Pier Intake)	57
2.1.3.	Sohlentnahme (Vertical Diversion Intake, Drop Inlet, Bottom Screen Intake or Tyrolean Intake (Weir)).....	61
2.1.3.1.	Wirkungsweise der Wasserfassung (Mode of Operation of the Water Intake).....	51
2.1.3.2.	Konstruktive Ausbildung des Tiroler Wehres (Constructing of the Tyrolean Weir)	64
2.1.3.3.	Erforderliche Länge des Einlaufrechens beim Tiroler Wehr (Necessary Wetted Length of the Rack)	69
2.1.3.4.	Erforderliche Wehrkanaltiefe h_o (Necessary Design Depth of the Collector).....	73
2.1.3.5.	Querkanal und Kontrollquerschnitt.....	76
2.1.4.	Saug- bzw. Pumpentnahme (Pump Intake).....	80
3.	Bauteile einer Wasserfassung zur Abwehr des Unerwünschten wie Geschiebe, Schwebstoff, Geschwemmsel (Schwimmstoffe), Mureneinstoß, bzw. Treibgut und -eis (Protective Parts of the Intake Against an Undesirables as Bed Load, Suspended Load, Floating Debris, Debris Flow, Flotsam and Jetsam and Drift-Ice).....	80



3.1. Einlaufschwelle (Inlet Sill) bzw. Geschiebeschwelle.....	80
3.2. Tauchwand (Baffle Wall).....	80
3.3. Rechen (Rack or Screen).....	82
3.3.1. Grobrechen (Coarse Rack or Coarse Screen)	82
3.3.2. Feinrechen (Fine Screen)	84
3.3.3. Betrieb und Wartung der Rechenanlagen (Operation and Maintenance of the Racks)	84
3.4. Sandfang bzw. Entsandungsanlage (Sand Trap or Grit Chamber)	87
3.4.1. Lang- bzw. Flachsandfang (Settling Bassin or the so-called <i>Horizontal- Flow Settling System</i> or Long Grit Chamber)	91
3.4.1.1. Bemessungsgrundlagen (Planning and Design Considerations)	94
3.4.1.2. Bemessung des Absetzbeckens (Planning of the Settling Basin)	95
3.4.1.3. Erforderliche Höhenlage des Kammerwasserspiegels eines Tiroler Wehrs (Necessary Water Level in the Settling Basin of the Tyrolean Weir).....	103
3.4.1.4. Die unterschiedlichen Spülsysteme bei Langsandfängen (The Different Flushing Systems for Sand Traps)	104
3.4.1.4.1. Entsanderkammer mit intermittierender Kammerwasserspülung (Settling Tanks with Intermittent (Periodic) Flushing).....	106
3.4.1.4.2. Entsanderkammer mit kontinuierlicher Kammerwasserspülung (Settling Tanks with Continuous Flushing)	117
3.4.2. Rundsandfang (Round Grit Chamber)	119
3.4.3. Tiefsandfang (Deep Grit Chamber)	122
3.4.4. Hydrozyklon (Hydrocyclone)	125
3.4.5. Parallelplattenabscheider bzw. Lamellenabscheider (Parallel-Plate Interceptor / Separator)	125
4. Zusammenfassung (Summary).....	125



Teil 2 (Part 2)

Kraftwerksprojekt Heinfels (Designing of Power Plant Heinfels) Praktische Anwendung (Practical Employment)

Technischer Bericht (Technical Report)

1. Allgemeines (General)	135
2. Generelle Beschreibung des Kraftwerkes Heinfels (General Description of the Power Plant Heinfels)	136
3. Baugeologie (Geological Conditions)	138
3.1. Wehrbereich (Wier Area)	139
3.2. Einlaufbereich (Inlet Area)	139
3.3. Druckstollen (Pressure Tunnel)	139
3.4. Kraftabstieg bzw. Druckrohrleitung (Penstock)	139
4. Wasserwirtschaft (Water Resources Management)	140
4.1. Hydrologische Grundlagen (Hydrologic Basis)	140
4.1.1. Einzugsgebiete (Catchment Areas or River Basins)	140
4.1.1.1. Abflüsse (Discharges).....	141
a) Mittlere Monatsmittelwerte der Jahresreihe 1951–1981 am Pegel Agenau (Mean Monthly Means of the Annual Discharge Serie 1951-1981 by the Stream Sauge Agenau)	141
b) Abflußmessungen der TIWAG (Discharge Measurements by TIWAG).....	142
c) Hochwasser (High Flood).....	143



d) Berechnung des Abflusses über die Stauklappe (Calculation of the Weir Overflow Discharge)	143
4.1.2. Hydrologie an der Fassungsstelle (Hydrology by the Water Intake).....	150
4.1.2.1. Zuflüsse (Inflows).....	150
a) Mittlere Monatsmittelwerte der Jahresreihe 1951-1981 (Mean Monthly Means of the Annual Discharge Serie 1951-1981)	150
b) Abflußdauerlinie (Discharge Duration Curve)	150
4.1.2.2. Ausbaudurchfluß (Design Flow).....	151
4.1.2.3. Dotierwasserabgabe (Ecological Discharge)	151
4.1.2.4. Überwasser am Wehr (Weir Overflow).....	153
4.1.2.5. Restwasserabfluß (Residual Water Flow).....	153
5. Hydraulische Bemessung des Systems (Hydraulic Calculation of the System).....	155
5.1. Einlauf (Water Intake).....	155
5.2. Entnahmeüberfall (Frontal Spillway at the End of the Settling Basin) ...	160
5.3. Bemessung der Entsanderkammer (Hydraulic Calculations of the Settling Basin).....	161
6. Hydraulische Berechnung des Triebwasserweges (Hydraulic Calculations of the Water Conveyance System)	162
6.1. Druckstollen (Pressure Tunnel)	162
6.1.1. Örtliche Verluste (Minor or Local Head Losses).....	162
6.1.2. Reibungsverluste (Friction Head Losses)	164
6.1.3. Gesamtverluste im Druckstollen (Total Head Losses in the Pressure Tunnel).....	166
6.2. Kraftabstieg bzw. Druckrohrleitung (Penstock)	167
6.2.1. Örtliche Verluste (Minor or Local Head Losses).....	167
6.2.2. Reibungsverluste (Friction Head Losses)	168
6.2.3. Gesamtverluste (Total Head Losses).....	169
6.3. Wasserschloß – Vorbemessung (Surge Tank – Precalculation).....	171
7. Energiewirtschaft (Energy Management).....	175
7.1. Ausbaudurchfluß (Nominal Discharge / Rated Flow)	175



7.2. Fallhöhen (Heads)	176
7.3. Wirkungsgrade (Energy Conversion Efficiencies)	177
7.4. Leistung (Capacity)	178
7.5. Arbeitsvermögen (Energy Capability)	178
8. Beschreibung der Anlagenteile (Description of the Components of the System).....	180
8.1. Wehranlage Villgratenbach (Water Catchment Villgratenbach)	182
8.2. Einlaufspeicher (Surge Chamber at the Beginning of the Pressure Tunnel).....	184
8.3. Druckstollen (Pressure Tunnel)	185
8.4. Wasserschloß und Schieberkammer (Surge Tank and Valve Chamber)	186
8.5. Kraftabstieg bzw. Druckrohrleitung (Penstock)	186
8.6. Krafthaus Heinfels und UW Kanal (Power Plant Heinfels and Its Tailrace).....	187
9. Auswirkungen auf die Umwelt (Impact on the Environment)	188
Literaturverzeichnis (References).....	190
Anhang 1 (Appendix 1).....	196
Anhang 2 (Appendix 2).....	197



Preface

The aim of this master's thesis is to compare the various types of water intakes in mountain regions and to describe the functions of the protective parts of the intake against undesirables as bad load, suspended load, air and drift-ice. These undesirables lead to aggradation, clogging, and wear and tear of the hydrotechnical structures, thus making the operation of the structures difficult, or even impossible.



Vorwort

Ziel dieser Diplomarbeit war die Zusammenstellung von Möglichkeiten aus geschiebeführenden Fließgewässern Wasser zu entnehmen, und die Funktion der Bauteile einer Wasserfassung zur Abwehr des Unerwünschten wie Geschiebe, Schwebstoff, Geschwemmsel, Luft und Eis näher zu beschreiben.

Der Unerwünschte führt bei Anlagen des Wasserbaues zu Verlandungserscheinungen, zu Verklausungen und zum Verschleiß, die den Betrieb der Anlagen behindern oder gar unmöglich machen.

Teil 1 (Part 1)

Theoretische Grundlagen (Theoretical Basis)

1. Einleitung (Introduction)

Die Wasserfassungen sind Bauwerke, die der Entnahme bzw. Entkiesung und Entsandung von Triebwasser von Feststoffen aus einem Flussgewässer dienen. Das entnommene Wasser kann dann einer weiteren Nutzung – Trinkwasserversorgung, Bewässerung, Wasserkraftnutzung, Anreicherung von Niedrigwasser (Schifffahrt) – zugeführt werden. Dabei haben die Wasserfassungen folgende Aufgaben zu erfüllen [1]:

- a) Verhinderung des Geschiebe-, Schweb- und Schwimmstoffeintrages. Dadurch schützt man den Triebwasserweg vor Verlandung und die Turbinen vor Erosion.
- b) Aufstau des Wassers zur Sicherstellung des Wasserentnahme. Zuleitung des Triebwassers zum Triebwasserweg (Triebwasserkanal bzw. den Triebwasserstollen).

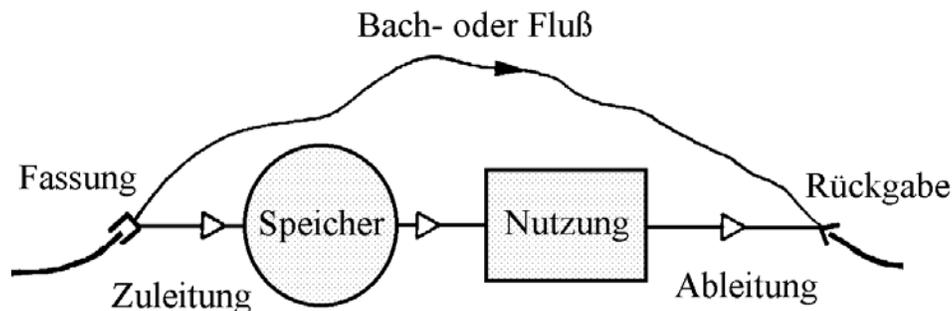


Abb. 1. Schema einer Wassernutzung [11]

1.1. Definitionen (Definitions)

1.1.1. Feststoffe (Solids)

Gesamtheit von Geschiebe-, Schweb- und Schwimmstoffen (Treibeis ausgenommen) nach ÖNORM B 2400 [2].

1.1.2. Geschiebe (Bed Load)

Bezeichnung für die vom fließenden Wasser auf oder nahe der Gewässersohle gleitend, rollend oder springend fortbewegten Gesteinsteilen nach ÖNORM B 2400 [2]. Es sind dies vorwiegend Grobsand, Kies und Steine [26].

1.1.3. Schwebstoffe (Suspended Load)

Schwebstoffe sind die im Wasser, durch Turbulenz in mehr oder weniger in Schwebelage gehaltenen festen Stoffe nach ÖNORM B 2400 [2].

1.1.4. Schwimmstoffe bzw. Geschwemmsel (Floating Debris)

Schwimmstoffe sind jene festen Stoffe, die auf der Wasseroberfläche und im Wasser schwimmen, Eis wird nicht dazugezählt (nach ÖNORM B 2400) [2]. Es sind dies Laub, Nadeln, Holz (Wurzelstöcke, Baumstämme, Äste, Bauholz u. s. w.), Tierkadaver u. a.; Abfälle wie Plastikflaschen u. a. [26]

1.1.5. Muren (Debris Flow or Mudslide or Mudflow)

Nach DIN 19663 (1985): "Muren sind eine wildbachtypische Sonderform des Hochwasserabflusses (high water flow). Sie sind ein Gemisch aus Wasser und Feststoffen (Erd- und Steinmaterial, Holz). Sie bewegen sich in Wildbachbetten oder in Hangfurchen schnell bis sehr schnell zu Tal und entmischen sich im Bereich eines abnehmenden Gefälles, wobei sich die Feststoffe ganz oder teilweise in Umlagerungsstrecken, auf Schwemmkegeln oder im Talboden ablagern. Muren entstehen durch Feststoffeinstöße, beim Durchbruch von Verklausungen oder bei Damnbrüchen" [4]. Das Newtonsche Fließverhalten ist nicht gegeben, die Dichte des Gemisches übersteigt 1300 kg/m^3 , wobei die mittransportierten Feststoffe unabhängig von der Korngröße über den ganzen Abflußquerschnitt verteilt sind [2].

1.1.6. Korndurchmesser (Partikle Size)

Siebdurchmesser (Sieve Diameter): Er ist die Maschenweite eines quadratischen Siebes, durch den die Körner gerade noch durchgehen. In der Siebanalyse bedient man sich hier einer Reihen von immer feiner werdenden Sieben [6], [30], [39].

Nominaler Durchmesser (Nominal Diameter): Er ist dem sphärischen Partikel äquivalent, welches dasselbe Volumen besitzt [6], [13], [14], [30], [39].

Sinkgeschwindigkeitsdurchmesser (Sedimentation Diameter): Er ist der Durchmesser eines sphärischen Partikels, das unter sonst gleichen Bedingungen (Dichte, Zähigkeit) dieselbe Sinkgeschwindigkeit wie das betrachtete Partikel hat. Dieser Durchmesser wird in Sedimentationssäulen durch die Messung der *Sinkgeschwindigkeit im stehenden Wasser* w bestimmt [6], [13], [14], [30], [39].

Maßgebender Korndurchmesser („Effective“ Grain Size) (nach Führböter, 1961), [13], [7]:

$$d_m = \frac{d_{10} + d_{20} + d_{30} + \dots + d_{90}}{9}, \quad [\text{mm}]$$

Häufig wird auch d_{50} und d_{90} verwendet.

Andere kennzeichnende Korngrößen (Other Representative Grain Sizes): Im Schriftum werden als beschreibende Korngrößen auch d_{35} , d_{50} , d_{65} , d_{75} , d_{85} und d_{90} angegeben [13].

Sie können aus einer Sieblinie (Körnungslinie) folgenderweise, wie das die nächste Abbildung für d_{50} zeigt, ermittelt werden:

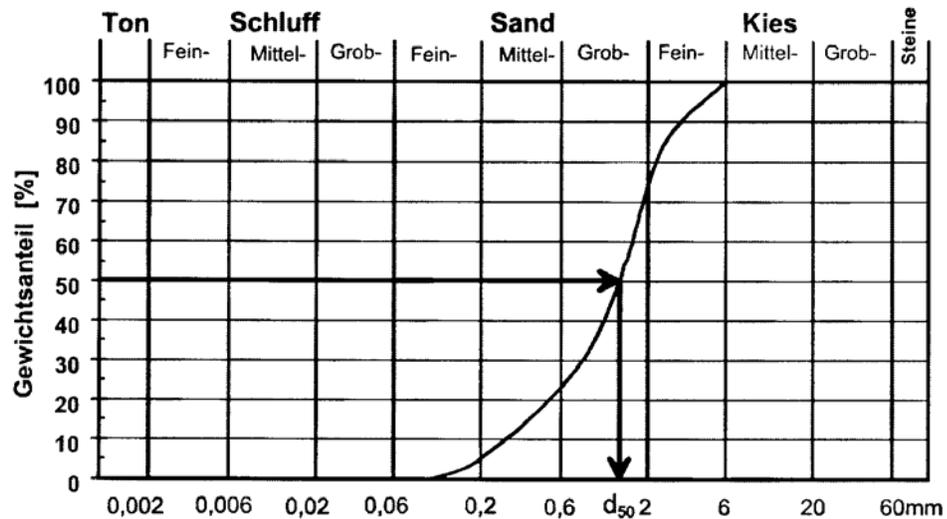


Abb. 2. Ermittlung des Mediansdurchmessers d_{50} aus einer Körnungslinie [6]



Abb. 3.1. Verschiedene Flußkorngrößen

Benennung	Kurzzeichen	Korngrößenbereich [mm]
Blöcke	Y	über 200
Steine	X	über 63 bis 200
Kieskorn	G	über 2 bis 63
Grobkies	gG	über 20 bis 63
Mittelkies	mG	über 6.3 bis 20
Feinkies	fG	über 2 bis 6.3
Sandkorn	S	über 0.06 bis 2
Grobsand	gS	über 0.6 bis 2.0
Mittelsand	mS	über 0.2 bis 0.6
Feinsand	fS	über 0.06 bis 0.2
Schluffkorn	U	über 0.002 bis 0.06
Grobschluff	gU	über 0.02 bis 0.06
Mittelschluff	mU	über 0.006 bis 0.02
Feinschluff	fU	über 0.002 bis 0.006
Tonkorn (Feinstes)	T	unter 0,002

Tab. 1.1. Korngrößenbenennung (Sediment Classification System) nach DIN 4022 [6]

Sediment	Particle size	Sediment	Particle size
Very fine clay	0.24 – 0.5 μm	Very fine gravel	2 – 4 mm
Fine clay	0.5 – 1.0 μm	Fine gravel	4 – 8 mm
Medium clay	1 – 2 μm	Medium gravel	8 – 16 mm
Coarse clay	2 – 4 μm	Coarse gravel	16 – 32 mm
Very fine silt	4 – 8 μm	Very coarse gravel	32 – 64 mm
Fine silt	8 – 16 μm	Small cobbles	64 – 128 mm
Medium silt	16 – 31 μm	Large cobbles	128 – 256 mm
Coarse silt	31 – 62 μm	Small boulders	256 – 512 mm
Very fine sand	62 – 125 μm	Medium boulders	512 – 1024 mm
Fine sand	125 – 250 μm	Large boulders	1024 – 2048 mm
Medium sand	250 – 500 μm	Very large boulders	2048 – 4096 mm
Coarse sand	0.5 – 1.0 mm		
Very coarse sand	1 – 2 mm		

Tab. 1.2. Korngrößenbenennung (Sediment Classification System) nach British Standard BS1377: 1975 [7], [10]

American Geophysical Union Sediment Classification System

Sediment	Sediment Size Range		
	millimeters	microns	Inches
Very large boulders	4096 - 2048		160-80
Large cobbles	256 - 128		80-40
Medium boulders	1024 - 512		40-20
Small boulders	512 - 256		20-10
Large cobbles	256-128		10-5
Small cobbles	128-64		5-2.5
Very coarse gravel	64-32		2.5-1.3
Coarse gravel	32 - 16		1.3-0.6
Medium gravel	16 - 8		0.6-0.3
Fine gravel	8 - 4		0.3-0.16
Very fine gravel	4 - 2		0.16-0.08
Very coarse sand	2.0 - 1.0	2000-1000	
Coarse sand	1.0 - 0.5	1000-500	
Medium sand	0.5 - 0.25	500-250	
Fine sand	0.25 - 0.125	250-125	
Very fine sand	0.125 - 0.062	125-62	
Coarse silt	0.062 - 0.031	62-31	
Medium silt	0.031 - 0.016	31-16	
Fine silt	0.016 - 0.008	16-8	
Very fine silt	0.008 - 0.004	8-4	
Coarse clay	0.004 - 0.002	4-2	
Medium clay	0.002 - 0.001	2-1	
Fine clay	0.0010 - 0.0005	1.0 - 0.5	
Very fine clay	0.0005 - 0.00024	0.5 - 0.24	

Tab. 1.3. Korngrößenbenennung (Sediment Classification System) nach American Geophysical Union (Lane 1947) [30]

Es ist verständlich, dass die beiden Korngrößenbenennungen – nach British Standard BS1377 (Tab. 1.2.) und nach American Geophysical Union (Tab. 1.3.) – gleich sind.



Abb. 3.2. Arten des Sedimenttransports [5]

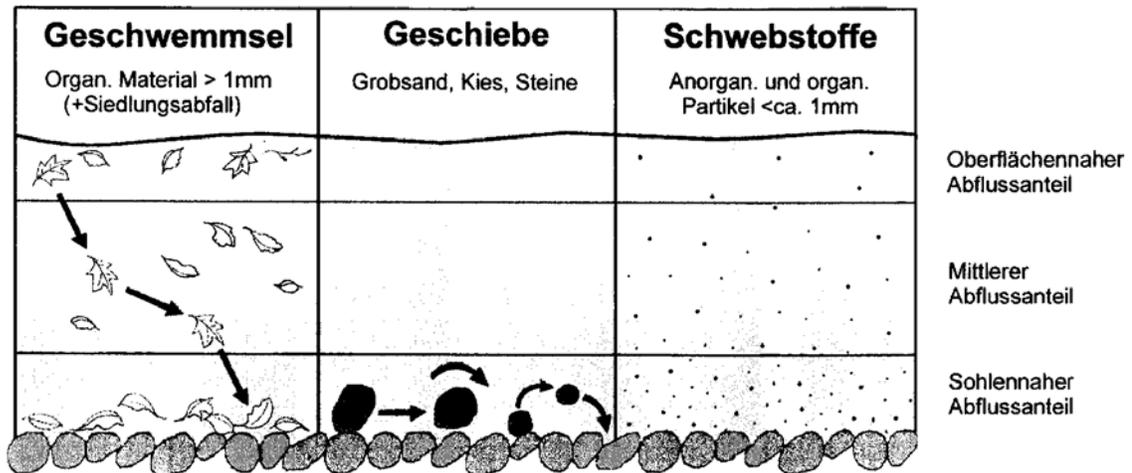


Abb. 3.3. Feststoffe (Treibeis ausgenommen) und ihre Verteilung über die Abflusstiefe [26], [56]

Bei sonst gleichen Bedingungen werden in einem Fluß die kleineren Partikel als Schwebstoff und die grösseren als Geschiebe transportiert. Bei welchem Korndurchmesser (particle size) die Grenze zwischen Schwebstoff und Geschiebe liegt, hängt von der Strömungsgeschwindigkeit des Wassers ab [4].

Also die Abgrenzung zwischen Geschiebe und Schwebstoff erfolgt nach der Art der Fortbewegung. Kresser (1964) fand durch Messungen in verschiedenen Flüssen eine Froudezahl des Kornes, die den Grenzzustand zwischen Geschiebe und Schwebstoff definiert [21]:

$$Fr_{Korn} = \frac{v^2}{g \cdot d_{gr}} = 360, [-]$$

mit v querschnittsgemittelte Fließgeschwindigkeit (average flow velocity in river cross section), [m/s],

d_{gr} Grenzkorndurchmesser Geschiebe – Schwebstoff, [m] und

g Erdbeschleunigung (gravitational acceleration), [m/s²].

Anders geschrieben bedeutet das [1], [57]:

$$d_{gr} = \frac{v^2}{360 \cdot g} \approx 2,832 \cdot 10^{-4} \cdot v^2, [m]$$

Oder wenn:

$$d > d_{gr} \rightarrow \text{Geschiebe}$$

$$d < d_{gr} \rightarrow \text{Schwebstoffe.}$$

1.1.7. Diagramm von Hjulström bzw. Hjulströmskurve (Hjulstrom Curve)

Dieses Diagramm stellt die Zustände Sedimentation, Transport und Erosion in Abhängigkeit vom mittleren Korndurchmesser d (d_{50}) und von der mittleren querschnittsgemittelten Fließgeschwindigkeit v dar. Es ist ein doppellogarithmisches empirisch gewonnenes Diagramm [27].

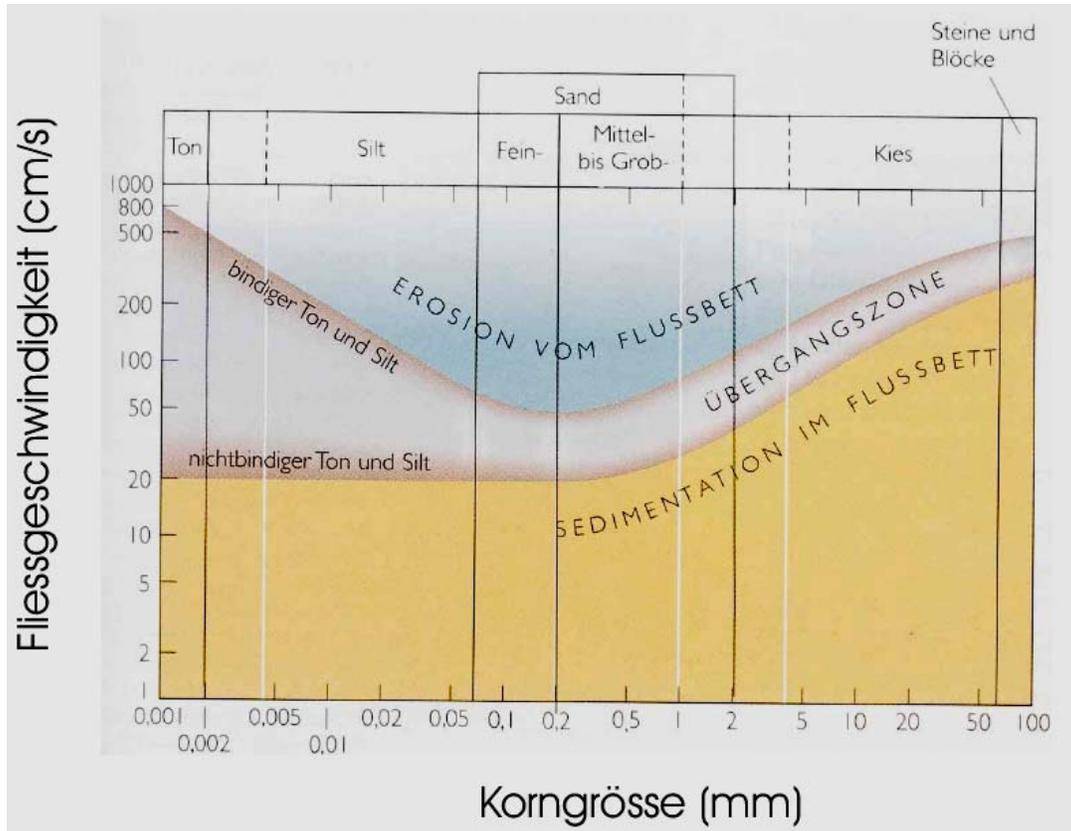


Abb. 4.1. Hjulströmskurve [5]

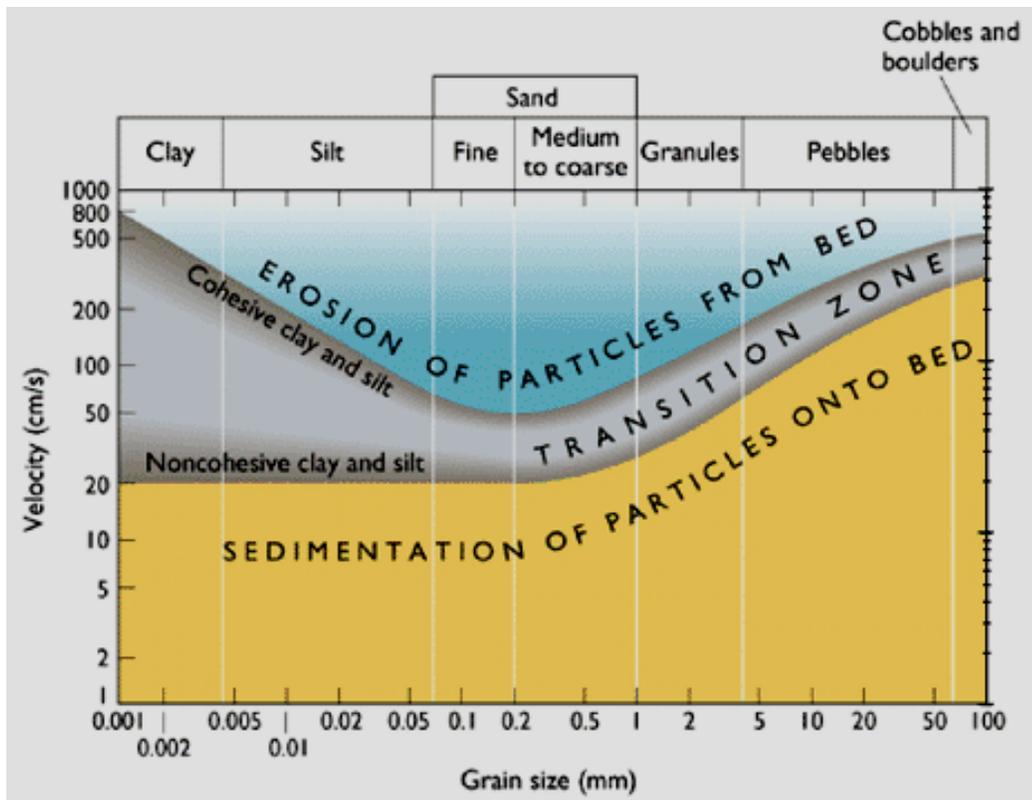


Abb. 4.2. Hjulstrom Curve [5]

Grundsätzlich folgt aus dem Diagramm [27]:

- Je höher die Fließgeschwindigkeit v , desto größer kann das Korn (d) sein (v proportional zu d), das transportiert wird.
- Je kleiner der Korndurchmesser d , umso geringer ist die notwendige Fließgeschwindigkeit v um eine Erosion der Flusssohle herbeizuführen.
- Aber: Unter einem Korndurchmesser von 0,3 mm nehmen die Kohäsionskräfte (elektrostatische Kräfte) zwischen den (Ton-)Partikeln zu und die Kurve steigt entsprechend an. Sind aber diese Partikel erstmal erodiert, bleiben sie umso länger in Bewegung.

1.1.8. Shieldsdiagramm (Shields Diagram or Shields Curve)

Neben dem Diagramm von Hjulström ist das Shieldsdiagramm die gebräuchlichste Methode zur Ermittlung des Einsetzens des Geschiebetransportes. Dieses Diagramm stellt eine Beziehung zwischen Korn-Reynoldszahl Re^* und der Korn-Froudezahl Fr^* (Strömungsintensität) dar. Der später hinzugefügte dimensionsiose Korndurchmesser d^* erleichtert die Anwendung [21].

Der Reynolds-Zahl des Kornes Re^* (Reynolds number according to Shields) ist definiert durch die Beziehung [1], [21]:

$$Re^* = \frac{v_0^* \cdot d}{\nu}, [-]$$

mit ν querschnittsgemittelter Fließgeschwindigkeit (average flow velocity in river cross section), [m/s] und

wo v_0^* die Schubspannungsgeschwindigkeit (shear velocity) ist [1], [21]:

$$v_0^* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}}, [\text{m/s}]$$

g Erdbeschleunigung (gravitational acceleration), [m/s²] und

Die Sohlschubspannung (bed shear stress) bzw. Wandschubspannung τ_0 (siehe auch nächste Abb. 4.3.) ist [21]:

$$\tau_0 = \rho \cdot g \cdot h \cdot I, [\text{kN/m}^2]$$

I ist dabei das Sohlgefälle des Gerinnes (river gradient), [-]

h ist die Wasserspiegelhöhe (water depth), [m]

ρ ist die Dichte des Wassers (density of water), [kg/m³].

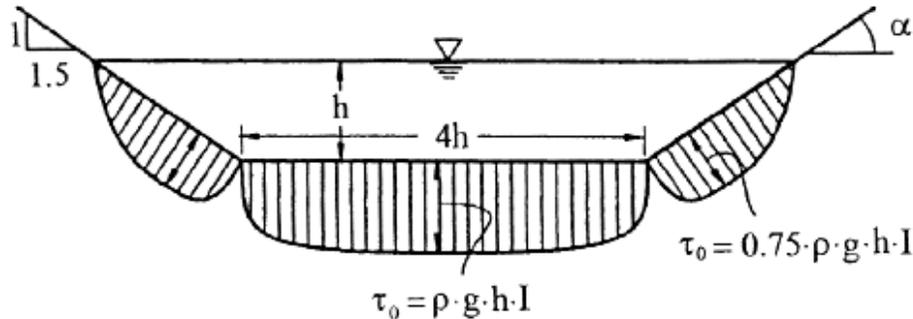


Abb. 4.3. Beispiel für die Verteilung der Sohlchubspannungen in einem Trapezgerinne [21]

Erosions- bzw. Bewegungsbeginn tritt ein, wenn ein kritischer Wert (critical bed shear stress for initiation of sediment motion) τ_{krit} erreicht wird.

Sohlmaterial	τ_{krit} [N/m ²]	Sohlmaterial	τ_{krit} [N/m ²]
Grobsand 1 – 2 mm	4	Rasen kurzfristig belasted	20 – 30
Grobkies 20 – 63 mm	40	Rasen langfristig belasted	15 – 18
Geröll 63 – 100 mm	60	Buschmatte, Spreitlage	40
lehmiger Feinsand	2	Pflaster	70 – 200
lockerer Schlamm	2,5	Packwerk, oberflächlich gepflastert	170

Tab. 2. Erfahrungswerte kritischer Schubspannungen [21]

Der dimensionslose Korndurchmesser ist (dimensionless grain size) [21]:

$$d^* (\equiv D_*) = \frac{d}{\nu} \cdot \sqrt{0,1 \cdot \rho' \cdot g \cdot d}, [-]$$

wo ν die kinematische Viskosität (kinematic viscosity) in m²/d ist

und ρ' ist die dimensionslose Dichte des Feststoffes unter Wasser (relative density) [21]:

$$\rho' = \frac{\rho_s - \rho}{\rho}, [-]$$

mit

ρ_s Dichte des Feststoffes (density of natural sediment), [t/m³]

ρ Dichte des Wassers (density of water), [t/m³].

Die Froude-Zahl des Kornes Fr^* (dimensionless shear stress) ist definiert durch die Beziehung [1], [21]:

$$Fr^* = \frac{\tau_0}{(\rho_s - \rho) \cdot g \cdot d} = \frac{\rho \cdot v_0^{*2}}{(\rho_s - \rho) \cdot g \cdot d} = \frac{h \cdot I}{\rho' \cdot d}, [-]$$

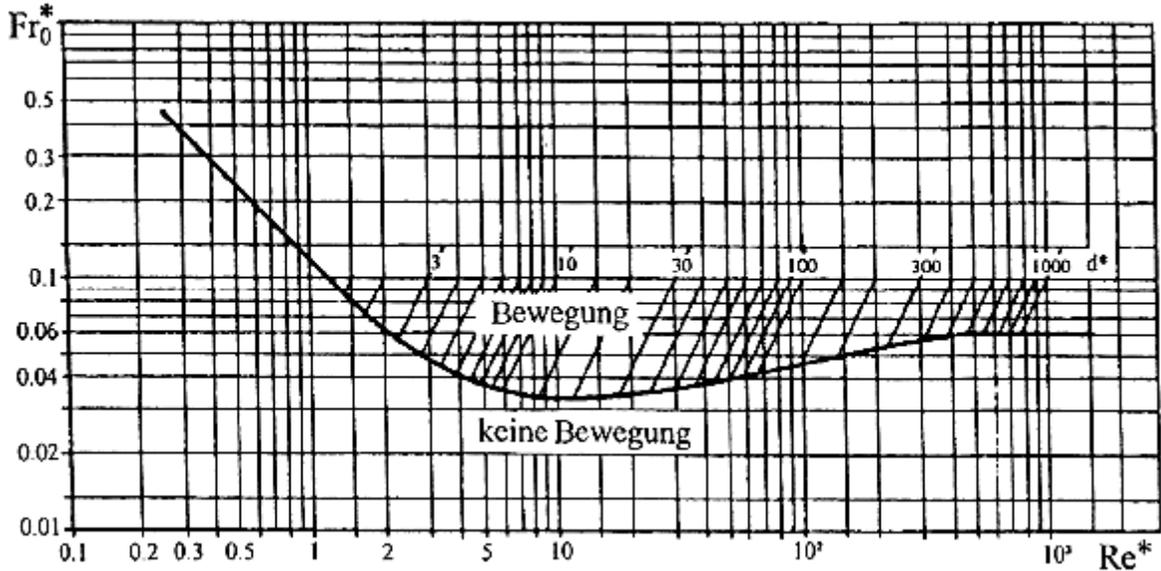


Abb. 4.4. Shieldsdiagramm [21]

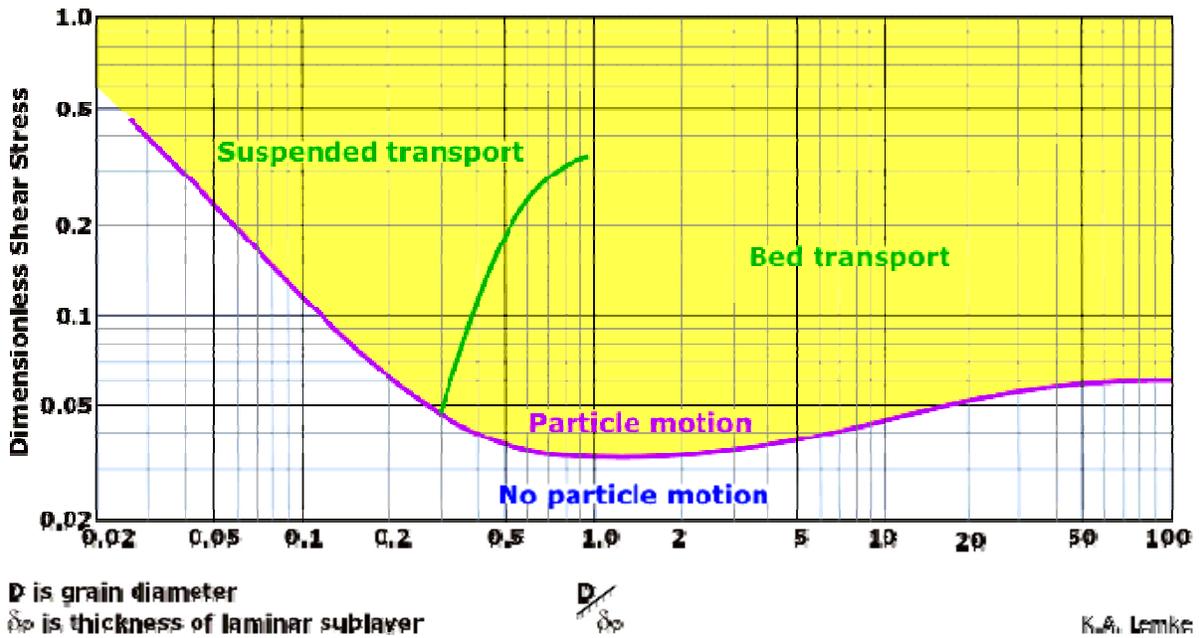


Abb. 4.5. Shields Diagram [48]

Die Kurve im Schieldsdiagramm ist eine durch den Schwankungsbereich von Messungen durchgelegte mittlere Kurve. Diese Grenzkurve zwischen Bewegung und Ruhe eines Feststoffkornes stellt nur einen Referenzwert dar, bei dem das Bewegungsrisiko etwa 10% beträgt [21].

1.1.9. Sinkgeschwindigkeit im stehenden Wasser w_0 (Particle Fall (Settling) Velocity in Stagnant Water)

Zur Berechnung der Sinkgeschwindigkeit von Partikeln in Fluiden bietet die Literatur (z. B. *Movement of Sediments in Open Channels*, Yu. A. Ibad-zade, Russian Translations Series, A. A. Balkema/Rotterdam, 1987) eine große Anzahl von Berechnungsansätzen, die sich überwiegend auf den einfachsten Fall der fallenden Einzelkugel in ruhender Flüssigkeit beziehen. Schon für diesen einfachen Fall sind die Strömungsphänomene komplex und müssen für die im Entsander praktisch vorkommenden Partikel von $10 \mu\text{m} < d < 1 \text{ cm}$ in die drei Bereiche – laminare und turbulente Partikelumströmung, sowie den Übergangsbereich – unterteilt werden [9].

Laut Zanke ist die Sinkgeschwindigkeit natürlicher Sedimente gleich [9], [13]:

$$w_0 = \frac{11,7}{d} \cdot (\sqrt{1 + 0,01 \cdot D_*^3} - 1), [\text{m/s}]$$

wobei D_* der dimensionslose Korndurchmesser (dimensionless grain size) ist [6], [7], [8] [9]:

$$D_* = \left(\frac{(\rho_s - \rho) g}{\rho v^2} \right)^{1/3} d, [-]$$

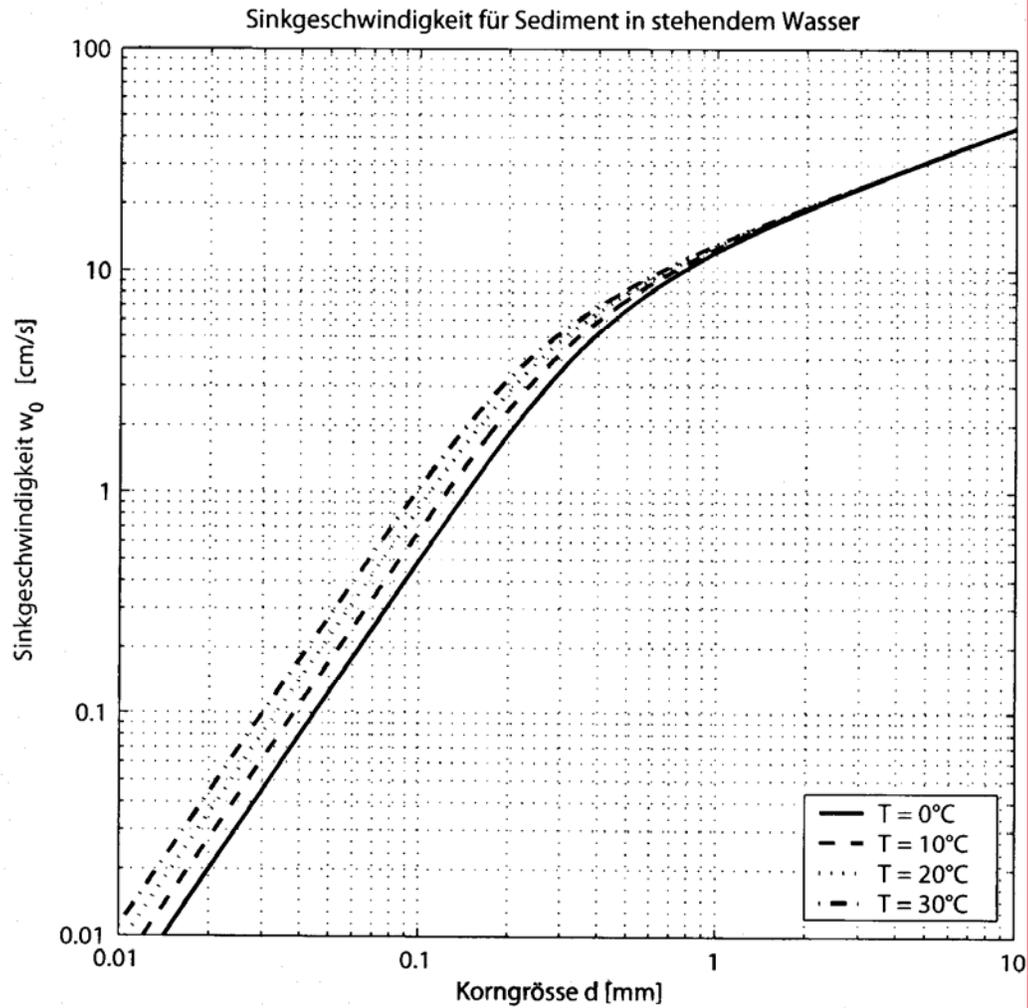


Abb. 5. Sinkgeschwindigkeit natürlicher Sedimente im stehenden Wasser (Formfaktor $FF = 0.7$ zur Berücksichtigung einer von der Kugelform abweichenden Kornform) [9], [13].

1.1.10. Stokesche Sinkgeschwindigkeit (Fall Velocity after Stokes)

$$w_0 = \frac{g}{18\nu} \frac{\rho_s - \rho}{\rho} d^2, \text{ [m/s] [6]}$$

Leider ist diese Formel nur für einen bestimmten Bereich gültig. Sie wird von der Größe des Korndurchmessers eingeschränkt [6]:

$$d < \left(\frac{9\nu^2}{g} \frac{\rho}{\rho_s - \rho} \right)^{1/3}, \text{ [m/s]}$$

1.1.11. Sinkgeschwindigkeit nach Oseen (Fall Velocity after Oseen)

$$w_0 = \sqrt{\frac{1}{18} \frac{w_0 \cdot d^2}{\left(v + \frac{3}{16} w_0 \cdot d\right)} \frac{\rho_s - \rho}{\rho} g}, \text{ [m/s]} \quad [6]$$

Diese Gleichung muss iterativ gelöst werden. Als Startwert bietet sich die Sinkgeschwindigkeit nach Stokes an [6].

1.1.12. Sinkgeschwindigkeit nach Dietrich (Fall Velocity after Dietrich)

$$w_0 = \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho} g v w_* \right)^{1/3}, \text{ [m/s]} \quad [6], [8],$$

wobei die dimensionslose Sinkgeschwindigkeit w_* als

$$w_* = R_2 \cdot R_3 \cdot 10^{R_1}, \text{ [-]} \quad [6], [8]$$

berechnet wird. Der Parameter R_1 enthält die Abhängigkeit vom Korndurchmesser und von der Korndichte. Um diese darzustellen, wird zunächst ein von der Dichte abhängiger dimensionsloser Korndurchmesser D_* eingeführt [6], [7], [8], [9]:

$$D_* = \left(\frac{(\rho_s - \rho) g}{\rho v^2} \right)^{1/3} d, \text{ [-]}$$

Dann werden die Parameter R_1 und R_2 errechnet [6]:

$$R_1 = -3,76715 + 5,78832 \log D_* - 0,88335 (\log D_*)^2 - 0,15525 (\log D_*)^3 + 0,04536 (\log D_*)^4, \text{ [-]}$$

$$R_2 = 1 - \frac{1 - CSF}{0,85}, \text{ [-]}$$

Der Parameter R_2 berücksichtigt, dass kaum ein Partikel durch nur einen Durchmesser erfaßt wird. Nach Definition hat jedes Partikel eine Achse (a) mit einem maximalen Durchmesser (long diameter). Senkrecht dazu läßt sich eine Achse (c) finden, deren Durchmesser minimal wird (short diameter). Und senkrecht zu diesen beiden Achsen (a und c) kann man einen mittleren Durchmesser (intermediate diameter) (b) bestimmen. Der Corey-Formfaktor (CSF=Corey Shape Faktor) bzw. Formfaktor (FF) vergleicht die Länge der längsten und der kürzesten Achsen a und c mit der mittleren Achse b [6], [7], [9], [13], [14], [31], [39]:

$$CSF \equiv FF = \frac{c}{\sqrt{a \cdot b}}, [-]$$

Natürliche Sedimente haben einen Formfaktor von etwa 0.7 [6], [13], [14], [31], [39].

Der Parameter R_3 ist [6]:

$$R_3 = [0,65 - (\frac{CSF}{2,83} tgh(3 \log D_* - 4,6))^{1+(3,5-P)/2,5}], [-]$$

Der Parameter R_3 berücksichtigt die Kantigkeit eines Körpers, d.h. im Fall von $CSF = 1$ die Abweichungen von der Kugelgestalt.

Der Powers Rundheitsbeiwert P liegt zwischen 2 und 3 bei sehr kantigem Material. Bei ihrem Transport werden die anfänglich sehr kantigen Sedimentpartikel durch die Bewegung abgerundet. Dieser als Abrasion bezeichnete Prozeß erhöht den Powers Rundheitsbeiwert P [6].

1.1.13. Sinkgeschwindigkeit nach Sudry (Fall Velocity after Sudry)

Die Sinkgeschwindigkeit der Feststoffe im stehenden Wasser nach L. Sudry zeigt die nächste Abbildung 6.1. Die Sinkgeschwindigkeit ist hier ebenfalls von der Wassertemperatur abhängig. Es wird nur die in Mitteleuropa übliche Wassertemperatur 5 bis 10°C in Rechnung gestellt.

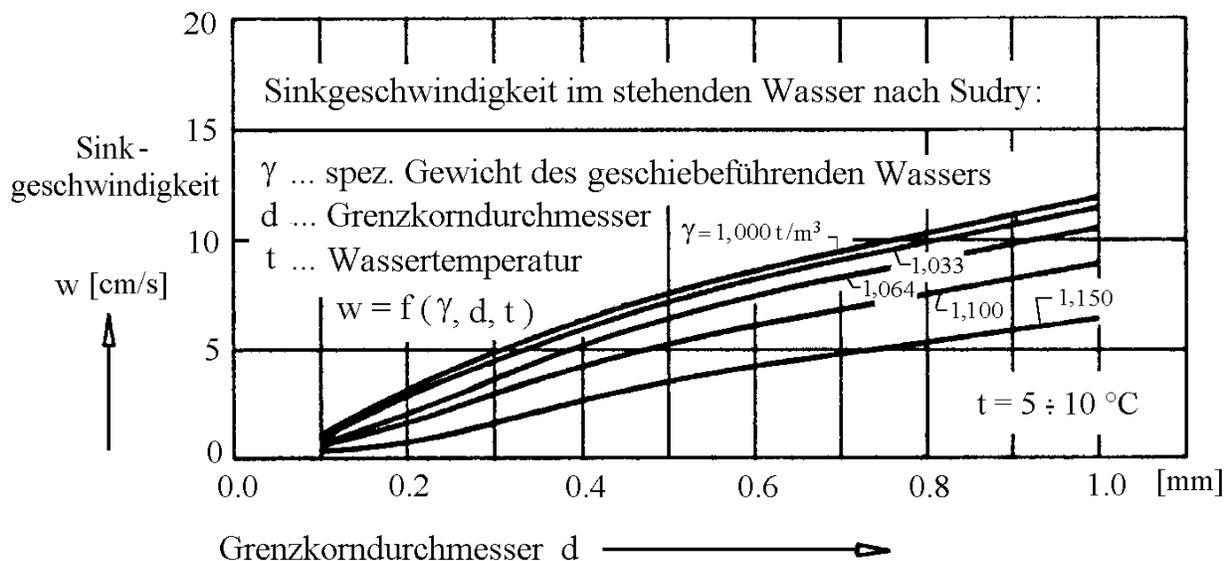


Abb. 6.1 Sinkgeschwindigkeit w_0 der Feststoffe im stehenden Wasser nach Sudry [11]

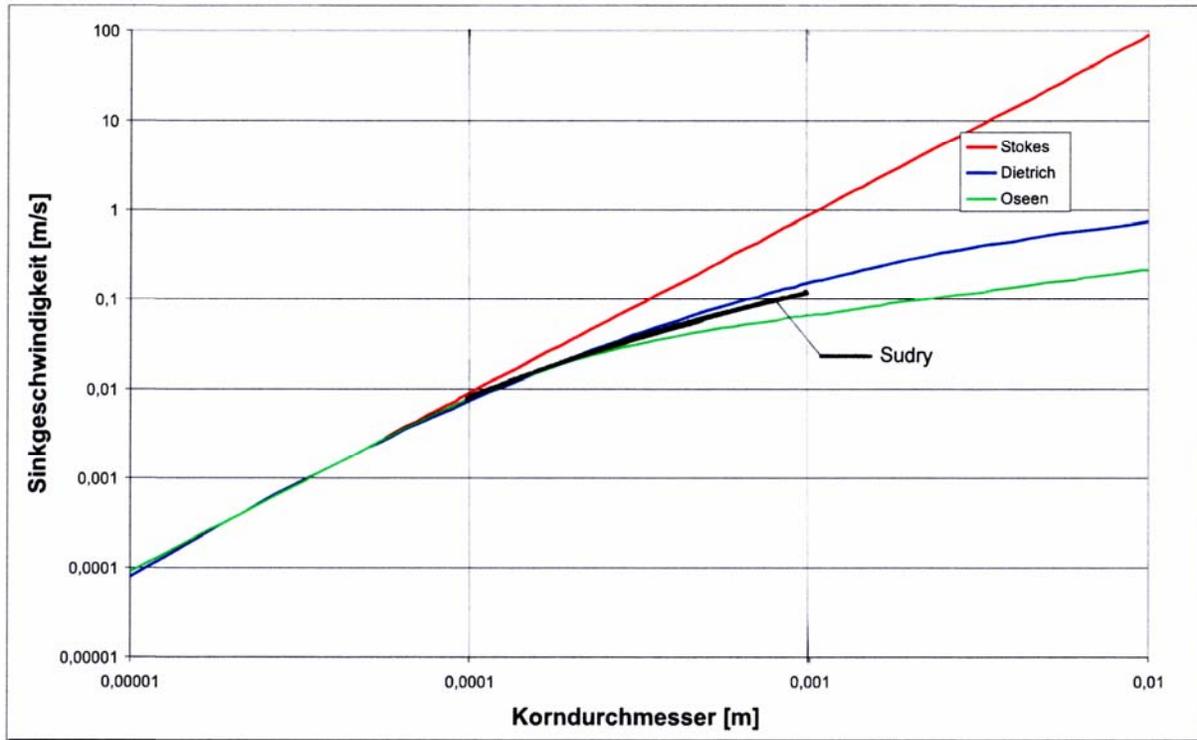


Abb. 6.2. Sinkgeschwindigkeit w_0 nach Stokes (—), Oseen (—), Dietrich (—) (CSF=1, P=6) [6] und nach Sudry (—) (bei $\gamma = 1,033 \text{ t/m}^3$) [11]

Bemerkenswert ist die gute Übereinstimmung der Kurve von Sudry mit der Kurve von Dietrich.

2. Wasserefassungen (Stream Intakes or Water Catchment)

2.1. Entnahmearten (Type of Intakes)

Nach der Entnahmearart werden im wesentlichen vier Typen unterschieden:

- **Seitenentnahme** (Lateral Diversion),
- **Stirn- bzw. Frontalentnahme** (Diversion in Flow Direction or Frontal Intake),
- **Sohlentnahme** (Vertical Diversion Intake or Drop Inlet),
- **Saug- bzw. Pumpentnahme** (Pump Intake)

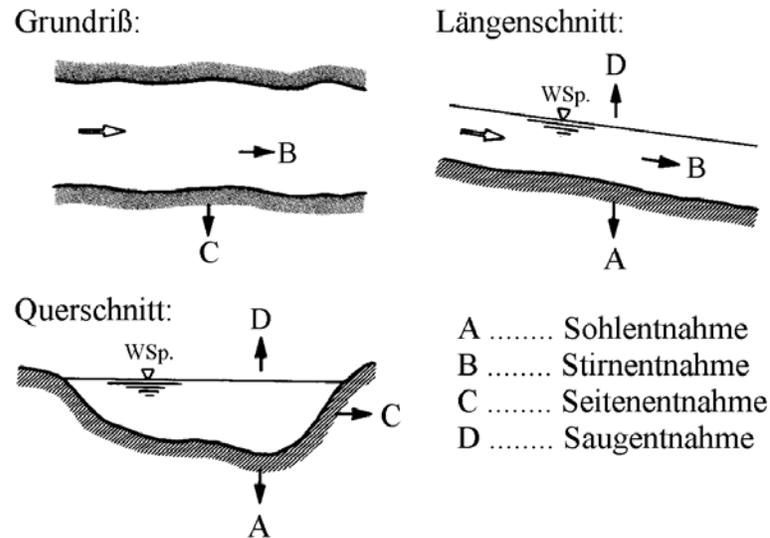


Abb. 7. Entnahmearten, schematisch [11], [12]

	Seitenentnahme		Stirrentnahme	Sohlentnahme
	mit Geschiebeabweisung	mit Geschiebeabzug		
mögliche Zulauf-Entnahmewassermenge	bis zu 50 %	bis zu 70 %	bis zu 80 %	bis zu 100 % (bis Sohlrechenleistungsgrenze)
sehr großes Gefälle (Wildbäche) $I > 10 \%$	günstig, wenn wartungsfreie Funktion gewährleistet	ungünstig, wenn unzugänglich, da permanente Bedienung erforderlich	ungünstig; hohe Turbulenz des Zuflusses; permanente Bedienung erforderlich	sehr günstig; klassischer Fall für Tiroler Wehr; wartungsfreier Betrieb
großes Gefälle (Gebirgsflüsse) $10 \% > I > 1 \%$	günstig für alle Entnahmearten ohne besondere Einschränkungen mit oder ohne Aufstau			
mittleres Gefälle (Hügellandflüsse) $1 \% > I > 0,01 \%$	günstig für Seiten- und Stirrentnahme mit und ohne Aufstau			ungünstig; vorwiegend feines Geschiebe, welches zu nahezu 100 % in den Einlauf gerät
geringes Gefälle (Flachlandflüsse) $0,01 \% > I > 0,001 \%$	günstig, da auch ohne Aufstau durchführbar	ungünstig, da wenig Konstruktionshöhe für die Spüleinrichtungen zur Verfügung steht, Aufstau macht aufwendige Deiche notwendig		
sehr geringes Gefälle (Flußdeltas) $I > 0,001 \%$	sehr ungünstig für jede Art der Entnahme mit Ausnahme der Entnahme mittels Pumpbetrieb, da keine Höhe zur Verfügung steht			

 Tab. 3. Mögliche Entnahmewassermenge Q_E und Vor- und Nachteile der Entnahmearten in Abhängigkeit des Gefälles I des Fließgewässers [1]

2.1.1. Seitenentnahme (Lateral Diversion)

Generell erfolgt hier die Entnahme:

- ohne Aufstau (Intakes without a Barrage)
- mit Aufstau (Intakes with a Barrage)

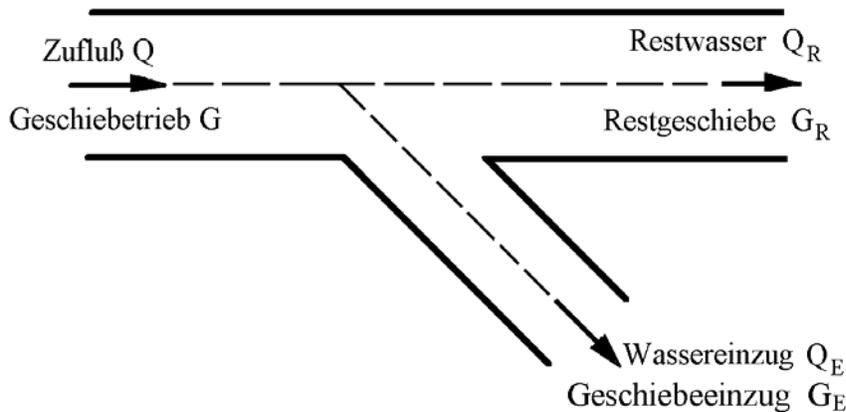


Abb. 8.1. Entnahme ohne Aufstau mit Geschiebeeinzug [11]

Hier haben die Ergebnisse von Modellversuchen an der ETH Zürich gezeigt, dass bei einem Wassereinzug von 25% des Zuflusses 50% des Geschiebes eingezogen wird. Bereits 100% des Geschiebetriebes werden eingezogen, wenn der Wassereinzug nur 60% des Zufluss Q ausmacht [11].

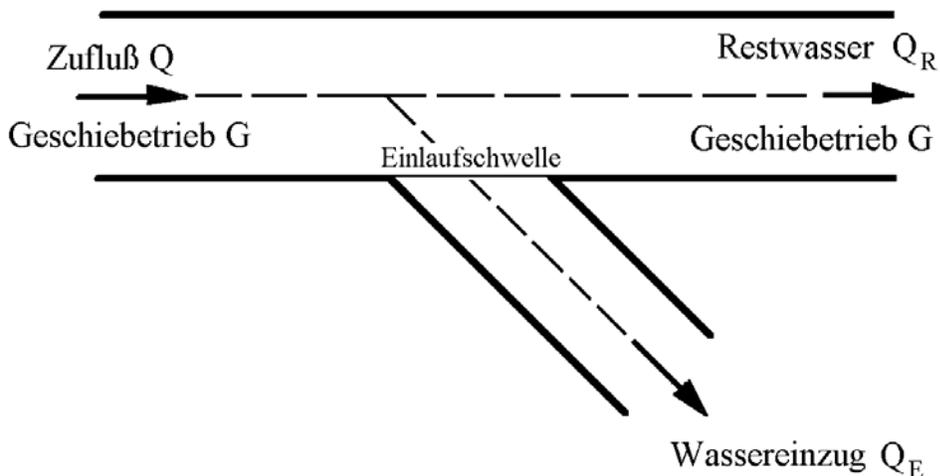


Abb. 8.2. Entnahme ohne Aufstau ohne Geschiebeeinzug [11]

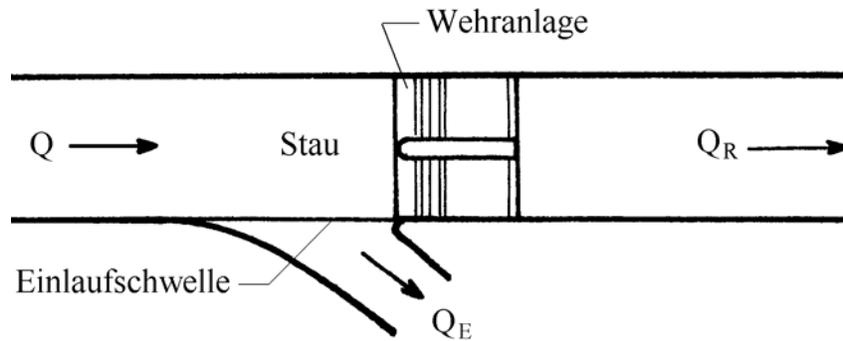


Abb. 8.3. Entnahme mit Aufstau [11]

Eine Seitenentnahme mit Aufstau ermöglicht auch bei Niederwasser den Einzug geringer Wassermengen, die sonst wegen des tiefliegenden Wasserspiegels nicht einziehbar wären. Dies tritt besonders dann zu, wenn der Einzug über eine seitliche Einlaufschwelle erfolgt. Durch das Öffnen eines Wehrverschlusses kann das vor der Einlaufschwelle abgelagerte Geschiebe abgespült werden.

Durch den Aufstau verringert sich das Fließgefälle und damit die Fähigkeit des Fließgewässers das Geschiebe zu transportieren (Geschieberückhalt) [11]. Der bauliche Aufwand (Wehranlage) ist bei der Entnahme mittels Aufstau größer als bei anderen Entnahmearten und es besteht zusätzlich die Gefahr der Verlandung des Staureums, sowie die Kolkgefahr im Unterwasser des Wehres [12].

Die Entnahme ohne Aufstau ist für den Fluß die schonendere Methode. Hier wird aber, wie die Versuche an der ETH zeigten Geschiebe eingezogen.

2.1.1.1. Seitenentnahme mit Geschiebeabwehr (Lateral Diversion with a Bed Load Defence)

Bei diesem Konzept versucht man das Geschiebe durch verschiedene Maßnahmen (z.B. durch Ausnutzung der Strömung, Schwellen, Leitwände, Spülschleusen, Spülkanäle u. a.) vom Einlauf fernzuhalten. Von großer Bedeutung ist hier die Sekundär- (secondary flow) bzw. Flecht- oder Spiralströmung (spiral (helicoidal) flow), die parallel mit der Hauptströmung verläuft. Diese Sekundärströmung ist verantwortlich für den Feststofftransport quer zur Fließrichtung. Die günstigste Lage der Seitenentnahme befindet sich am Außenufer einer Krümmung [1], [7], [12], [15], [16]. Die Flußkrümmungen müssen daher ausgenützt werden, auch wenn auf deren Innenseite die Fassung liegen muss [16]. Das Wasser sollte in diesem Fall an der Ausenseite

gefaßt und mit Hilfe eines Dückers durch den Wehrkörper oder weiter flußabwärts über einen Aquädukt geleitet werden [16].

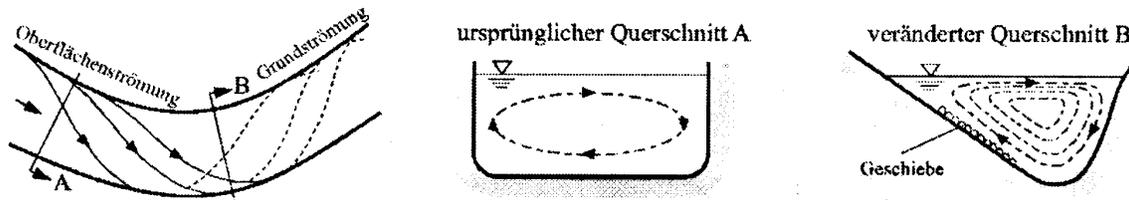


Abb. 9.1. Flechtströmung (secondary flow) in Fließkrümmungen [1], [15]

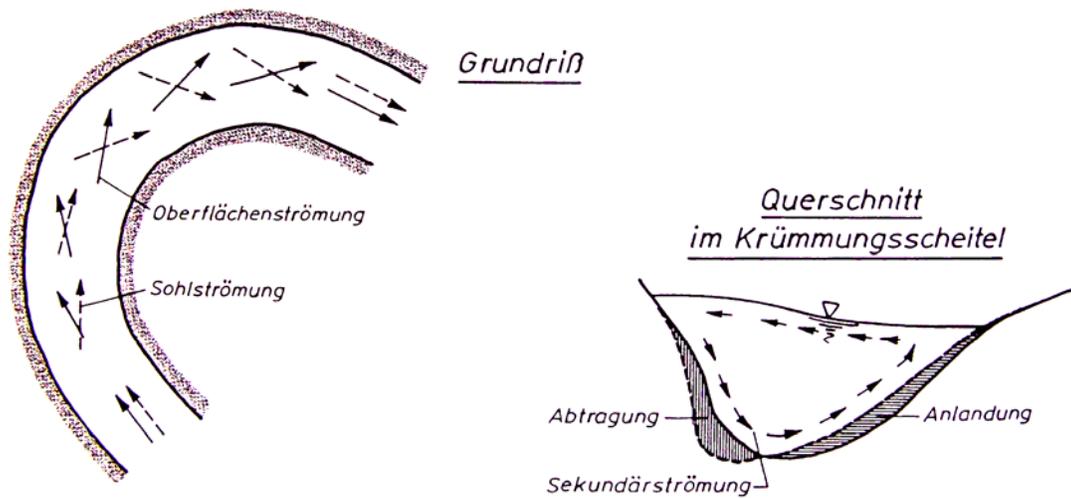


Abb. 9.2. Flechtströmung (secondary flow) in Fließkrümmungen [12]

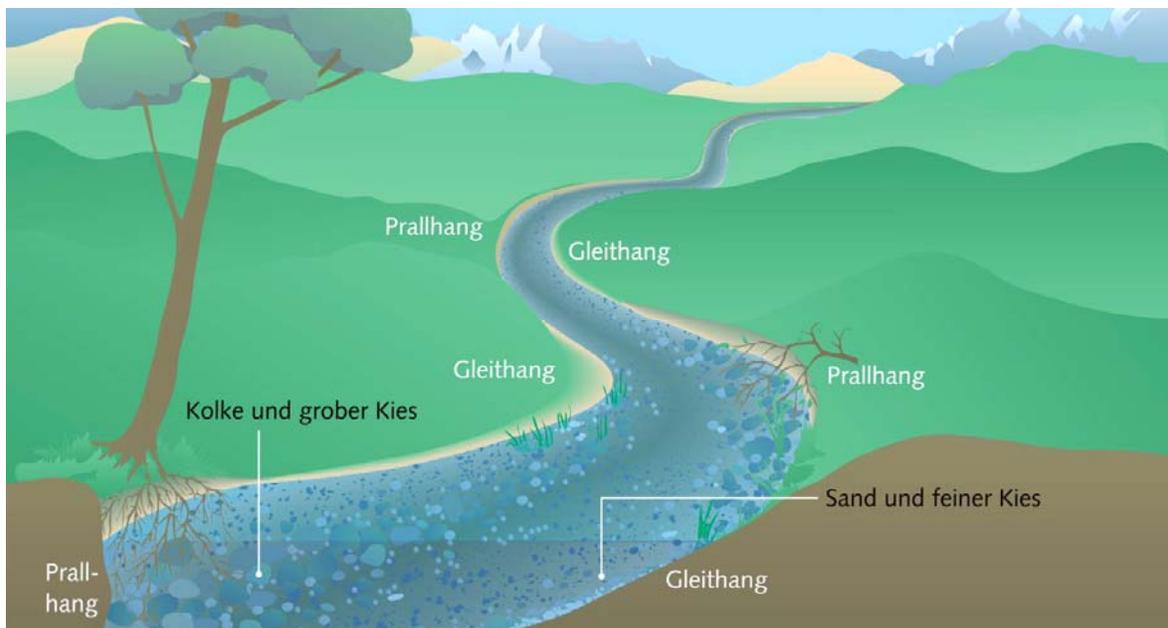


Abb. 9.3. Prall- und Gleitufer eines Fließes [Wasserwirtschaftsamt Weilheim, Deutschland]



Abb. 9.4. Typisch ausgeprägtes Kurvenprofil mit Erosion am Prall- und Anlandung am Gleithang bzw. Gleitufer [32], [38]

Bei einem geraden Flußabschnitt sollte zusätzlich eine künstliche Sekundärströmung erzeugt werden. Dadurch erzielt man eine Reduzierung der im Wasser mitgeführten Geschiebemengen [1], [7], [15].

Flußbauliche Maßnahmen zur Geschiebeabwehr unter Nutzung der Sekundärströmung [1]:

- Errichten von Buhnen am Gegenufer der Entnahmestelle,
- Entnahme vor natürlichen oder künstlichen Verengungen,
- lokale Flußverlegung,
- Anlegen eines gekrümmten Nebenarmes,
- Verengung des Abflußquerschnittes,
- Anordnung von Leitschwellen und Leitwänden,
- Einbau schräger Grundswellen,
- Verschieben des Entnahmebauwerkes in den Flußquerschnitt.

Am Staupunkt (siehe die nächsten Abbildungen) teilt sich die Strömung in [12]:

- einen im Fluß verbleibender Anteil $Q_u (\equiv Q_R)$ und
- einen abzweigenden Anteil $Q_a (\equiv Q_E)$.

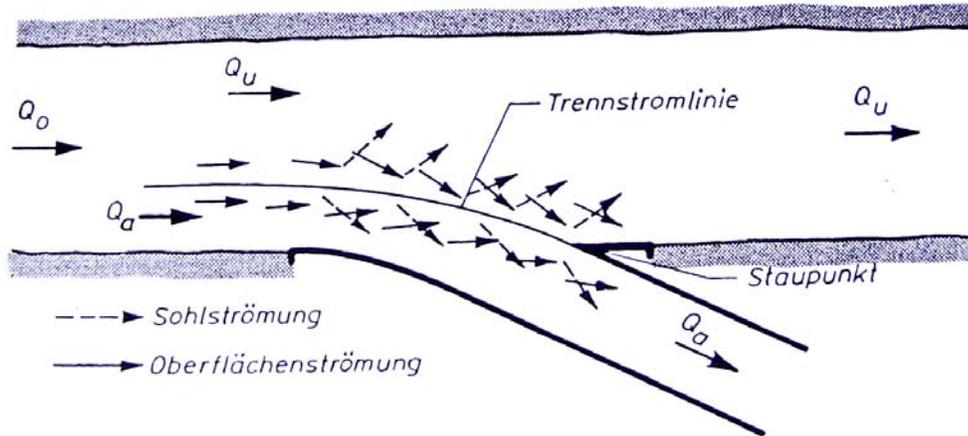


Abb. 10.2. Strömungsverlauf bei einer Seitenentnahme in einer geraden Flußstrecke [12]

Schließlich kann man bei einer Seitenentnahme den Geschiebeeeinzug vermindern, indem man [12]:

- die Entwicklung der Strömung Q_u unterstützt oder
- die Entwicklung der Strömung Q_a hemmt.

Auf den nächsten Abbildungen (Abb. 11, 12, ...,23) sind verschiedene flußbauliche Maßnahmen zur Geschiebeabwehr unter Ausnutzung der Sekundärströmung zu sehen:

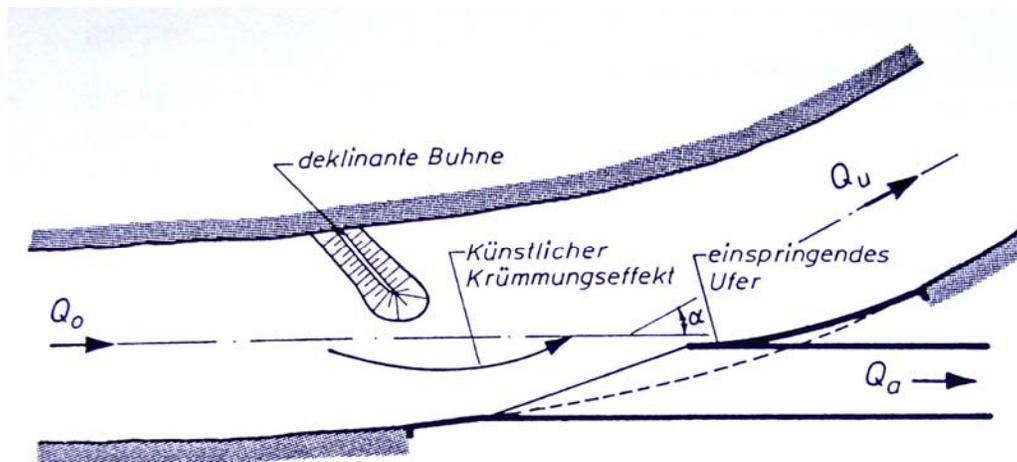


Abb. 11. Seitenentnahme in einer flachen Krümmung mit Hilfe einer deklinanten Buhne (current deflecting groyne) [12], [16]

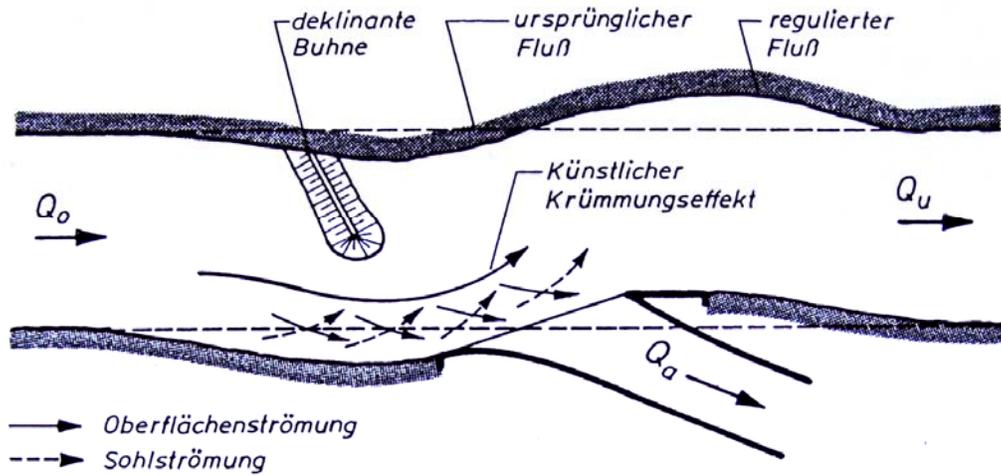


Abb. 12. Seitenentnahme in gerader Flußstrecke mit Hilfe einer deklinanten Buhne (current deflecting groyne) [12], [16]

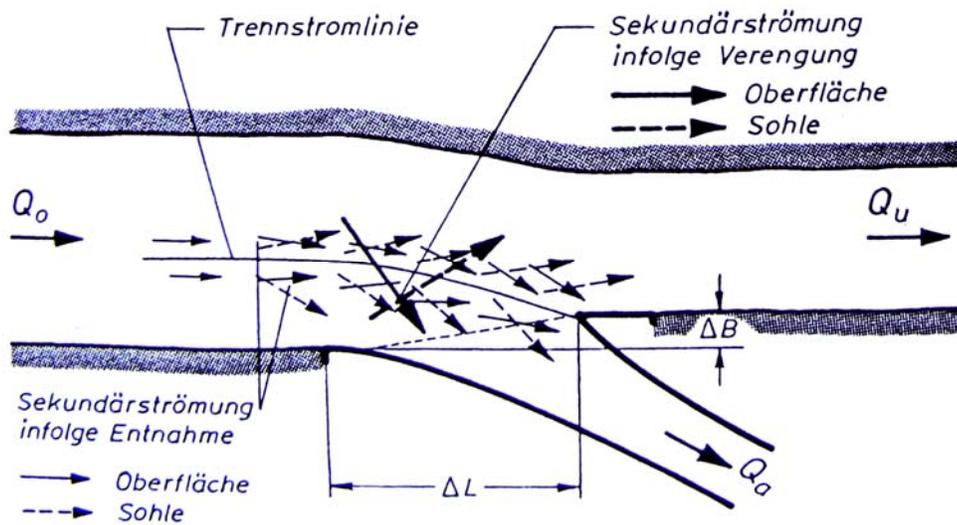


Abb. 13. Seitenentnahme in einer Verengung [12]

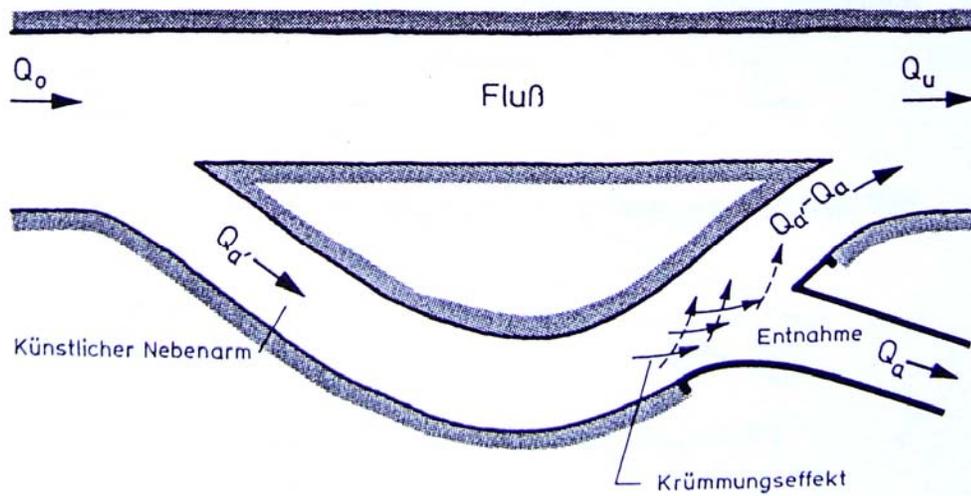


Abb. 14. Seitenentnahme in gerader Flußstrecke mit Hilfe einer künstlichen Krümmung (man-made bend) [12], [17]

Durch ein Leitsystem aus Leitvanes mit segmentförmigem Querschnitt kann man die Oberflächenströmung frühzeitig auf den Einlauf hin auszurichten, während die Sohlströmung in ihrer ursprünglicher Richtung belassen wird. Die Umlenkung der Oberflächenströmung begünstigt das Entstehen einer Sekundärströmung, die an der Sohle vom Einlauf weg gerichtet ist.

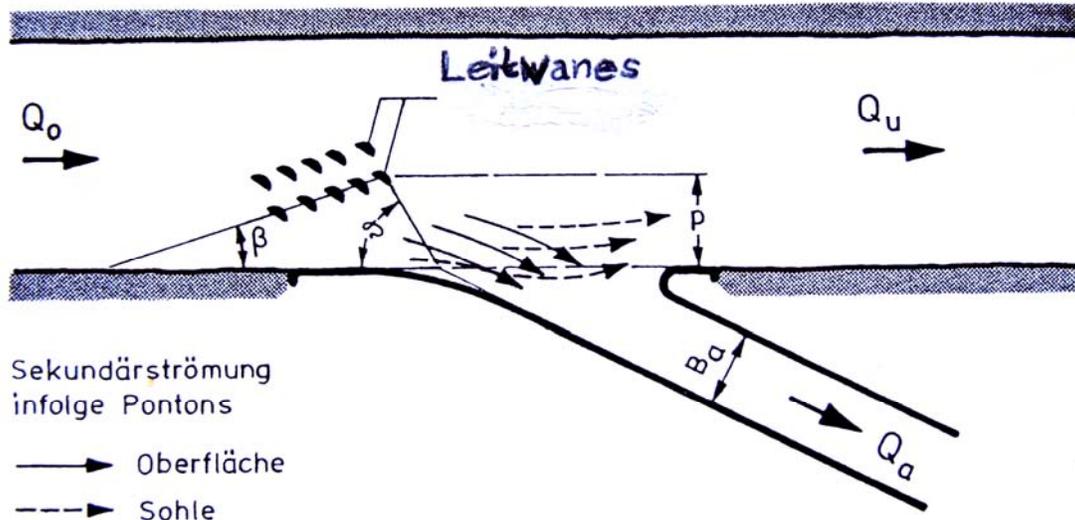


Abb. 15. Seitenentnahme mit Leitvanes (floating guide vanes) [12], [18]

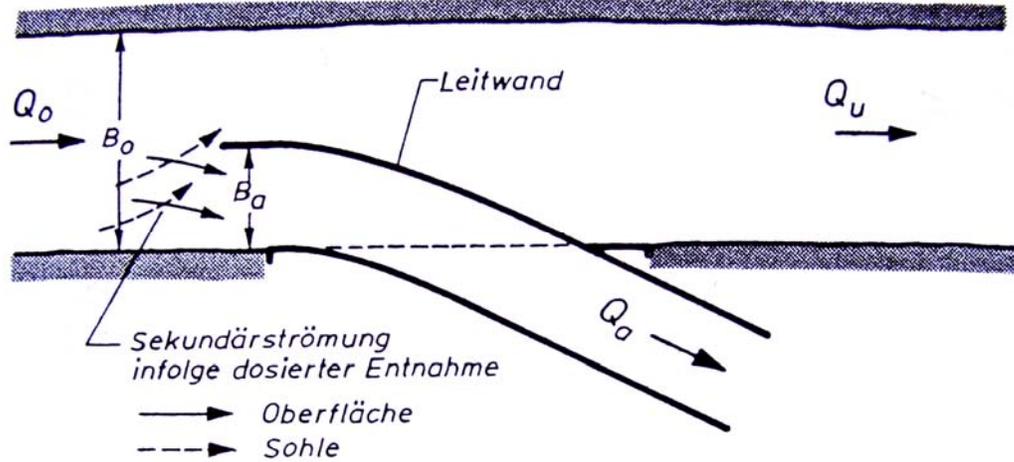


Abb. 16. Seitenentnahme mit Hilfe einer Leitwand (dividing wall) [12], [15]

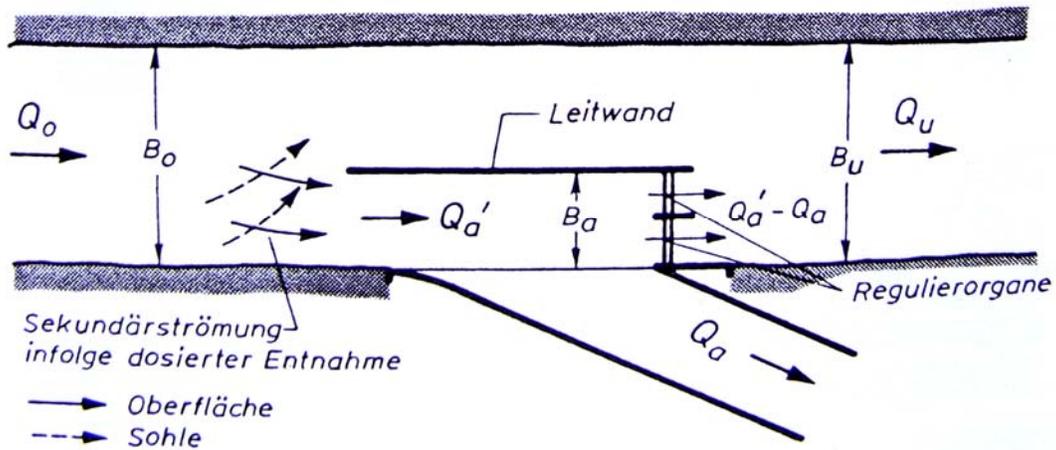


Abb. 17. Seitenentnahme mit Hilfe einer Leitwand (dividing wall) und Regulierorgane (sluice arrangements) [12], [19]

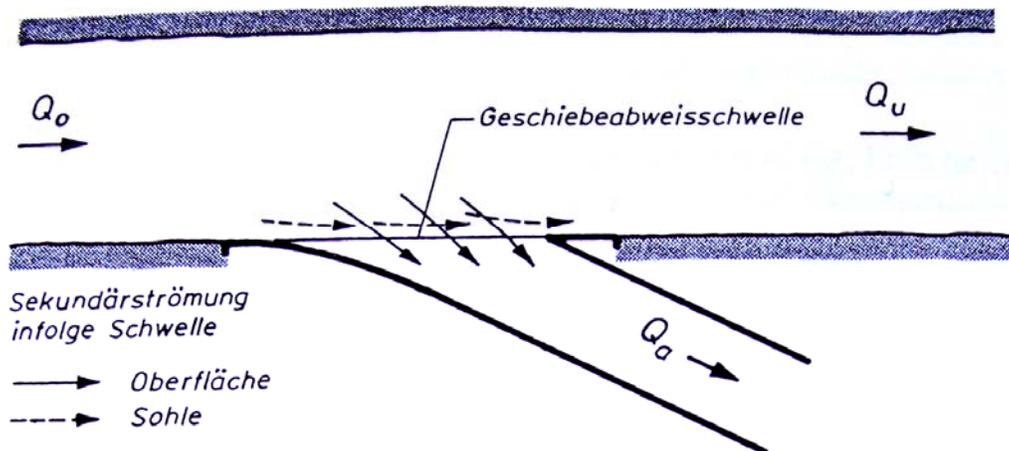


Abb. 18. Seitenentnahme mit Geschiebeschwelle (inlet sill) [12]

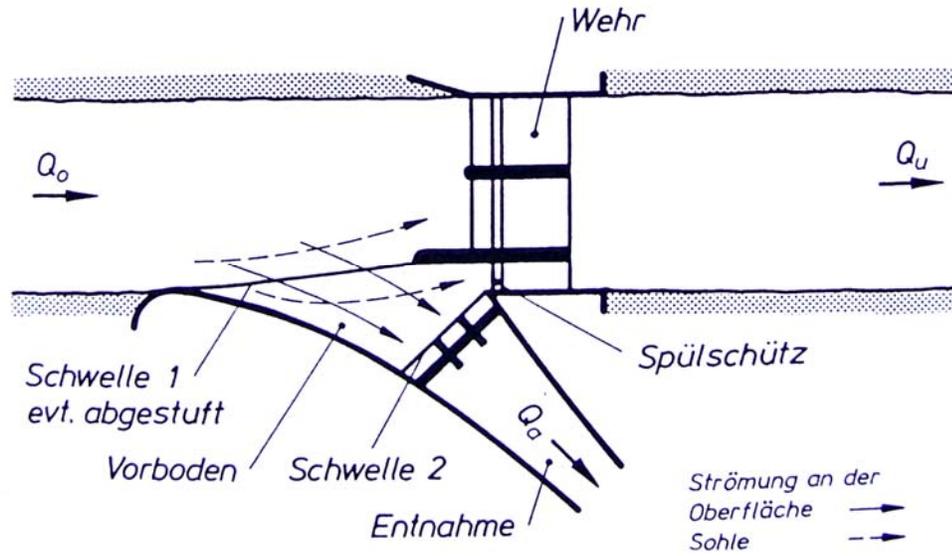


Abb. 19. Seitenentnahme mit Geschiebeschwellen (inlet sills) und Spüleinrichtung [12]

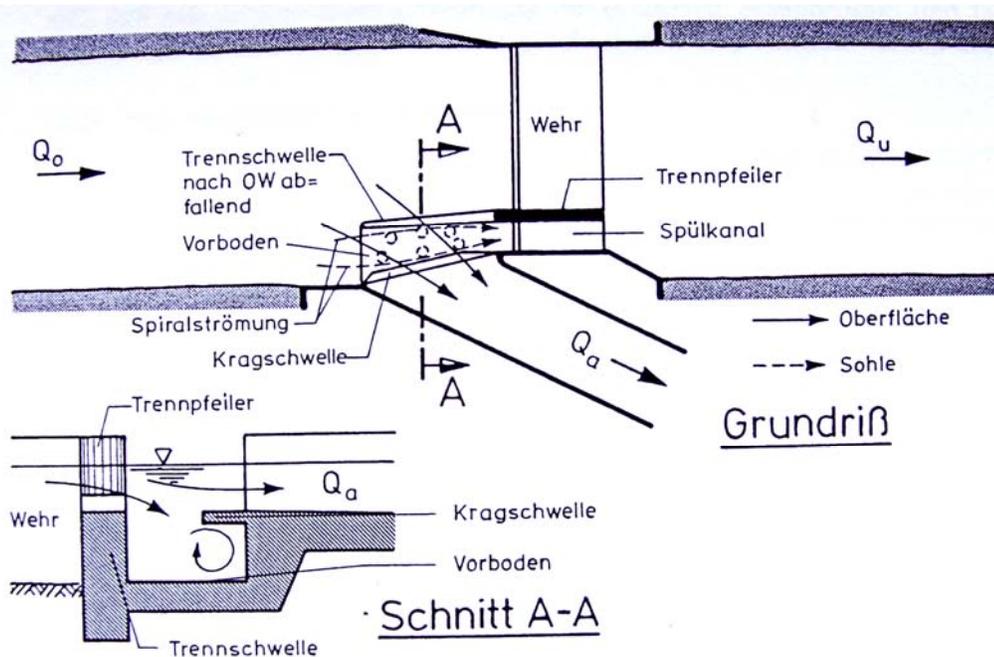


Abb. 20. Seitenentnahme mit Kragsschwelle [12], [20]

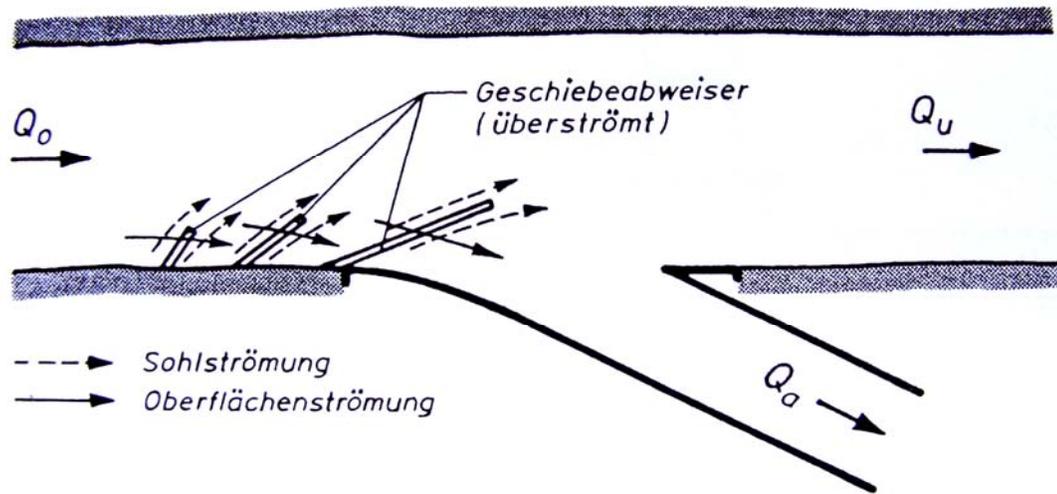


Abb. 21. Geschiebeabweisung durch eine Serie von Leitschwellen [12]

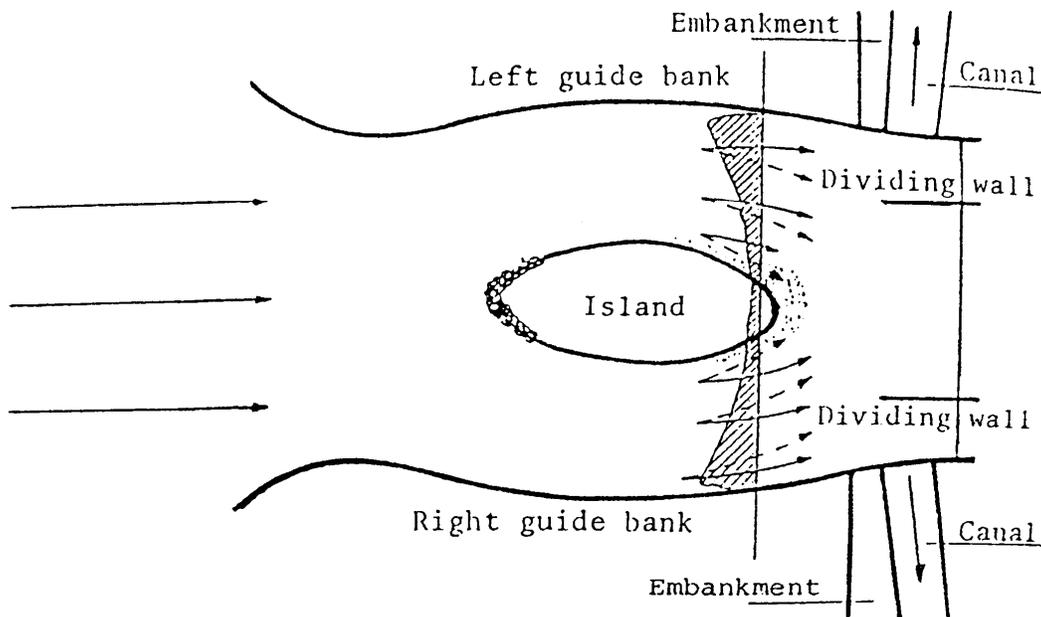


Abb. 22. Geschiebeabweisung mit Hilfe von Insel im Fluß (central island) [7]

Selbstverständlich sind auch verschiedene Kombinationen von den oben gezeigten Arten möglich.

In der wasserbaulichen Praxis wird sehr oft auf diese einfache Lösung zurückgegriffen:

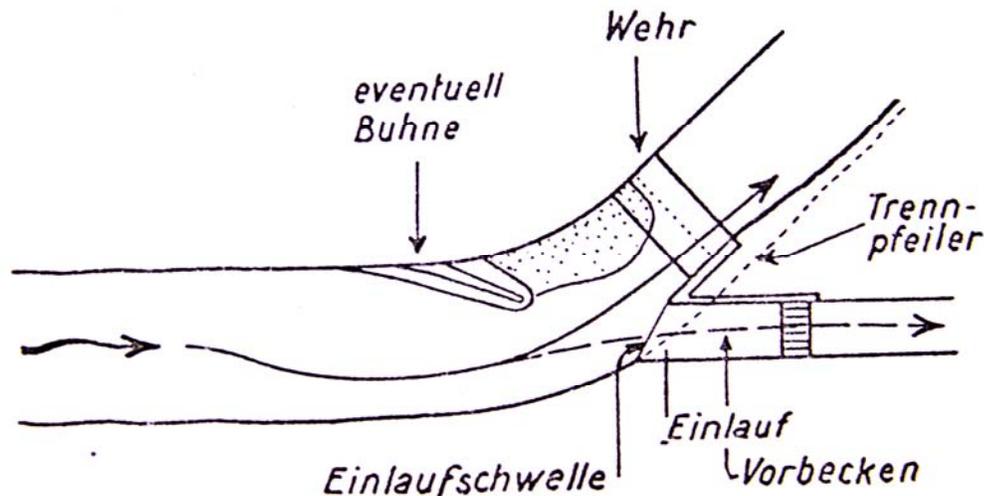


Abb. 23. Die meistverbreitete Lösung einer Seitenentnahme [16]

2.1.1.2. Seitenentnahme mit Geschiebeabzug (Lateral Diversion with a Bed Load Distraction)

In der Fachliteratur wird auch der Geschiebeabzug mittels Spülkanälen beschrieben. In der Praxis funktioniert dieses System nicht, da eine nachhaltige Geschiebespülung nur bei Freispiegelabfluß möglich ist und diese in den Spülkanälen nicht vorhanden ist. Das Konzept der Spülkanäle geht davon aus, daß ein geschiebeführendes Gewässer aus einer Zweiphasenströmung besteht und bei der Entnahme von Wasser auch eine bestimmte Menge von Geschiebe mit entnommen wird. Im Einlaufbereich der Wasserfassung wird in diesem Fall die Trennung von Wasser und Geschiebe vorgenommen. Dabei will man die ungleichmäßige vertikale Verteilung von Wasser und Geschiebe im Abflußquerschnitt in Verbindung mit einer Fließgeschwindigkeitsreduzierung nutzen. Der überwiegend Geschiebe beinhaltende Teil des entnommenen Wassers soll dabei über ein System von Kanälen und Regulierorganen weiter unterstrom an das Gewässer zurückgegeben werden [1], [7], [12], [15].

Dieses Betriebskonzept erfordert im wesentlichen einen kontinuierlichen Betrieb der Abzugskanäle sowie einen ausreichend großen Energiehöhenunterschied

zwischen Entnahme und Rückgabe. Die Spülgeschwindigkeit mit erhöhter Turbulenz ist nur bei Wasserfassungen an gestauten Fließgewässern möglich.

Eine zweite wichtige Bedingung ist die Forderung nach einem kontinuierlichen Betrieb der Abzugskanäle. Eine auch nur zeitweise Stilllegung der Kanäle während des Geschiebeandrangs wird zu einer raschen Verlegung und Verstopfung der Kanäle führen. Diese sind nur mit viel Mühe und meist nur mit einer Stilllegung der Entnahme zu beseitigen [12].

Bei modernen Anlagen kommen solche Spülkanäle seit Jahren nicht zum Einsatz. Sie haben praktisch nicht funktioniert.

Die erste Entnahme dieser Art wurde 1924 im Rahmen des Ausbaus der Mittleren Isar bei Oberföhring errichtet:

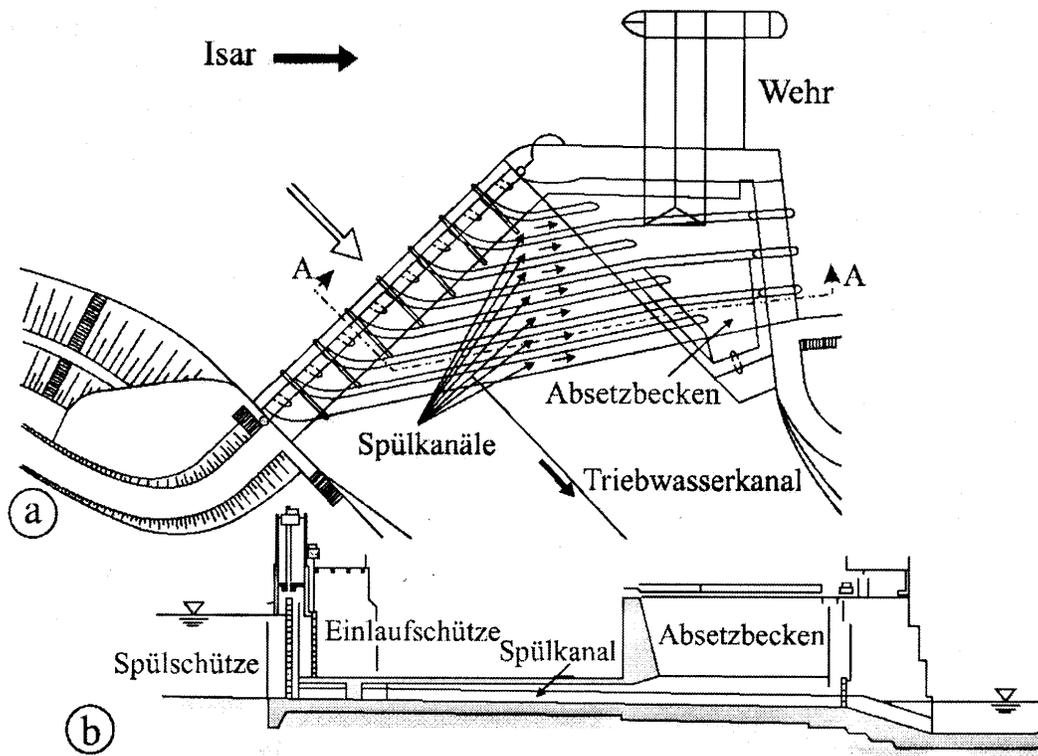


Abb. 24. Seitenentnahme mit Geschiebeabzug am Wasserkraftwerk Oberföhring, Isar:

a) Grundriß, b) Schnitt A-A [1]

2.1.1.3. Bemessungsgrundlagen für das Einlaufbauwerk bei einer Seitenentnahme (Planning and Design Considerations of an Inlet Section of the Lateral Diversion)

Entnahme:

- mit freier Oberfläche oder
- unter Druck.

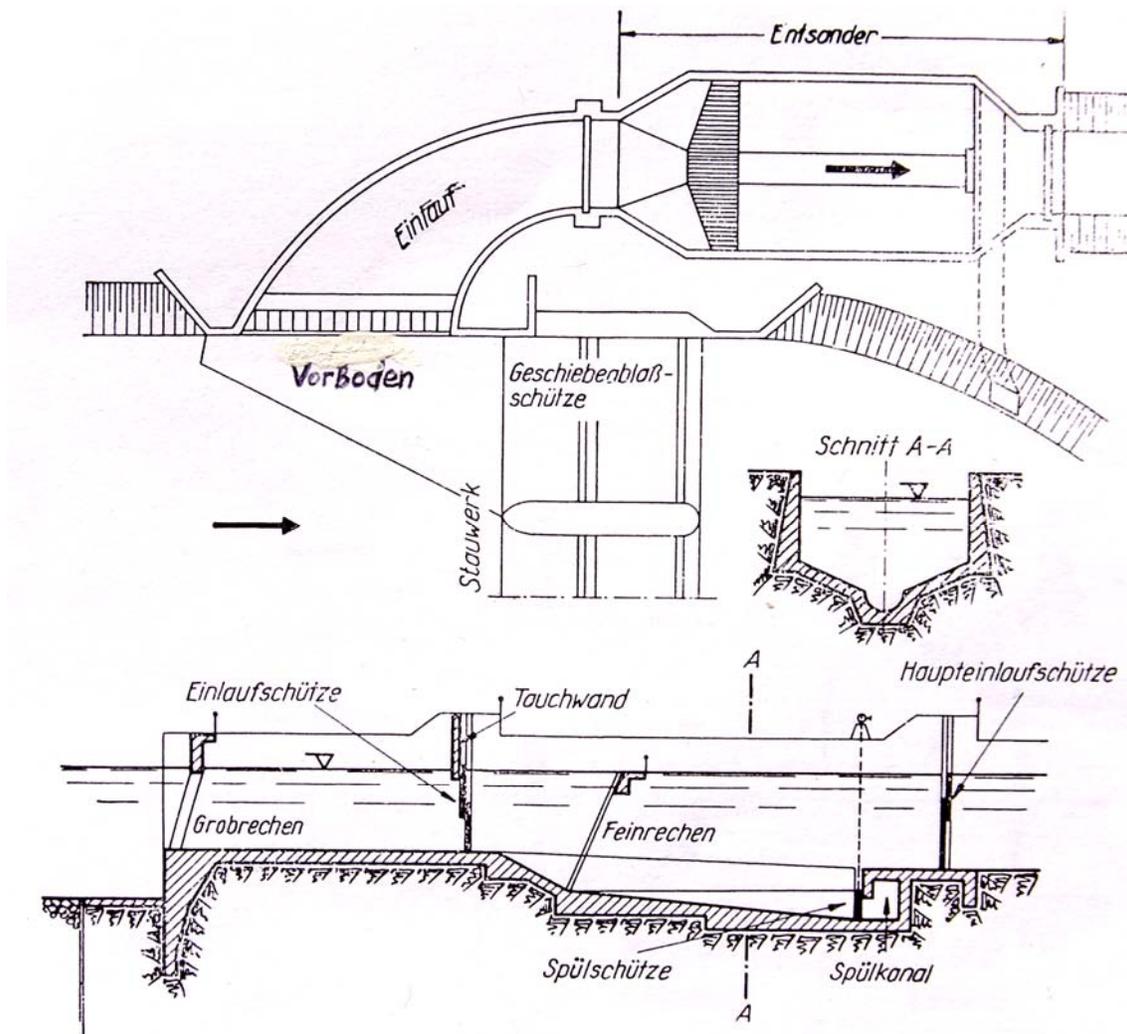


Abb. 25.1. Allgemeine Anordnung einer Wasserfassung [15]

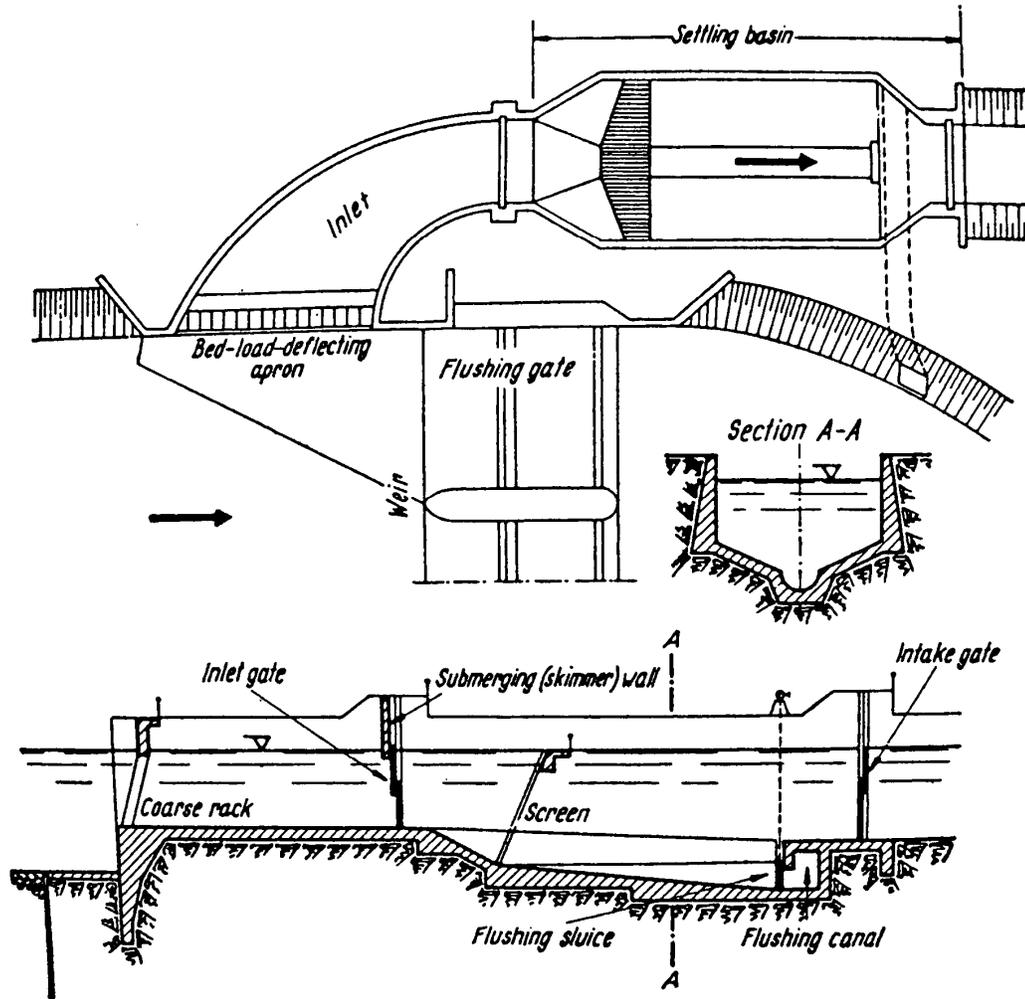


Abb. 25.2. General arrangement of intake [33]

Nach dem Schema in der Abb. 25.1. bzw. 25.2. besteht das Entnahmebauwerk aus folgenden Hauptteilen [15]:

- 1) *Einlauf (inlet section)* mit Schwelle (sill) und Grobrechen (coarse rack),
- 2) *Einlaufschütze (inlet gate)* und Übergangsstrecke (transition section),
- 3) *Entsander (settling basin)* mit dem Sandablaßkanal (sand-flushing canal).

Es wird eine Eintrittsgeschwindigkeit v von [1]:

$$v = 0,8 - 1,2 \text{ [m/s]}$$

bzw. in Sonderfällen von:

$$v = 0,5 - 1,5 \text{ [m/s]}$$

angenommen, damit von vornherein nur eine geringe Geschiebemenge eingetragen wird.

So hat der Eintritt von Wasser in einen Turbineneinlauf, einen Werkkanal oder eine geschlossene Triebwasserleitung durch die erzwungene Strömungsumlenkung eine Ablösung im *Einlaufbereich* zur Folge, aus der ein Energiehöhenverlust bzw. Einlaufverlust $h_{v,e}$ (entrance loss) resultiert. Dieser Verlust richtet sich dabei nach der Ausgestaltung des Einlaufbereiches woraus sich der jeweilige Verlustbeiwert (loss coefficient) ζ_e ergibt (siehe die nächste Abbildung 26.) [1]:

$$h_{v,e} = \zeta_e \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g}, \text{ [m]}$$

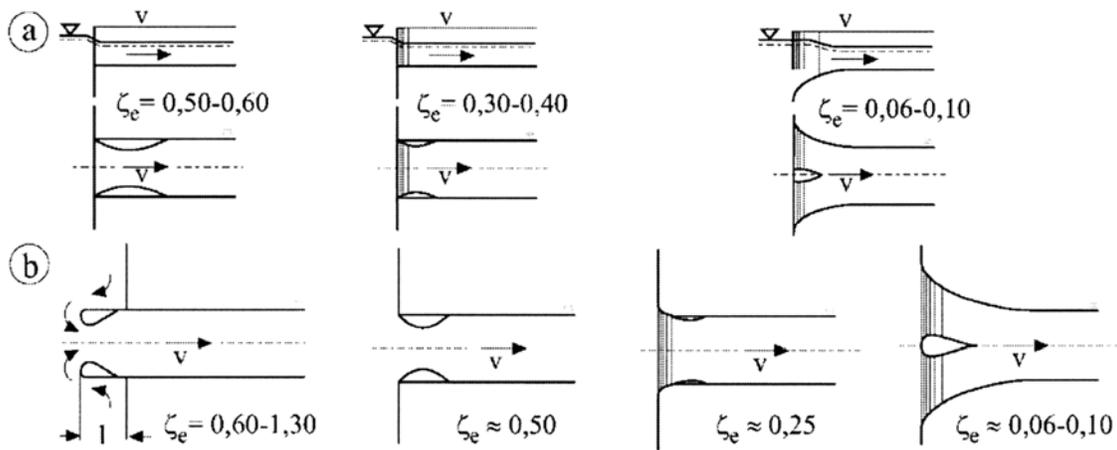


Abb. 26. Verlustbeiwerte (entrance loss coefficient) ζ_e für a) Werkkanaleinläufe, b) Stollen- und Rohreinläufe [1], [22]

Weitere Verluste treten an horizontalen oder vertikalen *Querschnittsänderungen*, bei positiven oder negativen Stufen, die man als Sohlschwellen bezeichnet, sowie bei Verbreiterungen oder Verengungen auf. Im Bereich von Wasserfassungen sind solche Querschnittsänderungen aus konstruktiven Gründen vielfach vorhanden.

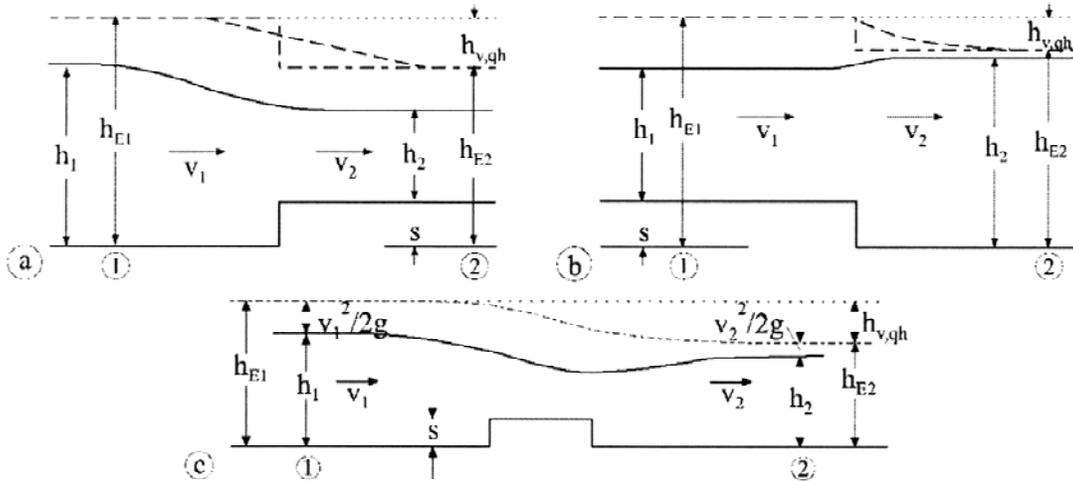


Abb. 27. Definitionsskizze für Querschnittsänderungen: a) positive Stufe; b) negative Stufe; c) Sohlschwelle [1], [22]

Das Verhältnis der Wasserspiegel an einer Stufe bzw. Sohlschwelle wird [1], [22], [23]:

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2} \cdot \left[\sqrt{8 \cdot Fr_1^2 + \left(1 - c \cdot \frac{s}{h_1}\right)^2} - \left(1 - c \cdot \frac{s}{h_1}\right) \right], [-]$$

wobei Fr_1 die dimensionslose strömungsmechanische Froudesche Kennzahl (Froude number) ist, die das Verhältnis von Trägheitskraft zu Schwerkraft wiedergibt [1], [22], [23]:

$$Fr_1 = \frac{v_1}{\sqrt{g \cdot h_1}}, [-]$$

Der Beiwert c steht für Stufen (oberes Vorzeichen für positive Stufe, unteres Vorzeichen für negative Stufe) [1]:

$$c \approx \frac{\pm 2 - \frac{s}{h_1}}{1 - \frac{h_2}{h_1}}, [-]$$

bzw. für Sohlwellen [1]:

$$c \approx 2, [-]$$

h_i [m] ist die Wasserspiegelhöhe im Punkt i und s [m] Höhe der Stufe bzw. der Sohlschwelle.

Der Verlustbeiwert ζ_{qh} für Stufen (oberes Vorzeichen für positive Stufe, unteres Vorzeichen für negative Stufe) ist [1]:

$$\zeta_{qh} = \left(\frac{h_2}{h_1} \right)^2 \cdot \left[1 + 2 \cdot \frac{1 - \frac{h_2}{h_1} \mp \frac{s}{h_1}}{Fr_1^2} \right] - 1, [-]$$

bzw. für Sohlschwellen [1]:

$$\zeta_{qh} = \left(\frac{h_2}{h_1} \right)^2 \cdot \left[1 + 2 \cdot \frac{1 - \frac{h_2}{h_1}}{Fr_1^2} \right] - 1, [-]$$

➤ Seitenentnahme mit freier Oberfläche:

Eine der wesentlichen Entnahmeformen stellt die senkrecht angestromte Entnahme mit freier Oberfläche über einen überströmten Wehrkörper dar. Dies kann auch ein beweglicher Verschuß oder eine Sohlschwelle sein.

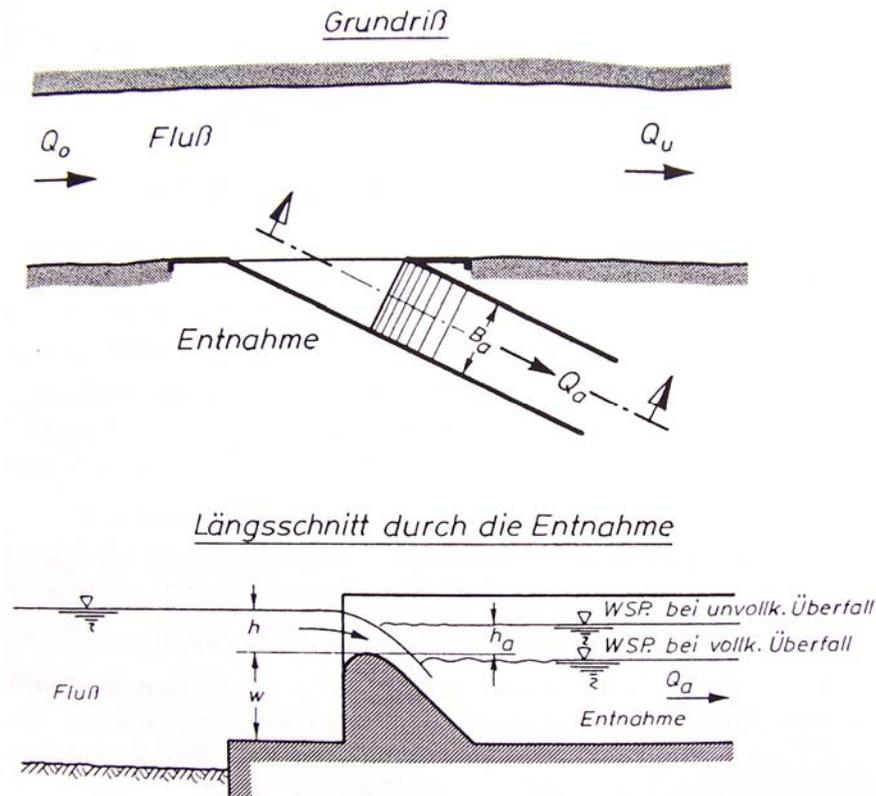


Abb. 28. Seitenentnahme mit freier Oberfläche [12]



Abb. 29.1. Seitenentnahme mit festem Wehr und freier Oberfläche (Wasserfassung Nr. 12 des Überleitungskanales (feeding canal) „Maritza 1900“ – $Q_a = 10,395 \text{ m}^3/\text{s}$, $L = 27,84 \text{ km}$ am Fluß Prava Maritza, Bulgarien)



Abb. 29.2. Seitenentnahme mit festem Wehr und freier Oberfläche (WF Nr. 12 am Fluß Prava Maritza)

Wird bei einem Überströmen eines Wehrkörpers der Abflußvorgang vom Unterwasser nicht beeinflusst, so bezeichnet man den Überfall als **vollkommen** (unsubmerged overflow weir), im anderen Fall als **unvollkommen** (submerged overflow weir). Der Überfall wird allgemein als rechteckförmiger Überfallsquerschnitt ausgebildet. Nach *Marchese G. Poleni* (1717) ergibt sich [1], [12]:

$$Q_a = \frac{2}{3} \cdot \mu_{\bar{u}} \cdot c \cdot B_a \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot h_{(u)}^{3/2}, \text{ [m}^3/\text{s]}$$

Dabei ist:

$\mu_{\bar{u}}$ Überfallbeiwert (siehe die nächste Tabelle), [-]

c Korrekturbeiwert: für vollkommenen Überfall: $c = 1$ [-]

für unvollkommenen Überfall (siehe die unterliegende Abbildung)

B_a Breite der Überfallkrone, [m]

$h_{(u)}$ Überfallhöhe, [m]

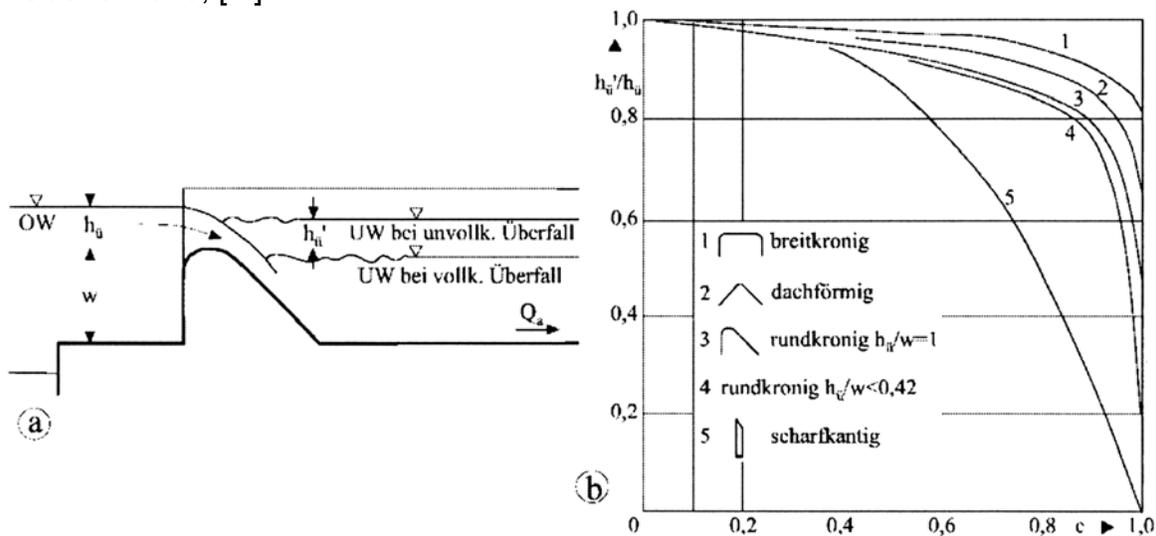


Abb. 30. Entnahme mit freier Oberfläche; b) Korrekturbeiwert c für unvollkommenen Überfall [1], [22]

Kronenform	$\mu_{\bar{u}}$	Nr. in Abb. 5.13
breit, scharfkantig, waagrecht	0,49 ÷ 0,51	--
breit, mit gut abgerundeten Kanten, waagrecht	0,50 ÷ 0,55	1
dachförmig, mit abgerundeter Krone	0,79	2
breit, vollständig abgerundet, z. B. mit ganz umgelegter Stauklappe	0,65 ÷ 0,73	--
rundkronig, mit lotrechter Ober- und geneigter Unterwasserseite	0,75	3/4
scharfkantig, mit Belüftung des Strahles	ca. 0,64	5

Tab. 4. Anhaltswerte für Überfallbeiwerte $\mu_{\bar{u}}$ (Form siehe auch Abb. 30b) [1], [22], [24]

Eine genauere Berechnung ist nach F. H. Knapp [65] möglich. In der Literatur werden zahlreiche Möglichkeiten zur Berechnung eines Überfalls angegeben.

➤ **Seitenentnahme unter Druck:**

Eine weitere Möglichkeit der Wasserentnahme unterströmten Schützen.

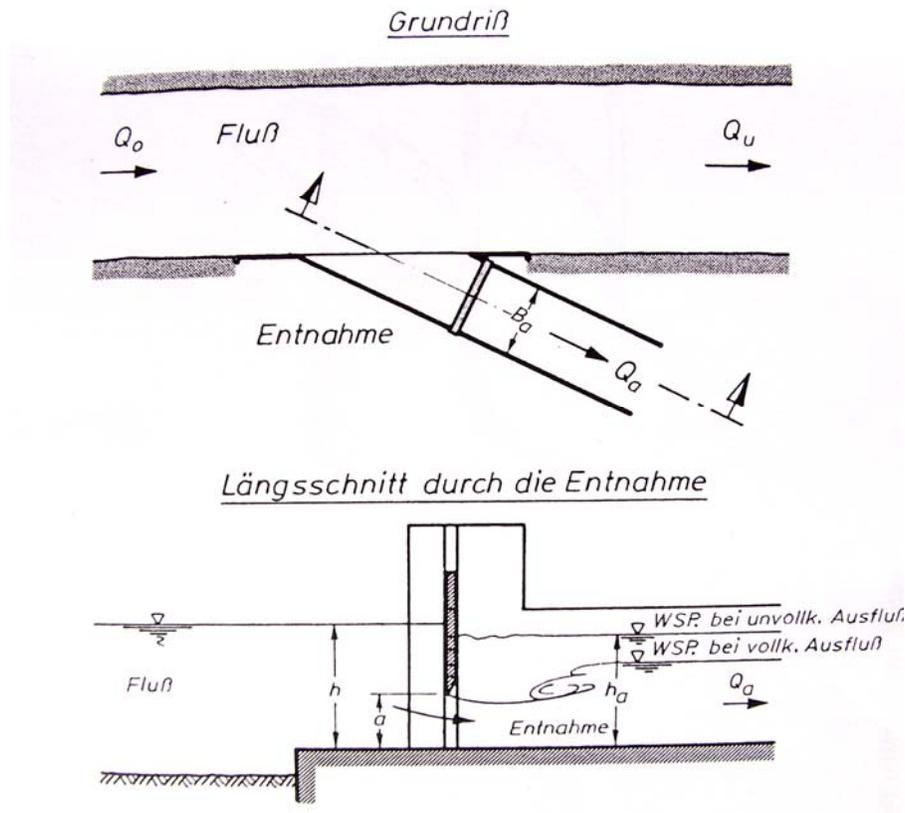


Abb. 31. Seitenentnahme unter Druck [12]

Auch hier wird zwischen **vollkommenem** und **unvollkommenem** Ausfluß hinter dem Schütz unterschieden.

Nach der Geschwindigkeitsformel des *Galilei*-Schülers *Toricelli* ist der Ausfluß [1], [12]:

$$Q_a = k \cdot \mu_a \cdot a \cdot B_a \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}, \text{ [m}^3/\text{s]}$$

Es bedeuten:

μ_a Ausflußbeiwert (siehe die unterliegende Abbildung), [-]

k Korrekturbeiwert: für vollkommenen Ausfluß: $k = 1$, [-]

für unvollkommenen Ausfluß (siehe die unterliegende Abbildung)

a Öffnungshöhe des Schützes (siehe die unterliegende Abbildung), [m]

B_a Schützbreite, [m]

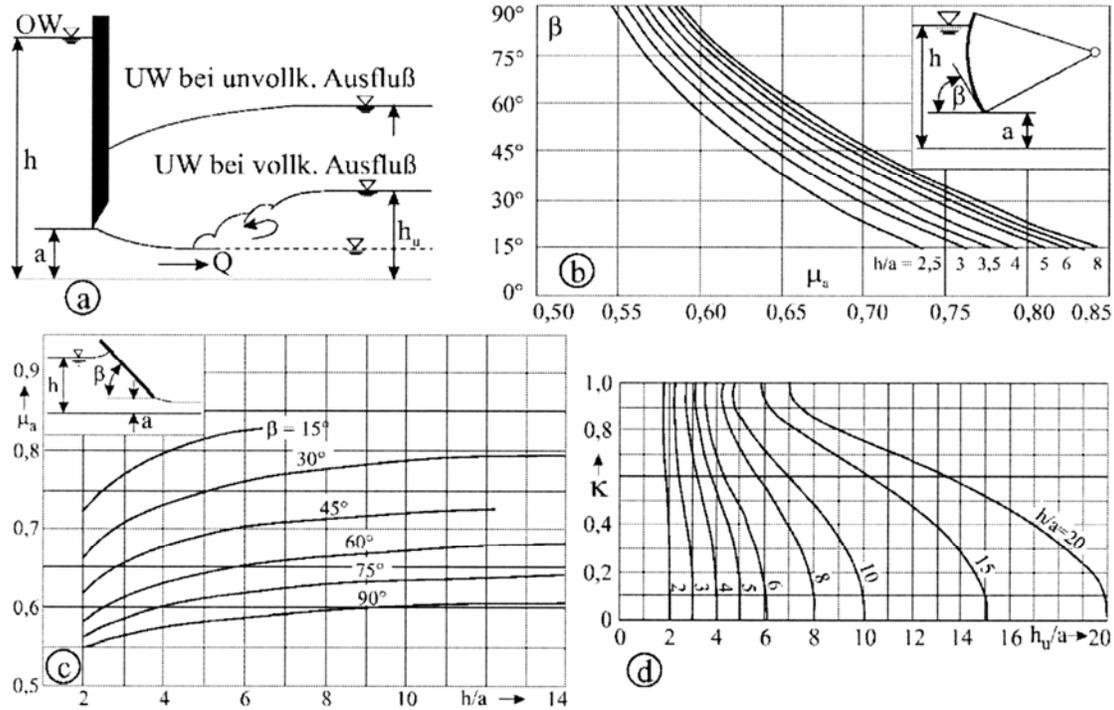


Abb. 32. Freispiegelschütze: a) Definitionsskizze [1], [12], [22]; b) Ausflußbeiwert μ_a für Segmentschütze [1], [12], [22]; c) Ausflußbeiwert μ_a für Planschütze bzw. ebene Stauwand [1], [12], [22]; d) Korrekturbeiwert k für unvollkommenen Ausfluß [1], [12],[25]

2.1.1.4. Hydraulische Bemessung der Rechanlage (Hydraulic Calculations of the Rack)

Zu den Rechanlagen gehören neben den Rechen, bei denen man zwischen den Grob- und den Feinrechen unterscheidet, auch die Einrichtungen zur Reinigung der Rechen. Der Rechen (Grobrechen) befindet sich normalerweise im Entnahmequerschnitt. Feinrechen werden am Eintritt in den geschlossenen Teil des Triebwasserweges angeordnet [1].

Die Rechen setzen sich meist aus senkrechten, selten horizontalen Stäben zusammen. Das erleichtert die Reinigung durch entsprechende Maschinen.

Grobrechen haben in der Regel lichte Weiten von 50-100 mm, bei Feinrechen variiert der Stababstand zwischen 20-30 mm. Die Rechenneigung bewegt sich üblicherweise im Bereich von 70-80° gegenüber der Horizontalen.

Die Breite des Rechenquerschnittes b_{re} beträgt bei Rechteckquerschnitten [1]:

$$b_{re} = \left(\frac{b}{e} - 1 \right) \cdot s + b, \text{ [m]}$$

Dabei bedeuten:

b Gerinnebreite, [m]

b_{re} Breite des Rechenquerschnittes, [m]

e lichter Abstand der Rechenstäbe: $e \leq C_e \cdot D_3$, [m]

$$C_e = 0,025 \text{ für } D_3 = 1000-5000 \text{ mm}$$

$$C_e = 0,025-0,021 \text{ für } D_3 = 5000-8500 \text{ mm}$$

$$C_e = 0,021 \text{ für } D_3 > 8500 \text{ mm}$$

D_3 Laufradaußendurchmesser der Turbine, [mm]

S Rechenstabbreite, [m].

Die notwendige Stabanzahl n des Rechens ist [1]:

$$n = \frac{b_{re} - e}{e + s}, \text{ [-]}$$

Der Energiehöhenverlust $h_{v,re}$ des Rechens (Rechen- oder Stauverlust auch) ist von einer Vielzahl von Faktoren abhängig. Dazu zählen die Anströmgeschwindigkeit v_1 , der Anströmwinkel δ , der Verbauungsgrad P_{re} , die Rechenverlegung V_{re} , die geometrischen Rechengroßen, die Rechenneigung α u. a.

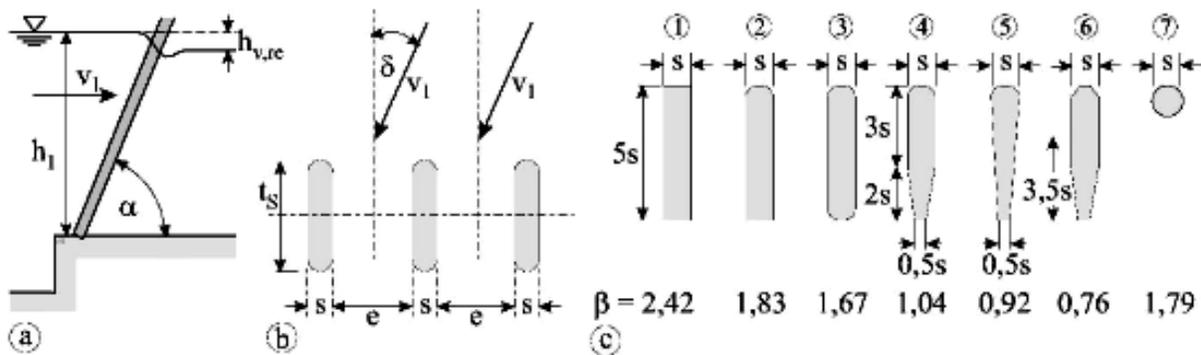


Abb. 33. Definitionsskizzen zur Rechenverlustberechnung: a) Rechenquerschnitt, b) Horizontalschnitt (Anströmwinkel δ), c) Formbeiwerte β [1], [26]

Neuere Untersuchungen haben ergeben, dass die bisher eingesetzten Formeln, z. B. nach Kirschmer, zur Berechnung des Rechenverlustes diesen in den meisten Fällen bedeutend unterschätzen. Aus diesem Grund ist eine neue empirische Formel entwickelt, die den Verlust an Rechen relativ gut beschreibt [1], [26]:

$$h_{v, re} = \beta \cdot \left(\frac{P_{re}}{1 - P_{re}} \right)^{1,5} \cdot \left(1 - \frac{\delta}{90^\circ} \right) \cdot P_{re}^{(-1,4 \cdot \lg \delta)} \cdot k_{V,i} \cdot \sin \alpha \cdot \frac{v_1^2}{2g}, \text{ [m]}$$

Hier bedeuten:

$$P_{re} = (A_{VS} + A_{VA}) / A_{RE}, \text{ [-]}$$

P_{re} Verbauungsgrad des Rechens, [-]

$h_{v, re}$ Rechenverlust, [m]

β Formbeiwert des Rechenstabes (siehe Abb. 33), [-]

S Anströmwinkel, [°]

A_{VS} Verbauungsfläche der Rechenstäbe, [m²]

A_{VA} Verbauungsfläche der Abstandshalter, Rechenräger u. a., [m²]

A_{RE} Rechenfeldfläche (Bruttofläche), [m²]

t_s Rechenstabtiefe, [m]

α Neigungswinkel der Rechenstabe, [°]

v_1 Fließgeschwindigkeit vor dem Rechen bzw. im Rechenquerschnitt

ohne Rechenstäbe (siehe Abb. 33): $v_1 = Q/A_1 = Q/(b \cdot h_1)$

oder optimal: $v_1 = 0,8\text{-}1,2 \text{ m/s}$

Der Verlegungsgrad des Rechens V_{re} ist:

$$V_{re} = A_{VT} / A_{RE}, \text{ [-]}$$

A_{VT} ist Bezeichnung für die verlegte Fläche in Folge von Treibgut, [m²].

Aus dieser Verlegung resultiert ein Verlegungsfaktor $k_{V,i}$, bei dem zwischen den zwei Gruppen 1 und 2 gemäß nächste Abb. 34 unterschieden wird, da diese ein differenziertes Verlustverhalten aufweisen [1], [26]:

$$k_{V,1} = 1 + 5,2 \cdot P_{re}^{-1,5} \cdot \left(\frac{V_{re}}{1 - V_{re}} \right)^2, \text{ [-]}$$

$$k_{V,2} = 1 + 1,8 \cdot P_{re}^{-1,2} \cdot \left(\frac{V_{re}}{1 - V_{re}} \right)^{1,2}, [-]$$

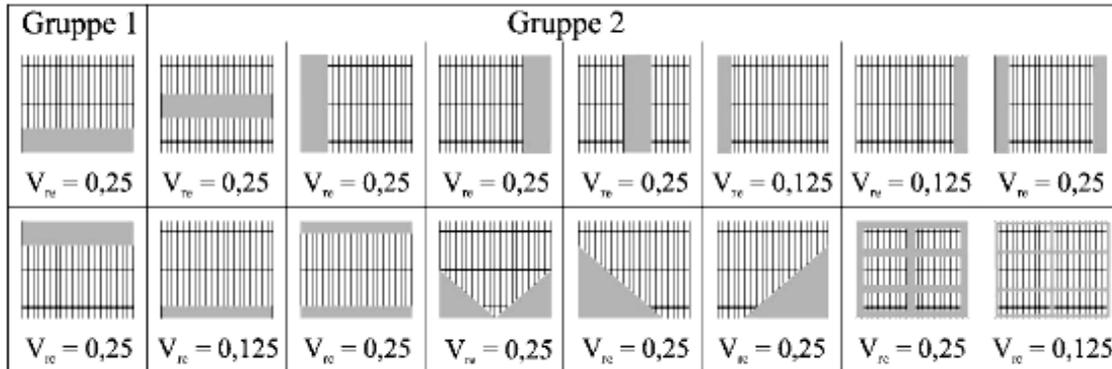


Abb. 34. Schematische Darstellung der Verlegungsarten und Verlegungsgrade V_{re} der Gruppen 1 und 2 [1], [26]

Der Verlegungsgrad V_{re} resultiert aus der jahreszeitlich unterschiedlichen Verlegung des Rechens mit Treibgut u. a. und muß gegebenenfalls abgeschätzt werden. Im Normalbetrieb ist ein mittlerer Verlegungsgrad von 5-10 % je nach Reinigungshäufigkeit und Wartungsintensität zu erwarten. In Sonderfällen (starker Laubanfall im Herbst, Eisgang, Hochwasser u. a.) kann dieser deutlich ansteigen und im Extremfall gar zur völligen Verklausung bzw. Verstopfung des Rechens führen [1].

Streng genommen darf die Formel für den Verlust an Rechen nur für den rechteckigen Stabquerschnitt verwandt werden (Typ 1 in Abb. 33c). Die Untersuchungen haben jedoch gezeigt, dass die Ergebnisse der Rechenverlustberechnung durchaus für andere Stabtypen als allgemeine Richtwerte dienen können, solange der Verbauungsgrad im Bereich von $P_{re} = 0,19 - 0,55$ liegt, das Verhältnis $0,70 < t_s/e < 10$ beträgt und $\delta < 45^\circ$ ist [1].

2.1.1.5. Tauchwand und Schwimmbalken (Baffle Wall and Booms)

Für die Abhaltung von Treibgut sowie Treibeis auf der Wasseroberfläche werden in vielen Fällen feste Tauchwände oder Schwimmbalken bzw. Schwimmbalkenketten, vor Allem wenn der Oberwasserstand schwankt, im Einlaufbereich angeordnet [1].

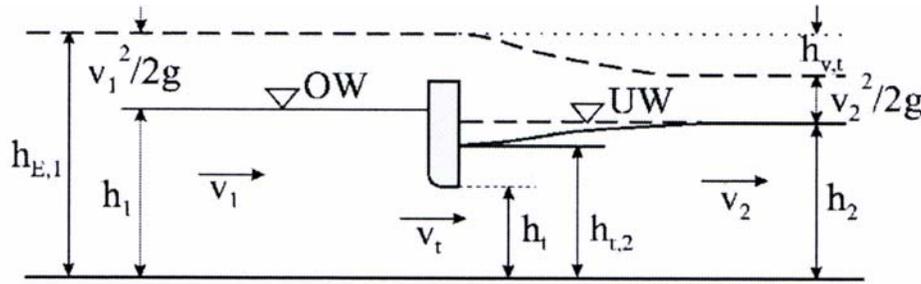


Abb. 35. Prinzipschema der Tauchwand [1]

Der Verlustbeiwert ζ_t der Tauchwand (siehe oben Abb. 35) ergibt sich aus der Bernoulligleichung und dem Stützkraftsatz zu [1]:

$$\zeta_t = \frac{h_2^2}{h_1^2} + \frac{2 \cdot \left(\sqrt{1 - 2 \cdot Fr_2^2 \cdot \left(\frac{h_2}{h_1} \right)} - 1 \right)}{Fr_2^2} - 1, [-]$$

mit einer Froudeschen Kennzahl

$$Fr_2 = \frac{v_2}{\sqrt{g \cdot h_2}}, [-]$$

Der Tauchwandverlust $h_{v,t}$ ist [1]:

$$h_{v,t} = \zeta_t \cdot \frac{v_2^2}{2g}, [\text{m}]$$

Über die Energiehöhe $h_{E,1}$ vor der Tauchwand lässt sich schließlich näherungsweise die Wasserspiegelhöhe h_1 vor der Tauchwand ableiten [1]:

$$\left(\frac{h_1}{h_2} \right)^3 - \left(\frac{h_1}{h_2} \right)^2 \cdot \left(1 + \frac{Fr_2^2}{2} \cdot (1 + \zeta_t) \right) + \frac{Fr_2^2}{2} = 0, [-]$$

Hier bedeuten:

ζ_t Verlustbeiwert der Tauchwand, [-]

h_t Höhe der Tauchwand über der Sohle, [m]

h_1/h_2 Wasserspiegelhöhe vor/hinter der Tauchwand, [m]

Fr_2 Froudesche Kennzahl hinter der Tauchwand, [-]

$h_{v,t}$ Tauchwandverlust, [m]

In der nächsten Tabelle sind die Vor- und Nachteile der Seitenentnahme zusammengefasst:

Entnahme	Vorteile	Nachteile
Seitenentnahme allgemein	<ul style="list-style-type: none"> - Universell anwendbar, flexibel - Bei sorgfältiger Standortwahl und entsprechender Gestaltung geringe Geschiebeprobleme - Geschiebefreie Entnahme von bis zu 50% des Zuflusses möglich - Bei unvollkommenem Funktionieren Korrekturen bzw. Sanierung möglich 	<ul style="list-style-type: none"> - Sorgfältige Standortwahl erforderlich - Zusätzliche Maßnahmen zur Beherrschung des Geschiebes erforderlich - Modellversuche empfehlenswert
Seitenentnahme ohne Aufstau	<ul style="list-style-type: none"> - Niedrige Herstellungskosten - Einfache Bauausführung - Minimale Beeinflussung des Flusses - Keine Beeinträchtigung des Hochwasserabflusses - Weitgehend wartungsfreier Betrieb 	<ul style="list-style-type: none"> - Entnahme stark vom Zufluß abhängig - Gewährleistung einer konstanten Entnahme schwierig - Ausgleich von Zuflußschwankungen schwierig
Seitenentnahme mit Aufstau	<ul style="list-style-type: none"> - Dosierung der Entnahme möglich - Gleichmäßige Entnahme möglich - Einhaltung einer bestimmten Druckhöhe möglich 	<ul style="list-style-type: none"> - Wehr schwächt Sekundärströmung - Hohe Baukosten - Schwierige Herstellung (Flußumleitung) - Verlandungstendenz im Stauraum - Energieumwandlung erforderlich - Permanente Bedienung bzw. Kontrolle erforderlich
Seitenentnahme mit Geschiebeabweisung	<ul style="list-style-type: none"> - Kein Aufstau erforderlich, also Verzicht auf Wehr möglich - Bei entsprechender Gestaltung wartungsfreier Betrieb möglich - Geringer Wasserverlust durch sporadische Spülung - Geringe Verkläusungsgefahr 	<ul style="list-style-type: none"> - Flankierende Maßnahmen im Entnahmebereich erforderlich - Empfindlichkeit gegenüber plötzlich erhöhtem Geschiebeandrang - Bei fortgeschrittener Verlandung mechanische Räumung erforderlich - Verwickelte Strömungsabläufe
Seitenentnahme mit Geschiebeabzug	<ul style="list-style-type: none"> - Klares Konzept - Zuverlässige Beherrschung des Geschiebes - Keine flankierenden Maßnahmen im Fluß nötig - Anpassungsfähig durch Regulierung des Spülstroms 	<ul style="list-style-type: none"> - Kontinuierliche Spülung erforderlich (Spülverlust) - Aufstau erforderlich (Wehr) - Permanente Betreuung erforderlich - Bei Versagen (z. B. Verkläusung) schwierige Räumung

Tab. 5. Vor- und Nachteile der Seitenentnahme [12]

2.1.2. Stirn- bzw. Frontalentnahme (Diversion in Flow Direction or Frontal Intake)

Das Triebwasser wird bei der Stirnentnahme ohne vorherige Umlenkung aus dem Fließgewässer entnommen. Im Gegensatz zur Seitenentnahme wird bei der Stirnentnahme auf den Sekundärströmungseffekt verzichtet, und man ist bestrebt, eine möglichst gleichmäßige Strömung im Bereich der Entnahmestelle zu erzeugen, um das Geschiebe, das sich im Sohlbereich bewegt, über einen Grundablaß abspülen zu können [1], [12].

Um von der Hauptströmungsrichtung abweichende Geschwindigkeitskomponenten zu vermeiden, muss das vor dem Einlaufbereich vorhandene Geschwindigkeitsprofil auch im Einlaufquerschnitt selbst erhalten bleiben, damit das Eindringen von Geschiebe in die Entnahme möglichst gering ist. Es ist die gerade Flußstrecke der bevorzugten Ort dieses Entnahmetyps. Soll der Vorteil der geschiebearmen Außenseite einer Flußkrümmung genutzt werden, ist die Vorschaltung einer Beruhigungsstrecke vor dem eigentlichen Einlaufquerschnitt notwendig [1], [12].

Die Koppelung der Entnahme mit einem Wehr im Fluß ist bei einer Stirnentnahme unumgänglich, da für die Teilung der Strömung – sauberes Wasser – geschiebeführende Wasser – eine gewisse Abflußhöhe erforderlich ist.

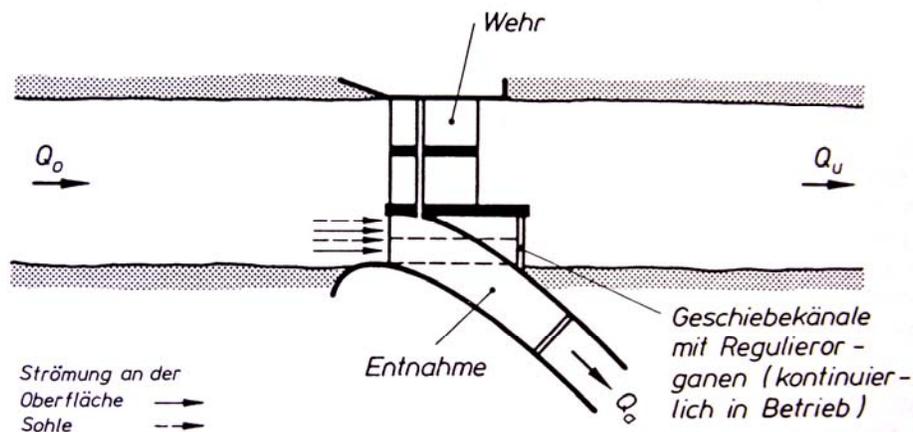


Abb. 36.1. Prinzipskizze der Stirnentnahme: Grundriß [1], [12]

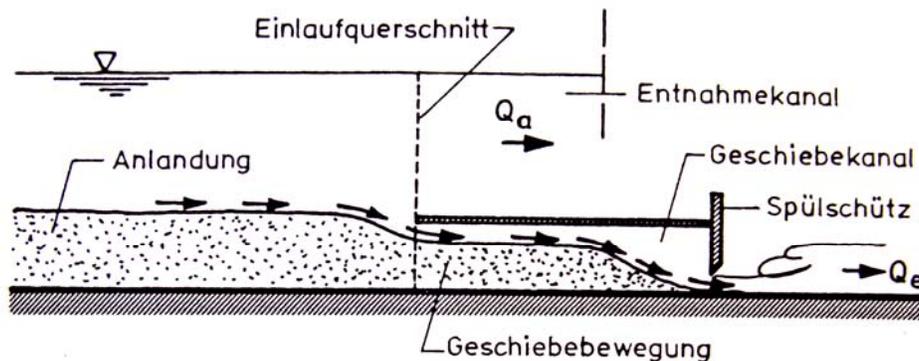


Abb. 36.2. Prinzipskizze der Stirnentnahme: Horizontalschnitt durch das Einlaufbauwerk, wo eine teilweise Verlandung des Einlaufs zu sehen ist [1], [12]

Die Entnahmewassermenge wird sinnvollerweise über eine in ausreichender Entfernung vom Einlaufquerschnitt angeordnete Reguliereinrichtung (Spülschütz) gesteuert. Je nach Wahl der Regulierungseinrichtung erfolgt die Entnahme:

- mit freier Oberfläche (selten) oder
- unter Druck (Normfall).

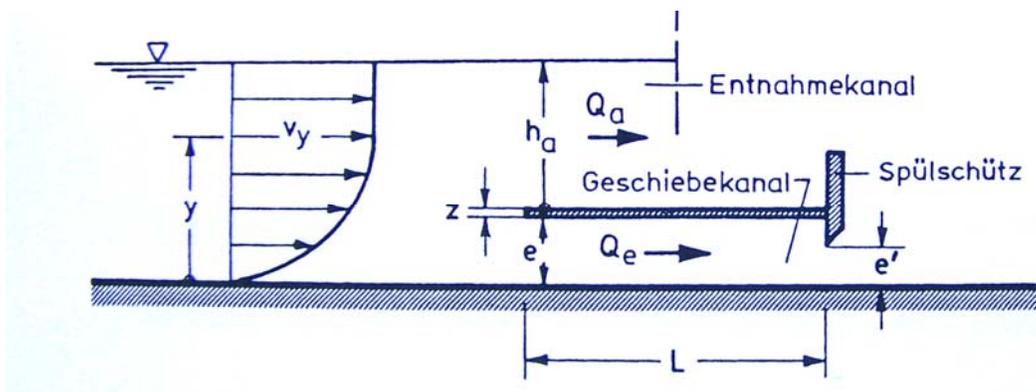


Abb. 37. Prinzipskizze zur Hydraulik der Stirnentnahme [12]

Bei einer angenommenen parabolischen Geschwindigkeitsverteilung im unteren Bereich des Profils des Geschiebeabsaugkanals am Einlauf kann man den Spülstrom so ausdrücken [1]:

$$Q_e = \frac{2}{3} \cdot B_e \cdot \frac{Q_a}{B_a} \cdot \frac{e}{h_a}, \text{ [m}^3/\text{s]}$$

mit B_e Breite des Geschiebeabsaugkanals am Einlauf, [m].

Bei freiem Ausfluß unter dem Regulierschütz gilt unter Vernachlässigung der Reibungsverluste [1]:

$$Q_e = \mu_a \cdot B_e \cdot e' \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (h_a + e + z)}$$

mit B_e Breite des Geschiebeabsaugkanals am Schütz, [m] und

μ_a Ausflußbeiwert (siehe Abb. 32), [-].

Damit ergibt sich die mindestens erforderliche Spaltweite des Regulierorgans e' in Abhängigkeit von der Entnahmewassermenge Q_a [12]:

$$e' = \frac{2}{3} \cdot \frac{Q_a}{B_a} \cdot \frac{B_e}{B_e} \cdot \frac{e}{h_a} \cdot \frac{1}{\mu_a \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot (h_a + e + z)}}, \text{ [m]}$$

mit B_a Breite des Entnahmekanals, [m].

Eine weitere Bedingung für die Spaltweite des Regulierorgans ist die Forderung, dass das größte bewegte Geschiebekorn d_{max} noch passieren können muss [12]:

$$e' > d_{max}$$

Die lichte Höhe e des Geschiebekanals ist durch die Beziehung bestimmt [12]:

$$e_{min} \geq e'_{max} > d_{max}$$

Voraussetzung ist allerdings eine gleichmäßige Verteilung der Anlandung über die Breite, also homogene Anströmung, und ein möglichst kleiner, aber kontinuierlicher Spülstrom Q_e [12].

Die Breite des Entnahmekanals B_a und die Breite des Geschiebeabsaugkanals B_e sollten tunlichst gleich groß sein, da nur auf diese Weise die homogene Anströmung erhalten und unerwünschte Sekundärströmungen verhindert werden [12].

Im Geschiebekanal selbst ist eine Reduzierung der Breite auf das Regulierorgan möglich. Çeçen hat nachgewiesen, dass eine Reduzierung der Geschiebekanalbreite auf das Hälfte ($B_e = 0,5 \cdot B_a$) keine Beeinträchtigung der Geschiebeabsaugung mit sich bringt [12], [28].

2.1.2.1. Pfeilerentnahme (Pier Intake)

Einen Sonderfall der Stirnentnahme stellt die Pfeilerentnahme dar, bei der das Wasser durch einen Pfeiler, der im Fließgewässer steht, an dessen Prallseite entnommen wird, wobei die Wassermengen im Vergleich zum Zufluß äußerst gering sein können.

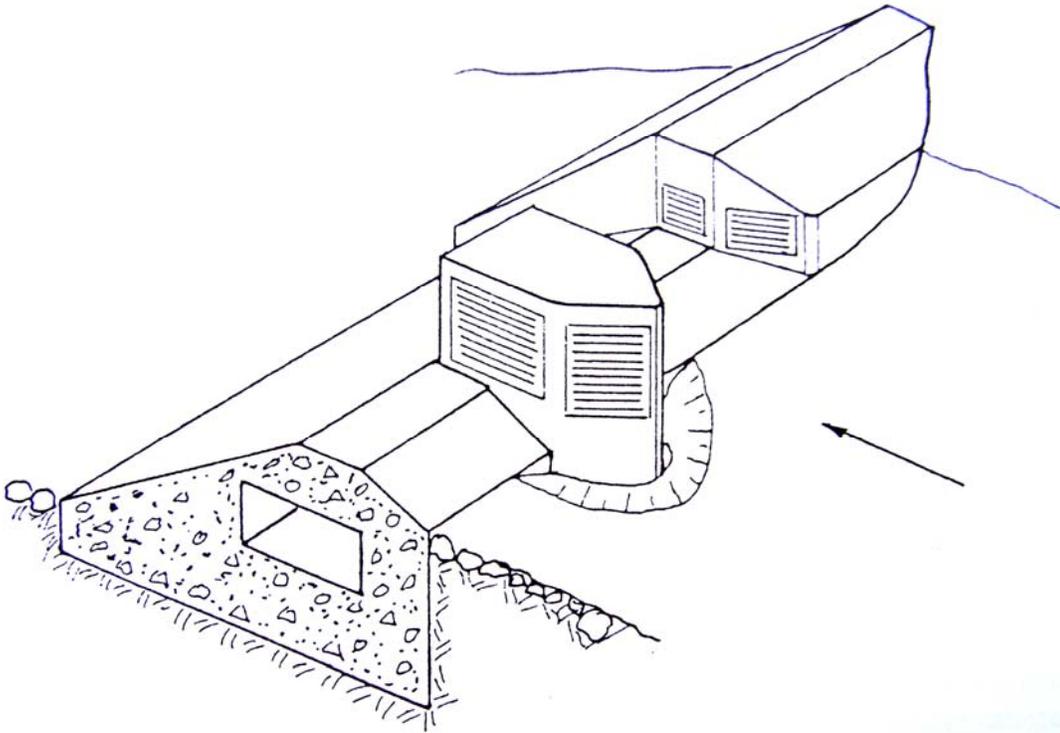


Abb. 38. Beispiel für Pfeilerentnahme [7]

Die Pfeilerentnahme unterscheidet sich von der bisher behandelten Stirnentnahme eindeutig dadurch, dass hier wieder eine Sekundärströmung ausgenutzt und das Geschiebe nicht zunächst akzeptiert und anschließend beseitigt, sondern von vornherein abgewiesen wird. Hier kommt der bekannte Pfeilerkopfeffekt zur Wirkung. Die Prallströmung am Pfeilerkopf wird nach unten umgelenkt, und es entsteht eine Sekundärströmung, die zur Bildung des bekannten „Hufeisenkolkes“ (horse shoe scour) führt. In der Umgebung des Pfeilerkopfes wird das Sohlmaterial vom Pfeiler weg bewegt [7], [12].

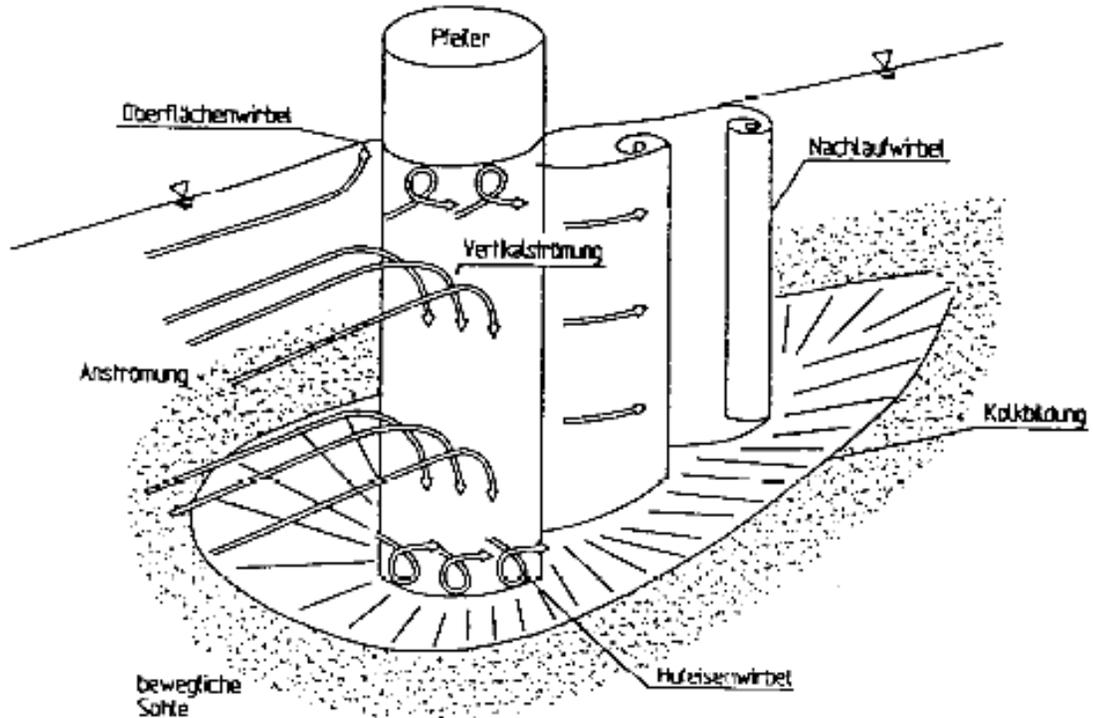


Abb. 39.1. Schematische Darstellung der Strömungsverlauf um einen zylindrischen Pfeil [32]

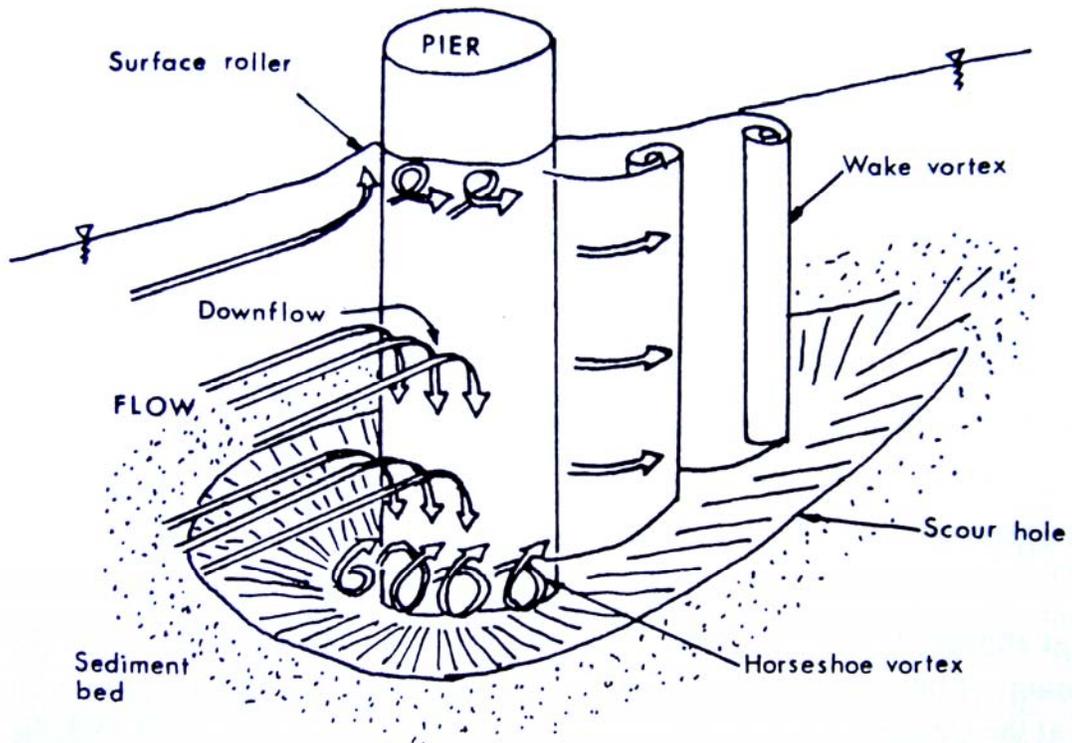


Abb. 39.1. Flow structure at a cylindrical pier [10]

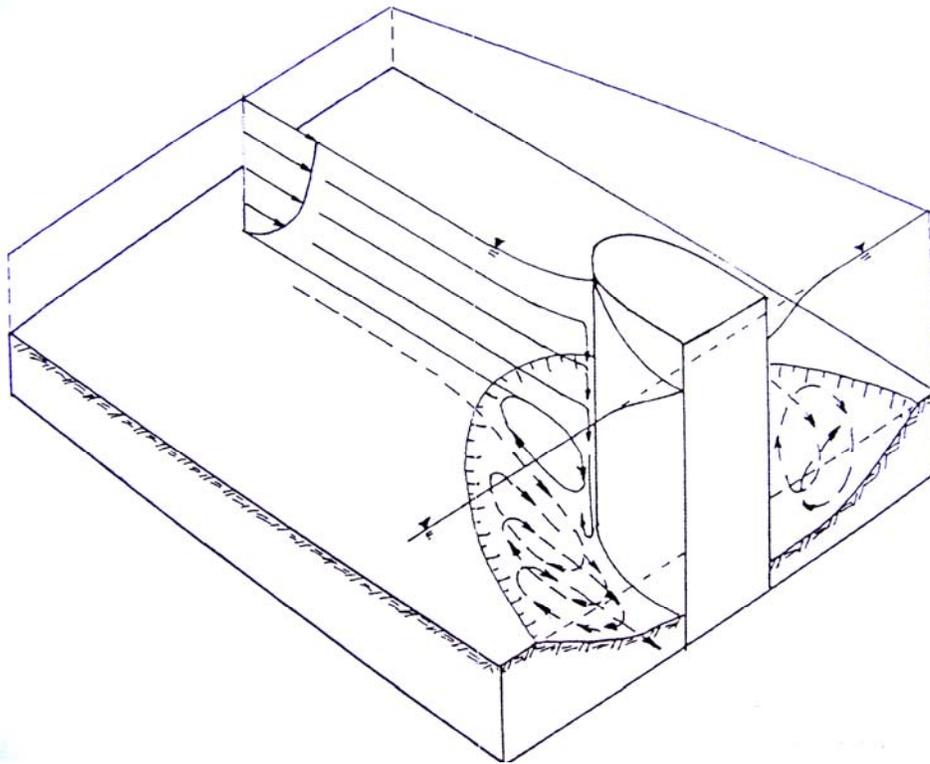


Abb. 40. Strömungsverlauf und Bildung von Hufeisenkolkes (horse shoe scour) bei der Pfeilerentnahme [7]

Der geschiebeabweisende Pfeilerkopfeffekt ist nur solange wirksam, wie die Prallströmung erhalten bleibt, d. h., solange die Entnahmewassermenge Q_a kleiner ist als der auf den Einlaufquerschnitt F_a bezogene Zufluß Q_o (siehe unten Abb. 41) [12]:

$$Q_a < \frac{Q_o}{F_o} \cdot F_a$$

Damit wird gleichzeitig deutlich, dass die mit Hilfe dieses Prinzips entnehmbaren Wassermengen Q_a im Vergleich zum Abfluß Q_o nur äußerst gering sein können [12].

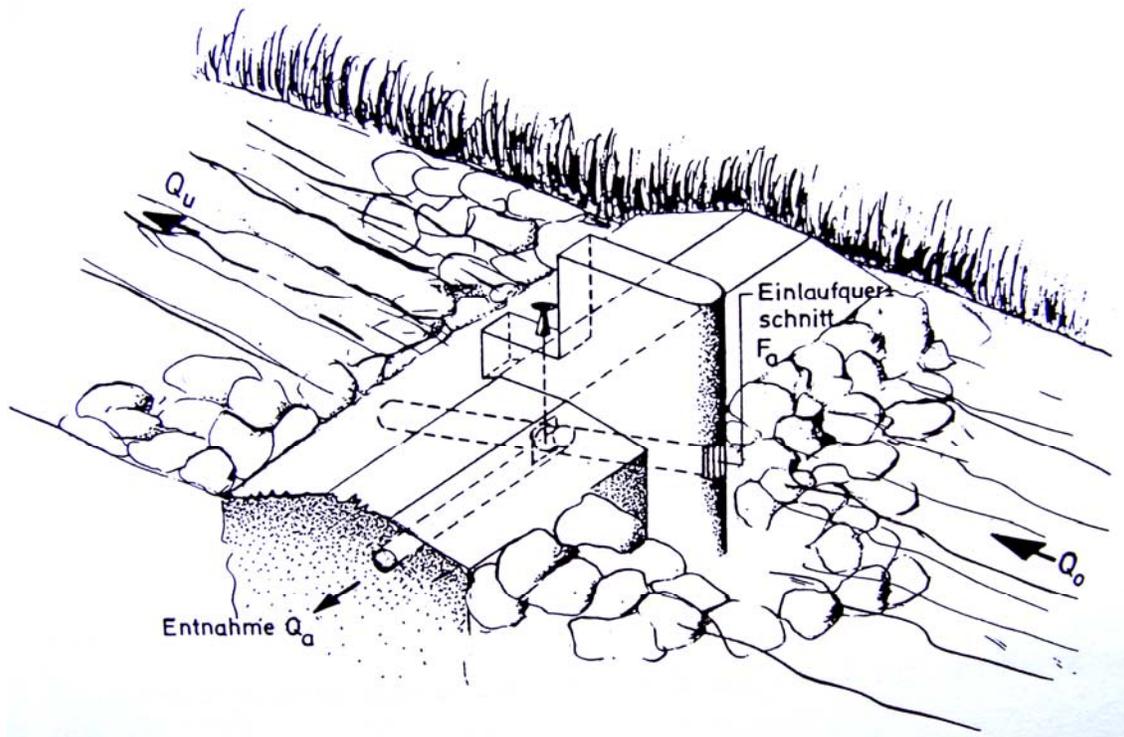


Abb. 41. Beispiel für Pfeilerentnahme [12], [29]

In der nächsten Tabelle sind die Vor- und Nachteile der Stirn- bzw. Frontalentnahme zusammengefasst:

Entnahmeart	Vorteile	Nachteile
Klassische Stirn- oder Frontalentnahme	<ul style="list-style-type: none"> - Klares theoretisches Konzept - Geschiebefreie Entnahme von bis zu 90% des Zuflusses möglich - Standortunempfindlich - Anordnung in der Geraden problemlos - Anpassungsfähig durch Regulierung des Spülstroms 	<ul style="list-style-type: none"> - Hohe Baukosten - Komplizierte Bauausführung - Aufstau durch Wehr erforderlich - Kontinuierliche Spülung erforderlich (Spülverlust) - permanente Betreuung erforderlich - Zusatzeinrichtungen (Leitwände, Gleichrichter) erforderlich - Modellversuche erforderlich
Pfeilerentnahme	<ul style="list-style-type: none"> - Geschiebefreie Entnahme - Kein Wehr erforderlich - Standortunempfindlich 	<ul style="list-style-type: none"> - Geringe Entnahmemenge - Komplizierte Bauausführung - Einwandfreie Anströmung erforderlich - Verlegung durch Treibgut möglich

Tab. 6. Vor- und Nachteile der Stirn- bzw. Frontalentnahme [12]

2.1.3. Sohlentnahme (Vertical Diversion Intake, Drop Inlet, Bottom Screen Intake or Tyrolean Intake (Weir))

Die Sohlentnahme (auch Sohlrechen, Grundrechen, Grundwehr, Fallrechen, Überström-Wasserfassung, Coanda-Feinrechen oder Tiroler Wehr genannt) wurde vor allem für Gebirgsbäche mit grobem Geschiebe und großem Gefälle entwickelt und fand zuerst Anwendung im Zusammenhang mit der Ausnützung der Wasserkraft in den österreichischen Alpen in den zwanziger Jahren [12].

Das Entnahmebauwerk (Tiroler Wehr) liegt entweder niveaugleich in der Flusssohle oder bildet eine Schwelle von geringer Höhe und daraus werden folgende Vorteile ersichtlich [11]:

- Im Bezug auf einer Hochwasserabfuhr kommt es praktisch zu keiner Verkleinerung des Abflussquerschnittes,
- Große Sicherheit gegen Schnee- und Steinlawinen,
- Verhältnismäßige Unauffälligkeit des Bauwerkes im Gelände.

2.1.3.1. Wirkungsweise der Wasserfassung (Mode of Operation of the Water Intake)

„Das quer zum Fließgewässer liegende Absperrbauwerk besteht aus dem Tiroler Wehr (Grundrechen, Sohlrechen, Grundwehr) und dem daneben liegenden Nebenauslaß. Bei breiten Bächen wird in Verlängerung neben dem Tiroler Wehr und dem Nebenauslaß auch eine feste Wehrschwelle gebaut. Sie dient zur Absperrung des breiten Bachbettes und zur Hochwasserabfuhr“ [11].

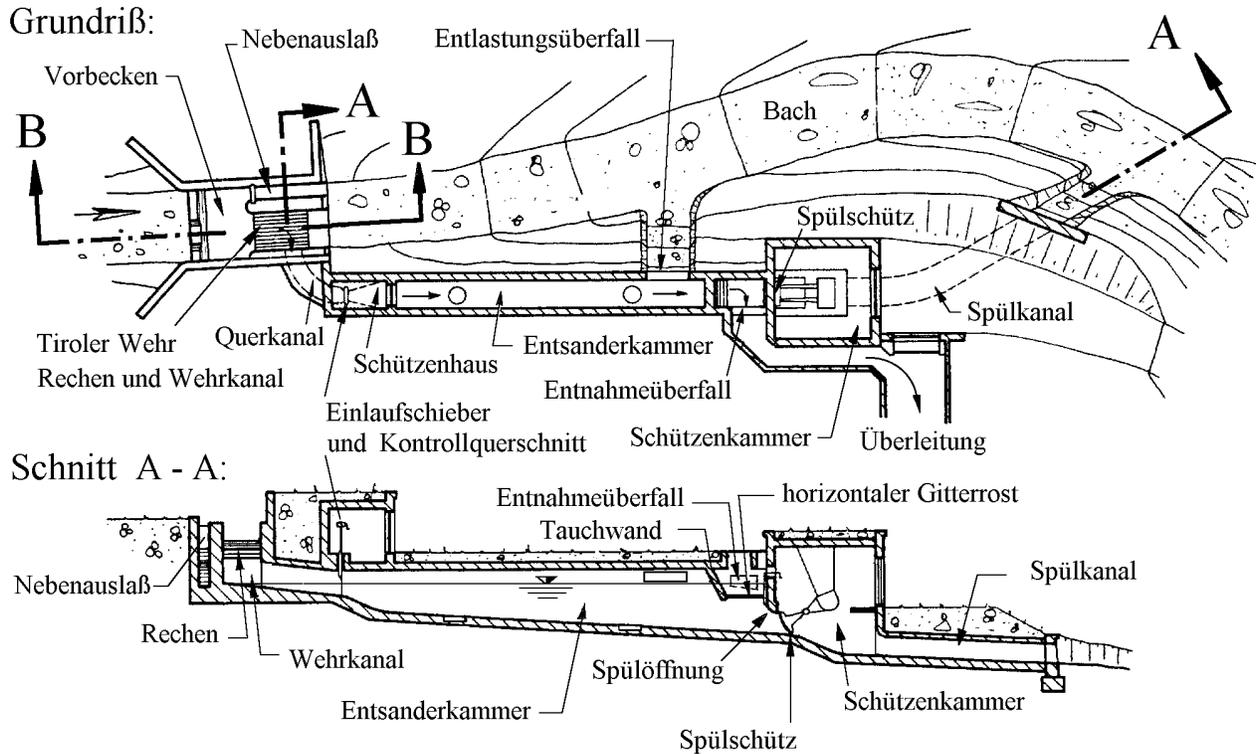


Abb. 42.1. Schema einer Wasserefassung in Form eines Tiroler Wehres [12], [31]

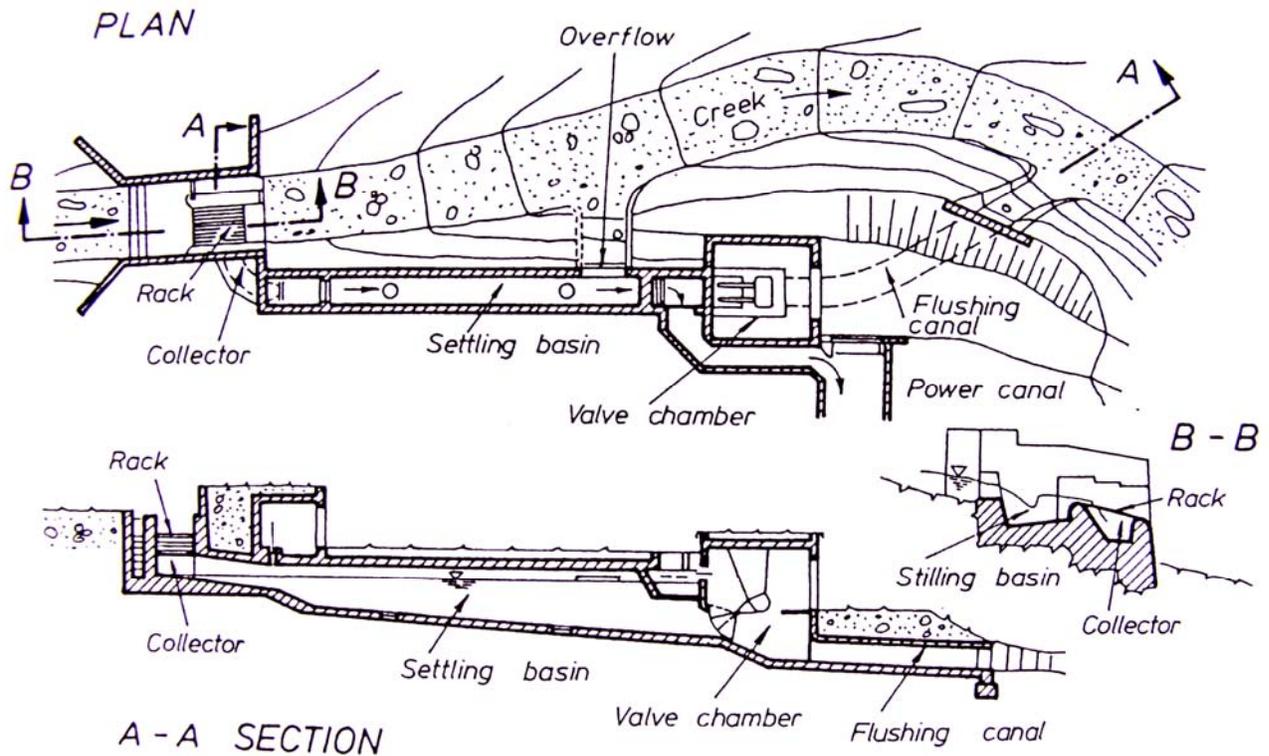
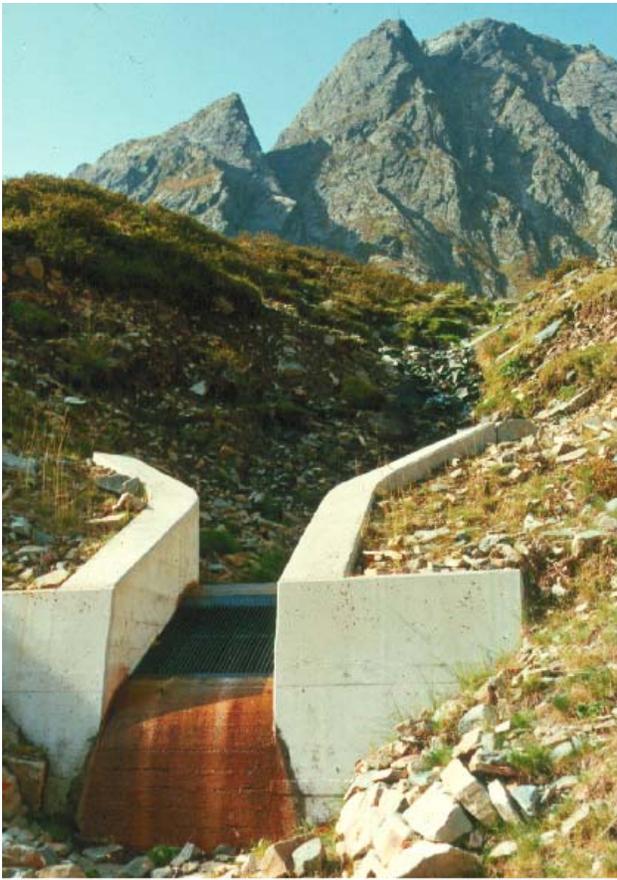
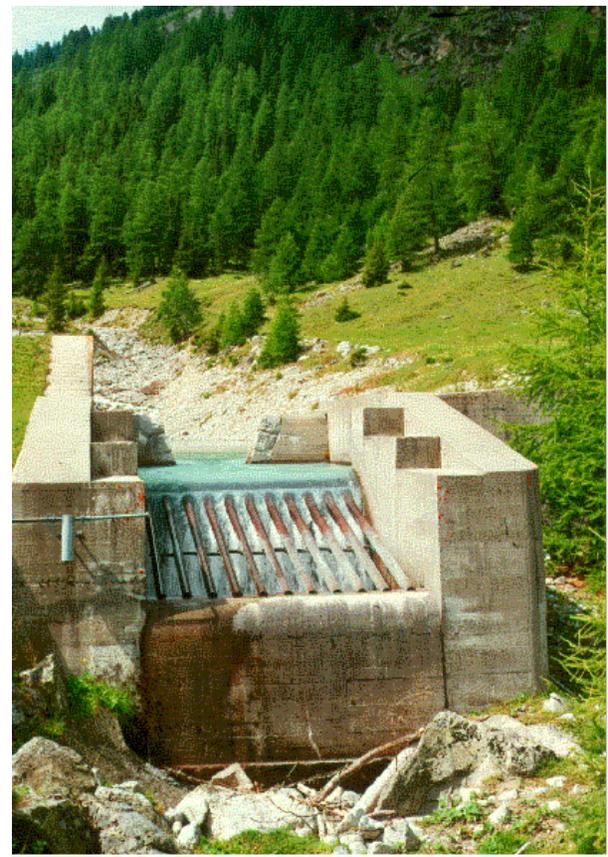


Abb. 42.2. General layout of a vertical-diversion type intake with recumbent rack [33]

Vor dem Grundwehr (Tiroler Wehr) ist entweder ein aus dem anstehenden Fels gebrochenes oder ein in Beton erstelltes Vorbecken (forebay) angeordnet. In diesem Vorbecken wird das aus dem Bach zufließende Wasser so gerichtet, dass der liegende Rechen des Wehres möglichst gleichmäßig überronnen wird. Bei der Einlassöffnung in das Vorbecken kommt es zur Konzentration des Zuflusses und damit zu einer erhöhten Schleppkraft, wodurch auch große Steine auf bzw. über den Rechen (recumbent rack) gespült werden. Bleiben sie aber am Rechen liegen, so wird zum Weitertransport ein größeres Hochwasser (high flood) benötigt oder die Steine sind vom Wehrwärter händisch zu entfernen [11], [31].



**Abb. 43.1. Tiroler Wehr ohne Vorbecken
[TIWAG]**



**Abb. 43.2. Tiroler Wehr mit Vorbecken
[TIWAG]**

Wasser und kleineres Geschiebe fällt durch die Spalten des Rechens in den darunter liegenden Wehrkanal (collector flume). Über den Querkanal (collector) kommt dieses Wasser-Geschiebegemisch in die Entsanderkammer (settling basin). Den Einlauf zur

Entsanderkammer bildet der sogenannte „Kontrollquerschnitt“, eine stahlgepanzerte Verengung, die der Vergleichmäßigung der Geschwindigkeit beim Eintritt in die Entsanderkammer dient. Durch die fast rechtwinkelige Umlenkung des Wasserstroms im Querkanal, ist die Geschwindigkeitsverteilung sehr unsymmetrisch. Weiters wird im Kontrollquerschnitt mit Hilfe eines Einlaufschlebers nicht nur der Wassereinzug gedrosselt, dieser Schleber soll auch eine Vermurung der Entsanderkammer verhindern [11]; [31].

In der Entsanderkammer kommt es zu einer Verringerung der Strömungsgeschwindigkeit, und damit zu einer Verkleinerung der Schleppkraft. Die Feststoffe beginnen sich abzusetzen und bleiben in der Entsanderkammer liegen. Von dort können diese Geschiebeablagerungen (Kies und Sand) laufend (kontinuierlich) oder zu bestimmten Zeitpunkten (intermittierend) abgespült werden [11]; [31]. Mit Hilfe eines Entnahmeüberfalls wird geschiebefreies Wasser aus der Entsanderkammer abgezogen und über ein Überleitungssystem einer Nutzung zugeführt [11], [31].

Wie schon oben erwähnt worden ist, kann mit dem Einlaufschleber der Kontrollquerschnitt dem gewünschten Einzug entsprechend vergrößert oder verkleinert werden. Im Betriebszustand ist dieser Einlaufschleber so weit abgesenkt, dass man den Ausbaudurchfluß gerade noch ohne Wasserverluste am Wehr einzieht. Bei Überströmung des Wehres in Folge eines Hochwasserabflusses vergrößert sich der Gesamteinzug der Wasserfassung bis zu 10% des Ausbaudurchflusses. Eine weitere Zunahme des Einzuges ist aber dann nicht mehr möglich, da der in der Entsanderkammer angeordnete Entlastungsüberfall (Overflow) anspringt, und jeden Mehreinzug ins Bachbett zurückgibt [11], [31].

2.1.3.2. Konstruktive Ausbildung des Tiroler Wehres (Constructing of the Tyrolean Weir)

Die meisten Empfehlungen, die auf Grund von Erfahrungen mit Sohlentnahmen gegeben werden, betreffen die Ausbildung des Sohlrechens. Dieser Bauwerksteil ist der neuralgische Punkt der Entnahme, und sein Funktionieren oder Versagen entscheidet über die Brauchbarkeit der gesamten Anlage.

Rechen- und Strömungsrichtung sollten grundsätzlich parallel sein. Eine Abwärtsneigung des Rechens erleichtert den Weitertransport des den Rechen nicht passierenden größeren Korns. Die empfohlenen Neigungswinkel α (rack inclination in degrees) schwanken zwischen 5° und 35° [12]. Damit große Steine am Rechen nicht liegen bleiben, soll die Mindestneigung 20 % ($\approx 11^\circ$), und um sicher auf dem Rechen stehen zu können, soll die Maximalneigung 30° ($\approx 17^\circ$) betragen.

Die Ausbildung der Rechenstäbe (rack-bar cross section) besitzt großen Einfluß auf die Leistungsfähigkeit der Entnahme. In der Praxis sind eine ganze Reihe von Rechenstabprofilen im Gebrauch. Es ist eine Unterteilung (günstig/ungünstig) der Querschnittsformen im Bezug auf dem Kontraktionsbeiwert (contraction factor) μ zu machen [11]:

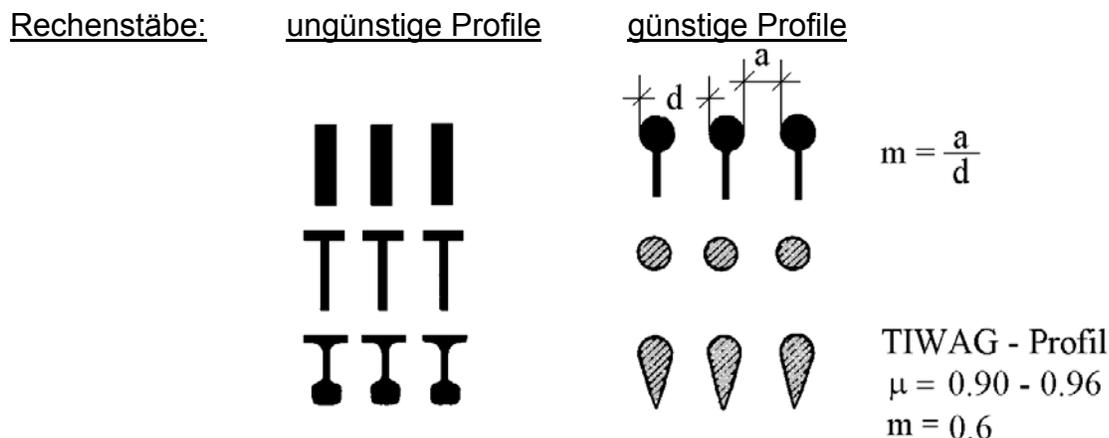


Abb. 44.1. Hydraulisch „ungünstige“ und „günstige Profile“ [11]

Als „*ungünstige Profile*“ sind solche, deren Oberseite flach ist, und daher das Wasser nicht primär quer zum Rechenstab, sondern längs der Stäbe abfließt. Das Wasser „haftet“ länger am Rechenstab [11].

Bei „*günstigen Profilen*“ überwiegt der Abfluss quer zu den Rechenstäben [11].

Rechenquerschnitt	Herkunft	Geschiebe- durchgang	Stabilität	Abflußbeiwert μ_s
	allgemein verbreitet	Klemmgefahr	schwingungs- empfindlich	$\mu_s = 0,66 \left(\frac{n}{m}\right)^{-0,16} \left(\frac{m}{h}\right)^{0,13}$ <i>Nosedá</i>
	franz. Alpen	Klemmgefahr	gut	μ_s unbekannt, näherungsw. <i>Nosedá</i>
	franz. Alpen	gut	gut	μ_s unbekannt, näherungsw. <i>Nosedá</i>
	österr. Alpen (TIWAG)	gut	gut	geschätzt $\mu_s = 0,9$ (TIWAG)
	unbekannt	gut	gut	μ_s unbekannt, näherungsw. <i>Nosedá</i>
	unbekannt	gut	gut	μ_s unbekannt, näherungsw. <i>Nosedá</i>
	Türkei (Çeçen)	gut	gut	μ_s unbekannt,
<i>grob</i> <i>fein</i> 	UdSSR	Klemmgefahr beim Feinrechen	Feinrechen schwingungs- empfindlich	maßgebend ist Feinrechen, μ_s nach <i>Nosedá</i>
<i>grob</i> <i>fein</i> 	UdSSR	gut	Feinrechen schwingungs- empfindlich	maßgebend ist Feinrechen, μ_s nach <i>Nosedá</i>
 <i>Einschubrahmen</i>	schweiz. Alpen (Gianelli)	gut beim Feinrechen	Feinrechen schwingungs- empfindlich	maßgebend ist Feinrechen, μ_s nach <i>Nosedá</i>

Abb. 44.2. Vergleich verschiedener bei Sohlentnahmen verwendeter Rechenstabformen [12]

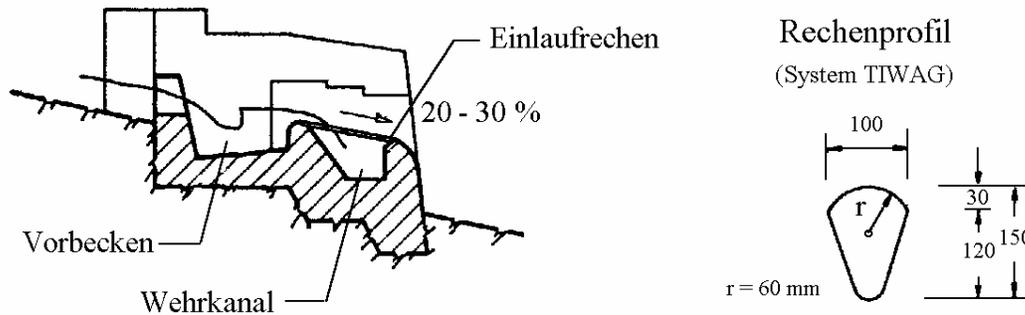


Abb. 45.1. Querschnitt B-B (siehe Abb. 42.) durch ein *normales* Tiroler Wehr. Beispiel für Rechenprofil – System TIWAG (Abkürzung von: "Tiroler Wasserkraftwerke AG") [11], [31]

Tiroler Wehre, die auf Grund ihrer extremen Lage steinschlaggefährdet sind, erhalten zum Schutze des Einlaufrechens einen Steinschlagrechen. Die Rechenstäbe des Steinschlagrechens sind dickwandige Quadrat- oder Rechteck-Stahlprofile, an deren Oberseite man zur Dämpfung des Aufpralles der Steine Halbbäume befestigt. Diese dickwandigen Hohlprofile liegen nun ihrerseits auf querliegenden breiten Doppel-T-Stahlträgern, so dass die gesamte Rechenkonstruktion elastisch genug ist, um auch den Sturz großer Felsblöcke schadlos aufzunehmen. Die Spaltweite zwischen den Rechenstäben beträgt 50 cm [11], [31].

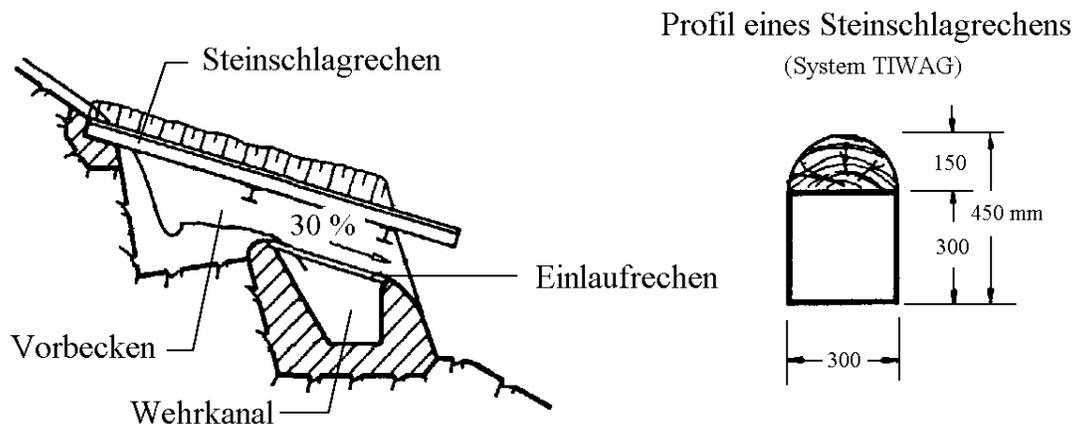
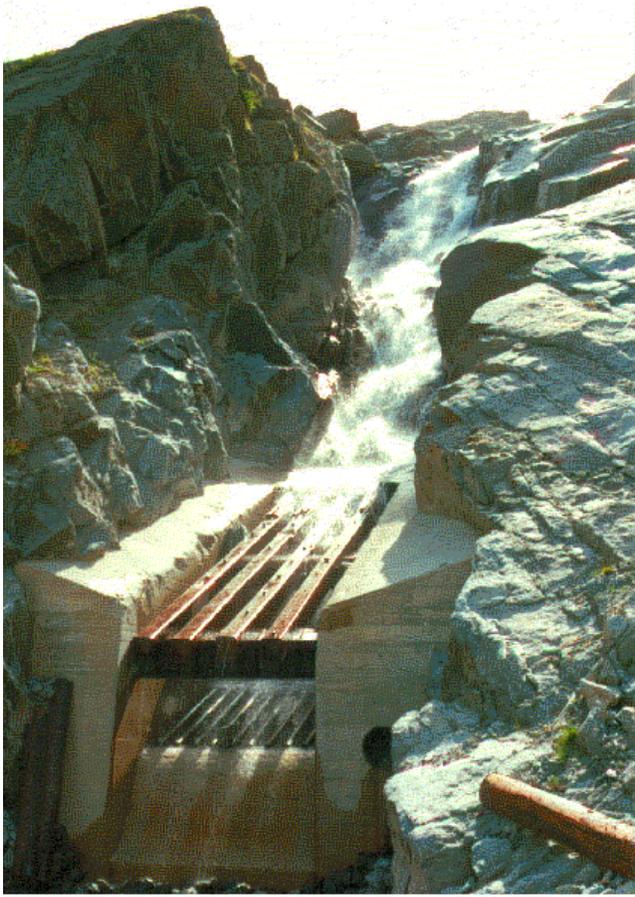
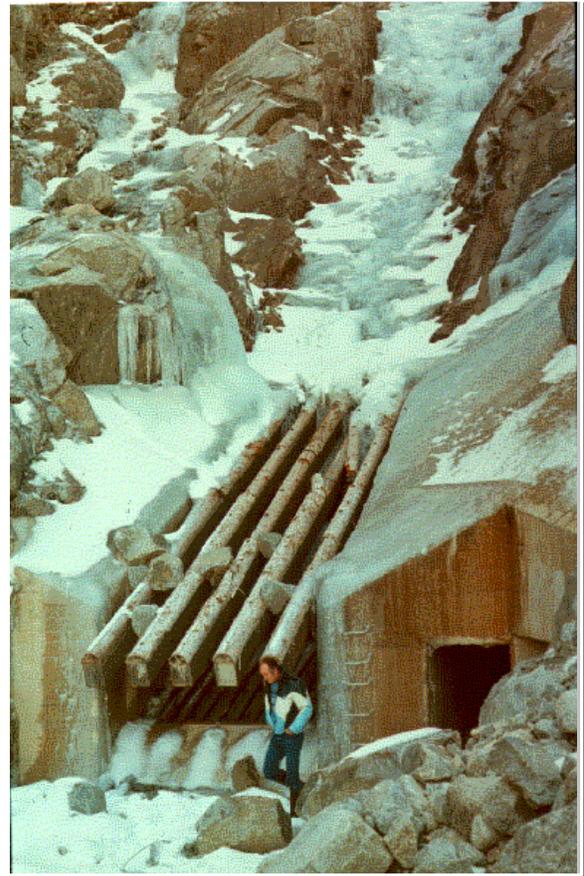


Abb. 45.2. Querschnitt durch ein *steinschlaggefährdetes* Tiroler Wehr. Beispiel für Rechenprofil – System TIWAG [11], [31]



**Abb. 46.1. Steinschlagrechen noch ohne Halbbäume (WF Lüsens – Sellrain-Silz)
[TIWAG]**



**Abb. 46.2. Steinschlagrechen mit Halbbäume (WF Lüsens – Sellrain-Silz)
[TIWAG]**

2.1.3.3. Erforderliche Länge des Einlaufrechens beim Tiroler Wehr (The Necessary Wetted Length of the Rack)

„Die *hydraulisch erforderlichen Längen* L_2 bzw. L_{min} von runden Rechenstäben sind im Rahmen einer Diplomarbeit, im Wasserbaulabor des Institutes für Konstruktiven Wasserbau der TU Wien, im hydraulischen Modellversuchs ermittelt worden. (Kienberger V.: „Die benetzte Rechenlänge beim Tiroler Wehr, 1994). Das gilt auch für Rechenstäbe, die nach dem TIWAG Profil geformt sind“ [11].

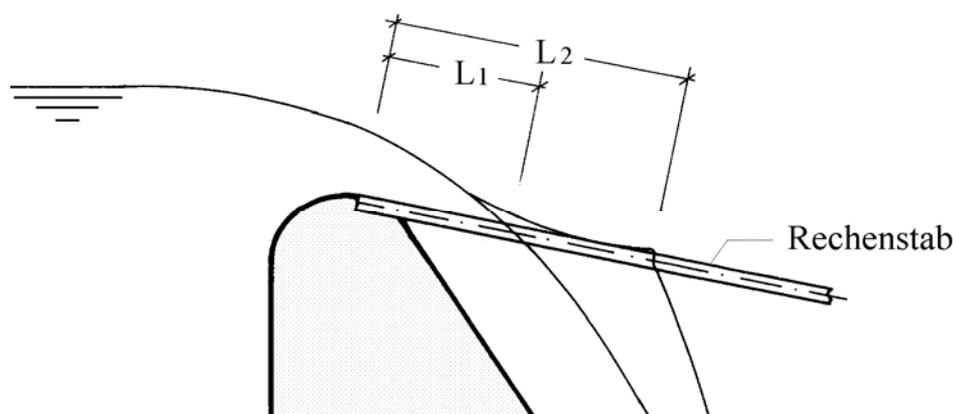


Abb. 47. Systemskizze [11]

„Die *benetzte Rechenlänge* L_1 ergibt sich näherungsweise aus der Form des rundkronigen Überfalls“ (siehe auch die unterliegende Abbildung) [11].

„Die *benetzte Rechenlänge* L_2 ist stark von der Form des Rechenstabes (Oberseite) abhängig (siehe auch die unterliegende Abbildung). Bei Rechenstäben mit „ungünstigem Profil“ ist L_2 deutlich länger“ [11].

Mittels der nächsten zwei Abbildungen kann man die benetzten Rechenlängen L_1 und L_2 für Rundstäbe bzw. TIWAG-Profile, bei zwei verschiedenen Stellungen des Einlaufrechens - Rechenneigung 20 % und 30 %, ermitteln.

Benetzte Rechenlänge L_i , [m]

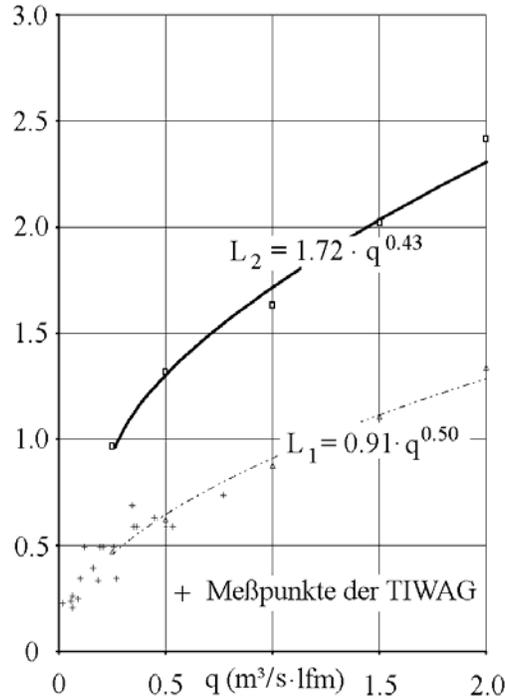


Abb. 48.1. Benetzte Rechenlängen L_i für Rundstäbe bzw. TIWAG-Profile (fischbauchförmig) bei einer Rechenneigung 20 %, bei einer Stabbreite ($d-a$) = 10 cm und bei einer lichten Weite zwischen den Rechenstäben $a = 15$ cm [11]

Benetzte Rechenlänge L_i , [m]

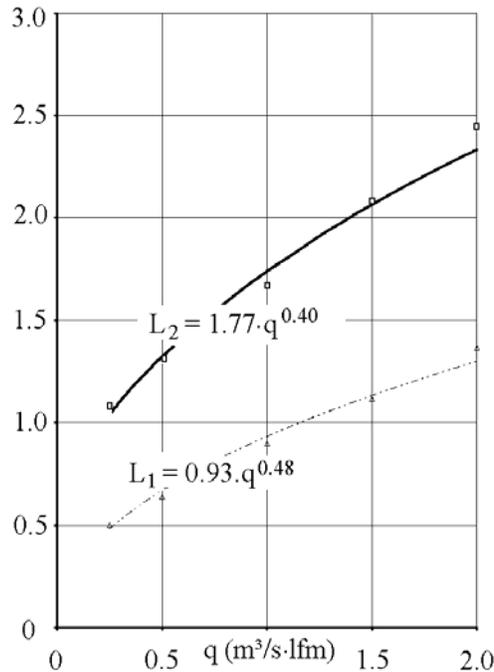


Abb. 48.2. Benetzte Rechenlängen L_i für Rundstäbe bzw. TIWAG-Profile (fischbauchförmig) bei einer Rechenneigung 30 %, bei einer Stabbreite ($d-a$) = 10 cm und bei einer lichten Weite zwischen den Rechenstäben $a = 15$ cm [11]

Außerdem lassen sich die erforderlichen Abmessungen des Einlaufrechens für einen bestimmten Ausbaudurchfluß sehr einfach nach *J. Frank* (1956) errechnen (siehe auch die nächste Abb. 49) [31]:

$$L_{\min} \equiv L_2 = \frac{0,846}{\mu \cdot m \cdot \cos^{3/2} \alpha \cdot \sqrt{C}} \sqrt[3]{\frac{Q^2}{B^2}}, \text{ [m]}$$

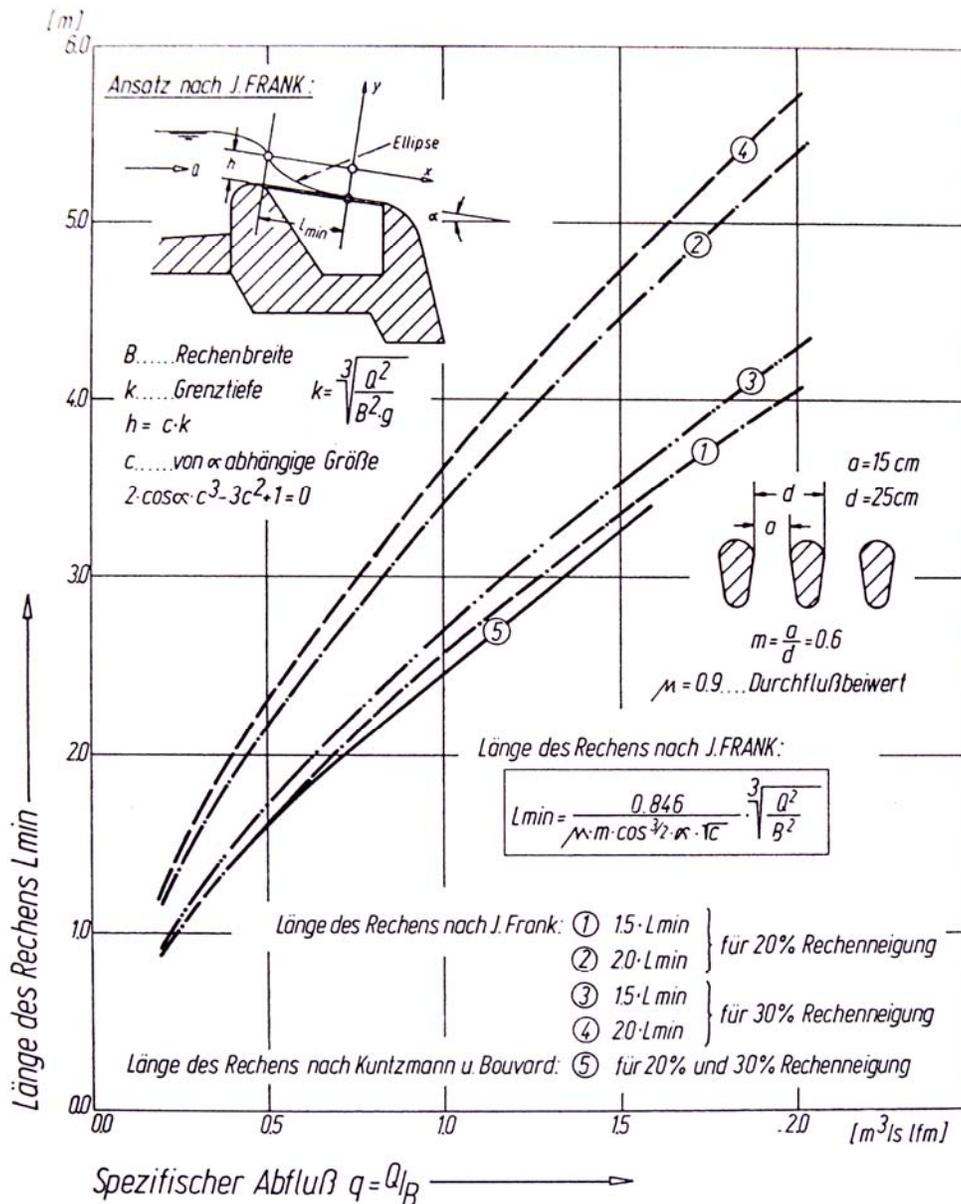


Abb. 49. Bemessungsdiagramm nach *J. Frank* (1956) für den Einlaufrechen bei einer Rechenneigung 20 % bzw. 30 %, bei einer Stabbreite ($d-a$) = 10 cm und bei einer lichten Weite zwischen den Rechenstäben $a = 15$ cm. Hier sind auch die erforderlichen Rechenlängen nach *Kuntzmann* und *Bouvard* (1954) eingetragen [31].

Bei der Berechnung nach *Frank* geht man davon aus, dass sich über der oberwasserseitigen Wehrschwelle die Grenztiefe k ausbildet. Aus der Rechenbreite B und dem Ausbaudurchfluß Q ergibt sich der spezifische Abfluß q [31]:

$$q = \frac{Q}{B}, [\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{lfm}]$$

und die Grenztiefe k . Die Anfangswasserhöhe h am oberwasserseitig gelegenen Rechenanfang (siehe oben Abb. 49.) hängt von der Grenztiefe k und einem der Rechenneigung α entsprechender Beiwert C ab [31].

Die Bedingungsgleichung für den Beiwert C in Funktion von α

$$2 \cdot \cos \alpha \cdot C^3 - 3 \cdot C^2 + 1 = 0, [31]$$

kann über die Bernoulli-Gleichung für die Energielinienhöhe am Rechenanfang (unter der Annahme kleiner Rechenneigungen und daher hydrostatischer Druckverteilung) mit Hilfe des Ansatzes für die Anfangswasserhöhe h

$$h = C \cdot k, [\text{m}], [31]$$

und der Gleichung für die Grenztiefe k

$$k = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{B^2 \cdot g}}, [\text{m}], [31]$$

gefunden werden.

Im Durchflußbeiwert μ (contraction factor; values for rack-bar cross-sections) wird die Form der Rechenstäbe und im Beiwert m (relative rack clearance)

$$m = \frac{a}{d} = \frac{15}{25} = 0,6, [-], [31]$$

das Verhältnis der gesamten Rechenfläche zur Durchflußfläche berücksichtigt.

Bei der **Wahl der Spaltweite zwischen den Rechenstäben (choice of the rack clearance)** sollte man folgendes berücksichtigen:

- 1) Geringe Spaltweiten (3 – 5 cm) haben einerseits den Vorteil, dass mengenmäßig weniger Geschiebe eingezogen und dadurch eine Spülung der Entsanderkammer weniger oft erforderlich wird, andererseits aber die Gefahr einer Rechenverlegung mit Wasserverlusten zunimmt [11].
- 2) Bei großen Spaltweiten (15 cm) wird, mit Ausnahme extremer Hochwasserereignisse (ab HQ_{10} und größer) praktisch das gesamte im

Gerinne transportierte Geschiebe eingezogen. Die Anzahl der Spülungen steigt geringfügig an, aber eine Rechenverlegung mit Wasserverlusten ist weitgehendst auszuschließen. Bei schwer zugänglichen Wasserfassungen sind große Spaltweiten vorzuziehen [11].

Da dieser Art von Wasserfassungen (damit auch die Einlaufrechen) meist im unwegsamen Gelände liegen und daher schwer zugänglich sind, muss der Rechen auch bei teilweise Verlegung noch genügend Wasser einziehen. **In der Praxis wird deshalb als konstruktive Rechenlänge des Tiroler Wehres die 1.5- bis 2fache benetzte Rechenlänge $L_2 (L_{min})$ genommen** [11], [31].

Bei einer längeren Frostperiode ohne Schneefall kommt es im Winter zu einer **Vereisung des Einlaufrechens**, die so weit gehen kann, dass ein Wassereinzug durch den Rechen nicht mehr möglich wird.

Zur Abwehr dieser Einzugsbehinderung, sind folgende Maßnahmen möglich [11]:

- Abdecken des gesamten Einlaufrechens mit Reisig. Auf dieser Weise bildet das Spritzwasser an der Reisigoberfläche eine Eisschicht, unter der das Wasser vom Rechen ungehindert eingezogen werden kann.
- Ein Holzbalken wird knapp über den Abflussstrahl bei der Wehrschwelle befestigt. Auf dieser Weise erhält dieser zwischen den Seitenwangen des Rechens eingespannte Holzbalken gerade so viel Spritzwasser, dass von dort die Bildung einer Eisdecke angeregt wird. Unter dieser Eisdecke ist ein Wassereinzug durch den Einlaufrechen wieder ungehindert möglich.
- Bau eines eigenen Wintereinlaufes, der unter Wasser liegt. Und da im Winter praktisch kein Feststofftransport im Gewässer erfolgt, ist ein Direkteinzug möglich.

2.1.3.4. Erforderliche Wehrkanaltiefe h_o (Necessary Design Depth of the Collector)

Ein Einlaufrechen von ausreichender Länge und Spaltweite sowie von entsprechend geformten Rechenstäben (z. B. (bauchförmige) TIWAG-Profile) wird praktisch keine Wasserverluste aufweisen. Im darunterliegender Wehrkanal kann aber, bei nicht ausreichender Wehrkanaltiefe h_o , Wasser verlorengehen, bevor noch der

Ausbaudurchfluß erreicht wird [31]. Aus diesem Grund ist es sehr wichtig das Vorhandensein einer ausreichenden Wehrkanaltiefe h_0 , damit kein Teil des eingezogenen Wassers an der unterwasserseitigen Wehrkanalwange überläuft.

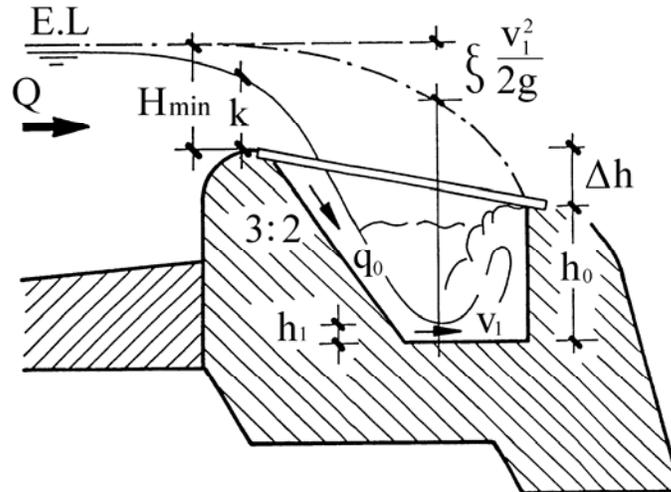


Abb. 50. Querschnitt durch den Wehrkanal [11]

Aus dem Ausbaudurchfluß Q , [m^3/s],
 der Rechenbreite B , [m],
 dem Verhältnis $m = a/d = 0,6$, [-] der gesamten Rechenfläche zur Durchflußfläche
 (Brutto- zu Nettorechenfläche oder Verbauungsverhältnis) und
 dem Durchflußbeiwert (Kontraktionsbeiwert) $\mu = 0,90$ bis $0,95$, [-] für TIWAG-Profile
 kann man den *durch die Rechenstäbe eingeschnürten spezifischen Abfluß* q_0 [11],
 [31]:

$$q_0 = \frac{Q}{\mu \cdot m \cdot B}, \quad [\text{m}^3/\text{s} \cdot \text{lfm}]$$

errechnen.

Bernoulli-Gleichung [11]:
$$H_{\min} + \Delta h + h_0 = h_1 + 1,1 \cdot \frac{q_0^2}{2g \cdot h_1^2}$$

Impulssatz [11]:
$$\frac{q_0^2}{g \cdot h_1} + \frac{1}{2} \cdot h_1^2 = \frac{1}{2} \cdot h_0^2$$

Hier ist mit h_1 der Stärke des eintauchenden Wasserstrahles an der Wehrkanalsole bezeichnet.

Aus den beiden Gleichungen (Bernoulli-Gleichung und Impulssatz) wird die erforderliche Wehrkanaltiefe h_o errechnet. Die nächste Abbildung enthält als Ergebnis die für 20% und 30% Rechenneigung errechneten Wehrkanaltiefen. Den beiden Kurven liegt eine Rechenlänge von $L = 2 \cdot L_{min}$ zugrunde.

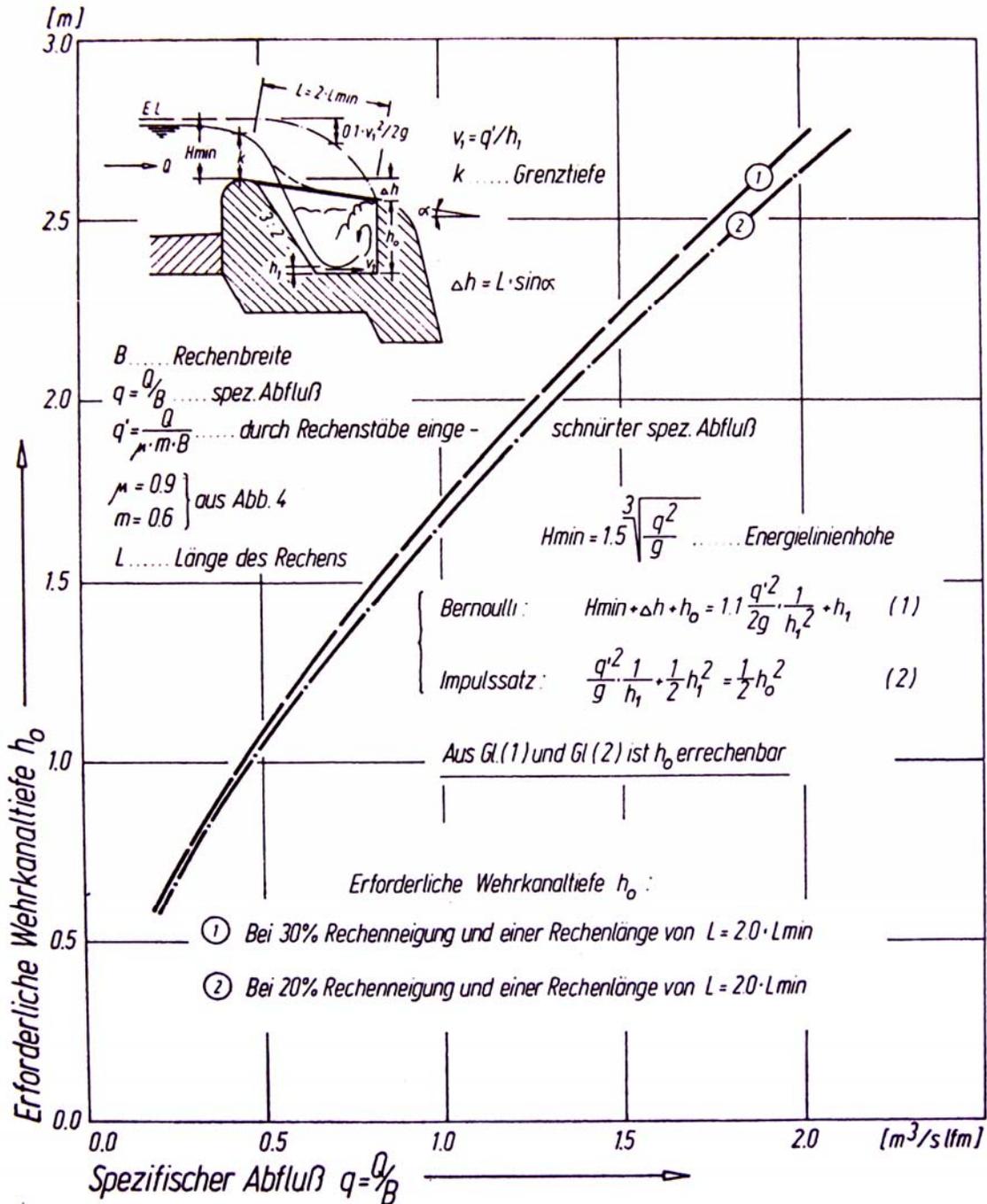


Abb. 51. Bemessungsdiagramm für die erforderliche Wehrkanaltiefe h_o [31]

Die Breite des Wehrkanales, die sich konstruktiv aus Rechenlänge und Wehrkanaltiefe ergibt, bildet dann auch die Breite des Querkanales.

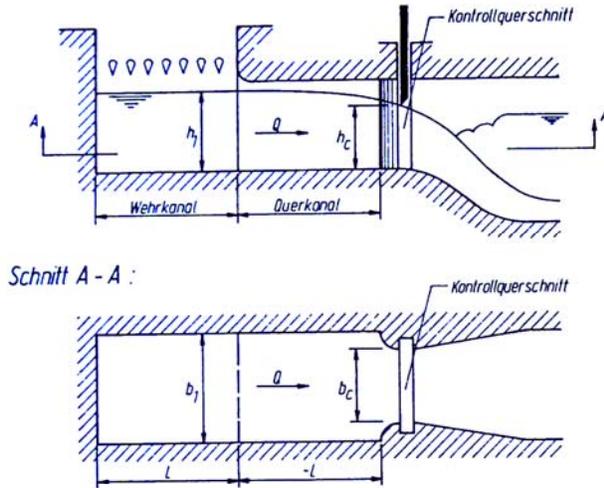
2.1.3.5. Querkanal und Kontrollquerschnitt

Der Querkanal leitet das Wasser vom Wehr in die Entsanderkammer. Durch die räumliche Lage des Wehres zur Entsanderkammer ist der Querkanal meist ein gekrümmtes Rechteckgerinne [11], [31].

Der Kontrollquerschnitt ist der Eintritt zur Entsanderkammer und wird zur Vergleichmäßigung der Geschwindigkeitsverteilung seitlich eingeeengt. Die Begrenzung des Wassereinzuges erfolgt mit Hilfe eines Einlaufschiebers, der die *erforderliche Einlauföffnung* h_c im Kontrollquerschnitt freigibt [11], [31].

Im Falle der Verlegung der Wehr- und Querkanäle durch den Einstoß einer Mure, kann der Einlaufschieber mit seiner Unterkante bis an die Decke des Querkanals angehoben werden. Dabei wird üblicherweise so viel Raum unter der Decke frei, dass zumindest ein geringer Wassereinzug möglich ist. Dieser Wassereinzug genügt, um die Ablagerungen der Mure abzutragen und durch die Entsanderkammer mit anschließendem Spülkanal auszuspülen. Man erspart sich dadurch die händische und aufwendige Räumung der Anlage [11], [31].

Bei der Bemessung des Kontrollquerschnittes geht man von der Sohlneigung des Wehr- und anschließenden Querkanales aus. Entweder ist die Sohle waagrecht bis schwach geneigt (Abb. 52.) oder sie weist ein starkes Längsgefälle (Abb. 53.) von etwa 10% auf [31].



$$\text{Bernoulli: } h_1 + \frac{v_1^2}{2g} = h_c + \frac{v_c^2}{2g} + \xi \frac{v_c^2}{2g} \quad (1)$$

$$Fr_1^2 = \frac{Q^2}{g \cdot b_1^2 \cdot h_1^3} \quad (2)$$

$$Fr_c^2 = \frac{Q^2}{g \cdot b_c^2 \cdot h_c^3} \quad (3)$$

$$h_1(1 + 0.5Fr_1^2) = h_c(1 + 0.5Fr_c^2) + \xi \frac{h_c}{2} \cdot Fr_c^2 \quad (4)$$

$$\text{Annahme: } Fr_1 \ll 1 \rightarrow h_1(1 + 0.5Fr_1^2) \approx h_1 \quad (5)$$

$$h_1 = k_1 \cdot t_c \quad (6)$$

$$h_c = k \cdot t_c \quad (7)$$

$$t_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g \cdot b_c^2}} \quad (8)$$

t_c Grenztiefe

Fr Froude'sche Zahl

$$\text{Gl. (7) und (8) in (3): } Fr_c^2 = \frac{1}{k^3} \quad (9)$$

$$\text{aus Gl. (4) mit Gl. (5), (6), (7) und (9): } \xi = 2 \cdot k^3 \left(\frac{k_1}{k} - 1 \right) - 1$$

Wassertiefe über einem Absturz nach H.Rouse: $h_c = 0.715 \cdot t_c$
 Pfeilerstau bei ausgerundeter Einengung nach Yarnell: $\xi = 0.18$

Abschätzung: $1 > k > 0.715$

$\xi > 0 \rightarrow k_1 > 1.5$

$\xi = 0.19$: $k = 0.8$
 $k_1 = 1.73$ } entspricht den Angaben der EdF

Annahme: $h_1 = h_0$ und $\xi = 0.19$

$$b_c = \frac{2.275}{\sqrt{g}} \cdot \frac{Q}{h_0^{3/2}} \quad h_c = 0.462 h_0$$

Abb. 52. Bemessung des Kontrollquerschnittes bei waagrechter Wehr- und Querkanalsole [31]

Als Endresultat bekommt man für die *erforderlichen Höhe* h_c und der *Breite* b_c des *Kontrollquerschnittes* bei waagrechter Wehr- und Querkanalsole [31]:

$$h_c = 0,462 \cdot h_0, \text{ [m]}$$

und

$$b_c = \frac{2,275}{\sqrt{g}} \cdot \frac{Q}{h_0^{3/2}}, \text{ [m]}$$

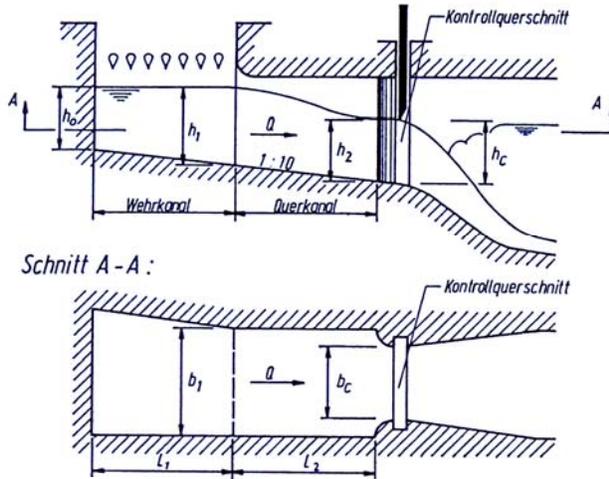
unter der Annahme, dass bei waagrechter Wehr- und Querkanalsole die Wassertiefe h_1 gleich der erforderlichen Wehrkanaltiefe h_0 gesetzt werden kann [31]:

$$h_1 \equiv h_0, \text{ [m]}$$

Eine zweite Annahme ist die Abschätzung des möglichen Grenzwertes für den Verlustbeiwert ξ für die ausgerundete Einengung des Kontrollquerschnittes auf [31]:

$$\xi = 0,19, [-]$$

Die nächste Abbildung gibt eine Vorstellung für die Bemessung des Kontrollquerschnittes bei geneigter Wehr- und Querkanalsole:



$$\text{Bernoulli: } h_1 + \frac{v_1^2}{2g} + \Delta h = h_2 + \frac{v_2^2}{2g} + h_f \quad (1)$$

$$\text{Annahme: } h_1 \approx h_0 + 0.1 \cdot L_1 \quad (2)$$

$$\Delta h \approx 0.1 \cdot L_2 \quad (3)$$

h_f ... Reibungsverluste sind vernachlässigbar klein

$$\text{Froude'sche Zahl: } Fr_2^2 = \frac{Q^2}{g \cdot b_2 \cdot h_2^3} \quad (4)$$

$$\text{aus Gl. (4): } h_2 = \frac{1}{g^{1/3}} \cdot \left(\frac{Q}{b_2}\right)^{2/3} \cdot \frac{1}{Fr_2^{2/3}} \quad (5)$$

$$\text{Bemessungsdiagramm: } \frac{b_c}{b_1} = f(Fr_2)$$

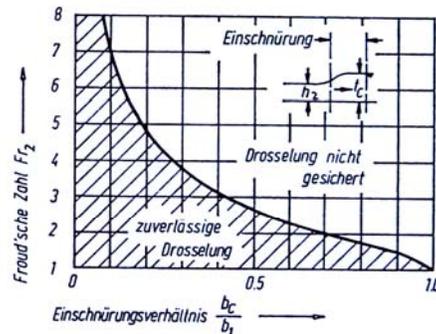
aus Gl. (1), (2), (3) und (5) mit $Fr_2^{2/3} = A$

$$A^3 - \frac{3}{2} \sqrt[3]{g} \cdot \left[\sqrt[3]{\left(\frac{b_1}{Q}\right)^2} (h_0 + 0.1 \cdot L_1 + 0.1 \cdot L_2) + \sqrt[3]{\left(\frac{Q}{b_1}\right)^4} \cdot \frac{1}{2g(h_0 + 0.1 \cdot L_1)^2} \right] \cdot A + 2 = 0$$

$$\text{Abschätzung: } A \approx 1 \rightarrow Fr_2 = A^{3/2}$$

Mit b_1 und Fr_2 ist aus dem Bemessungsdiagramm ein mögliches b_c bestimmbar.

$$h_c \approx 0.8 t_c \approx 0.8 \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b_c^2} \cdot \frac{1}{g}}$$



Drosselung infolge Einschnürung bei schießendem Abfluß nach F.M. Henderson

Abb. 53. Bemessung des Kontrollquerschnittes bei geneigter Wehr- und Querkanalsole [31].

Als Endresultat bekommt man die erforderliche Höhe h_c des Kontrollquerschnittes bei waagrecht Wehr- und Querkanalsole [11], [31]:

$$h_c = 0,8 t_c = 0,8 \cdot \sqrt[3]{\frac{Q^2}{b_c^2} \cdot \frac{1}{g}}, [\text{m}]$$

Mit der bekannten Querkanalbreite b_1 und der errechneten Froudschen Zahl Fr_2 (siehe oben Abb. 53., Gl. (4)), kann aus dem Bemessungsdiagramm von *Henderson* (1966), im Bereich der zuverlässigen Drosselung, eine passende Kontrollquerschnittesbreite b_c ermittelt werden.

In der nächsten Tabelle sind die Vor- und Nachteile der Sohlentnahme zusammengefasst:

Entnahmeart	Vorteile	Nachteile
Sohltrechen oder Tiroler Wehr, kaukasische Fassung	<ul style="list-style-type: none"> - Standortunempfindlich - Herstellung billig und einfach - Keine permanente Betreuung erforderlich - Kann über längeren Zeitraum sich selbst überlassen werden - Keine Einschränkung des Betriebes infolge Hochwasser - Keine Beeinträchtigung des Hochwasserabflusses (keine Hindernisse im Flußbett) - Völlige Blockierung unmöglich (Selbsträumung) - Vollständige Fassung kleinster Zuflüsse möglich - Keine teuren Anlagenteile im Flußbett - Günstig bei grobem Geschiebe - Günstig bei frühem Geschiebetriebbeginn - Günstig bei schnellen, hohen Hochwässern - Funktioniert auch bei schießendem Abfluß - Kein Aufstau erforderlich - Günstig für Gebirgsbäche (Wildbäche) - Vorsortierung des Geschiebes (Rechenabstand bestimmt das größte zu bewältigende Geschiebekorn) - Anwendbar bei teilweise trockenfallenden Flüssen (kaukasische Fassung) 	<ul style="list-style-type: none"> - Ausgleich von Zuflußschwankungen unmöglich - Begrenzte Entnahmemenge - Stabile Rechenstäbe erforderlich - Große Breite erforderlich (Querschnittsverlust infolge Rechen) - Unzugänglichkeit von Rechen und Sammelkanal - Trockenlegung von Rechen und Sammelkanal schwierig und aufwendig - Eisansatz an Rechen möglich - Alles Geschiebe kleiner als Rechenstababstand kommt in die Entnahme - Ungeeignet bei viel feinem Geschiebe - Bei kaukasischer Fassung Verstopfung möglich (Versagen bzw. Zusetzen des Filters)

Tab. 7. Vor- und Nachteile der Sohlentnahme [12]

2.1.4. Saug- bzw. Pumpentnahme (Pump Intake)

Die Saugentnahme kommt im Bereich der Wasserkraftanlagen im Prinzip nicht vor. Aus diesem Grund wird im Rahmen dieser Diplomarbeit die Saugentnahme nicht behandelt.

3. Bauteile einer Wasserfassung zur Abwehr des Unerwünschten wie Geschiebe, Schwebstoff, Geschwemmsel (Schwimmstoffe), Mureneinstoß, bzw. Treibgut und -eis (Protective Parts of the Intake Against an Undesirables as Bed Load, Suspended Load, Debris Flow, Flotsam and Jetsam and Drift-Ice)

3.1. Einlaufschwelle (Inlet Sill) bzw. Geschiebeschwelle

Die Anordnung einer Schwelle vor dem Entnahmeeinlauf ist die klassische Lösung zum Schutz gegen den Geschiebeeintrag. Es ist von grosser Bedeutung, dass die Schwellenhöhe weder zu niedrig, noch zu hoch gewählt wird. So besteht beispielsweise bei zu niedriger Schwelle die Gefahr, dass diese bald völlig eingesandet ist. Es entsteht eine flache Rampe mit der Schwellenoberkante als Krone und das Geschiebe geht darüber hinweg in den Einlauf. Ist die Schwelle dagegen zu hoch, dann entsteht vor der Schwelle eine Walze mit horizontaler Achse. Das ankommende Geschiebe wird von der Walze erfaßt und ein Teil des Geschiebes wird über die hohe Schwelle hinweg in den Einlauf getragen [12].

Eine Schwelle allein, ohne weitere flankierende Maßnahmen, wird in der Regel keinen ausreichenden Schutz gegen die Einwanderung von Geschiebe in den Einlauf bieten [12].

3.2. Tauchwand (Baffle Wall)

Die Tauchwände werden zur Schwimmstoff- und Treibeisabwehr eingesetzt (siehe auch Abb. 25.1. bzw. 25.2.). Da das Wasser die Tauchwand unterströmt, werden die Schwimmstoffe (bzw. Treibeis) an der Oberfläche vor der Tauchwand zurückgehalten. Ist eine Tauchwand bzw. ein Schwimmbalken erforderlich, so wird deren Unterkante mindestens 0,2 m, bei größeren Querschnitten im Allgemeinen in 0,5-1,0 m Tiefe unter dem Stauspiegel liegen. Dieses Maß hängt von der Eintrittsgeschwindigkeit des

Triebwassers ab, da vermieden werden muss, dass das Treibgut durch die beschleunigte Strömung unter der Tauchwand bzw. dem Schwimmbalken in das Einlaufbauwerk eingesogen wird [1].

Man unterteilt die Tauchwände in zwei Gruppen:

- **feste Tauchwände**
- **schwimmende Tauchwände**



Abb. 54. Feste Tauchwand [HST Hydro-Systemtechnik GmbH]

Zu den *schwimmenden Tauchwänden* zählen unter anderem *radial bewegliche* und auch *vertikal bewegliche* Tauchwände. Das Prinzip beruht auf einem Schwimmkörper, der zum Teil in das Wasser eintaucht und zu anderen Teil auf der Wasseroberfläche schwimmt. Hierdurch entsteht an der Wasseroberfläche eine Barriere, die in der Lage ist, Schwimmstoffe zurückzuhalten. Durch die Beweglichkeit dieser Art von Tauchwänden schwimmt die Tauchwand bei unterschiedlichen Wasserständen kontinuierlich mit.

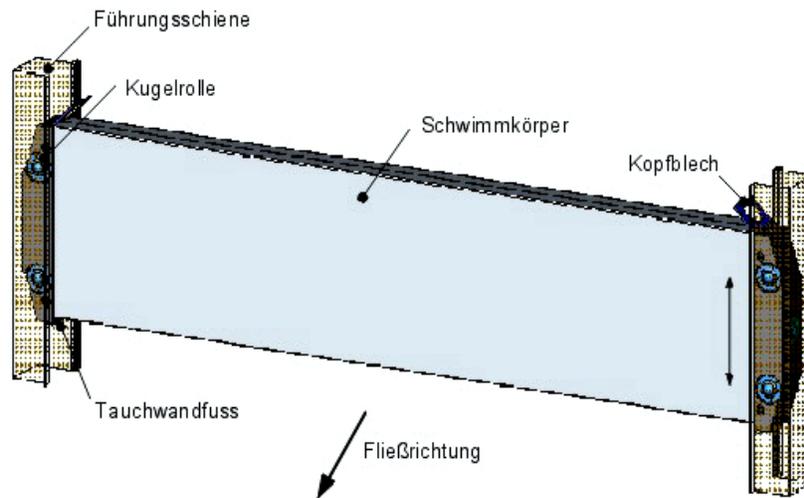


Abb. 55.1. Vertikal aufschwimmende Tauchwand [HST Hydro-Systemtechnik GmbH]

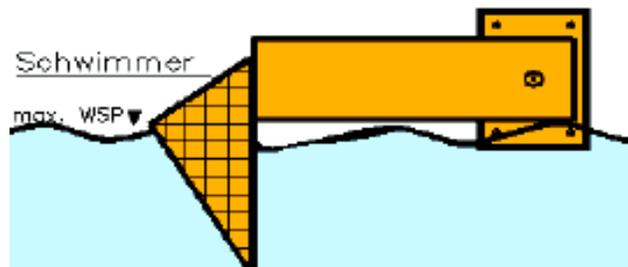


Abb. 55.2. Radial aufschwimmende Tauchwand [HST Hydro-Systemtechnik GmbH]

3.3. Rechen (Rack or Screen)

Für die allgemeine Anordnung siehe auch Abb. 25.1. bzw. 25.2.

3.3.1. Grobrechen (Coarse Rack or Coarse Screen)

Der Grobrechen ist bei allen Kraftwerkstypen anzutreffen. Seine Aufgabe besteht im Fernhalten von grobem Treibgut [1].

Treibgut (Flotsam and Jetsam) (Definition): Als *Treibgut* werden Gegenstände bezeichnet, welche sich im Binnengewässer / fließendem Gewässer befinden oder auf der Oberfläche treiben. Diese Gegenstände können natürliche Materialien sein, welche beispielsweise bei Hochwasser in das Gewässer eingespült wurden (z.B. Äste) oder durch Strömung mitgerissen wurden (z.B. Bäume). Vom Menschen verursachtes

Treibgut besteht aus Müll (Plastikabfälle, Getränkedosen, Flaschen), und abgeschwemmten Baumaterialien [27].

Die Rechen setzen sich meist aus senkrechten, selten horizontalen Stäben zusammen. Damit ist die Reinigung mit entsprechenden Maschinen (trashrack cleaners) wesentlich erleichtert. Der Stababstand ergibt sich aus der maximal möglichen Größe des Treibgutes, das die Maschinen im Krafthaus (Leitapparat, Turbinenschaufeln u. a.) ohne Schaden schlucken können. Hinzu kommt, dass ab einer gewissen Wassertiefe die Rechenreinigung nurmehr mit großem Aufwand oder gar nicht möglich ist. Grobrechen erhalten in der Regel Durchgänge (bar spacing) von 50÷150 mm, bei Feinrechen variiert der Stababstand (bar spacing) zwischen 20÷30 mm. Die Rechenneigung bewegt sich üblicherweise im Bereich von 70÷80° gegenüber der Horizontalen [1].

Eine sinnvolle Alternative können auch **Lochblechrechen (perforated plate screen)** darstellen, wobei diese sowohl als senkrecht als auch seitlich der Hauptströmung des genutzten Gewässers angeordnet werden können. Bei diesem Rechentyp werden Lochbleche mit einem Lochdurchmesser von ca. 20÷25 mm und einem Lochanteil von etwa 50÷56 % verwendet. Auf Grund der geringeren Stabilität der gelochten Bleche bedürfen diese auf der Rück- bzw. Abströmseite einer Stützkonstruktion. Die Reinigung erfolgt meist mittels Horizontalreiniger [1], [34]. Lochblechrechen sind selten und werden im Wasserbau kaum verwendet.



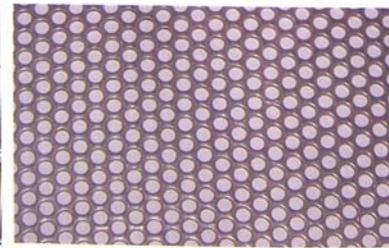
Coarse screen

Stababstand: 50÷150 mm



Fine screen

Stababstand: 20÷30 mm



Perforated plate screen

Lochdurchmesser: 20÷25 mm

Abb. 56. 1. Grob-, Fein- und Lochblechrechen [Hans Huber AG]



Abb. 56. 2. Lochblechrechen angeordnet an einer Sohllentnahme am Fluß Sovoljanska Bistrizza am WKW Osogovo, Bulgarien

3.3.2. Feinrechen (Fine Screen)

Der Feinrechen ist immer dann anzutreffen, wenn die Triebwasserleitung und die Turbinen ein von feinem Treibgut freies Wasser erfordern [1].

3.3.3. Betrieb und Wartung der Rechenanlagen (Operation and Maintenance of the Racks)

Betrieb und Wartung der Rechenanlagen bestehen neben einer grundsätzlichen, regelmäßigen Überprüfung der Anlagenteile vor allem aus der Reinigung des Rechens von zurückgehaltenem Treibgut und gegebenenfalls von Treibeis. Die Reinigung erfolgt per Hand oder mit Rechenreinigungsmaschinen, die in der Regel automatisch funktionieren. Bei den Rechenreinigungsmaschinen unterscheidet man zwischen [1]:

- Räumung an der Oberwasserseite des Rechens (Mit- bzw. Gleichstromrechen):
 - Teleskop-, Schubstangen- bzw. Winkelrechenreiniger (siehe Abb.58.)
 - Kranbahngreifer

- Steilrechenreiniger:
 - mit Umlaufkettenantrieb (siehe Abb. 57.1./2./3.)
 - mit Seilantrieb (siehe Abb. 59.)
 - als Kletterrechen
 - Rollrechen, Trommelrechen und andere, vor allem aus der Abwassertechnik übertragene Systeme.
- Raumung von der Unterwasserseite des Rechens (Gegenstromrechen):
- Steilrechenreiniger
 - Doppellenkerrechenreiniger.

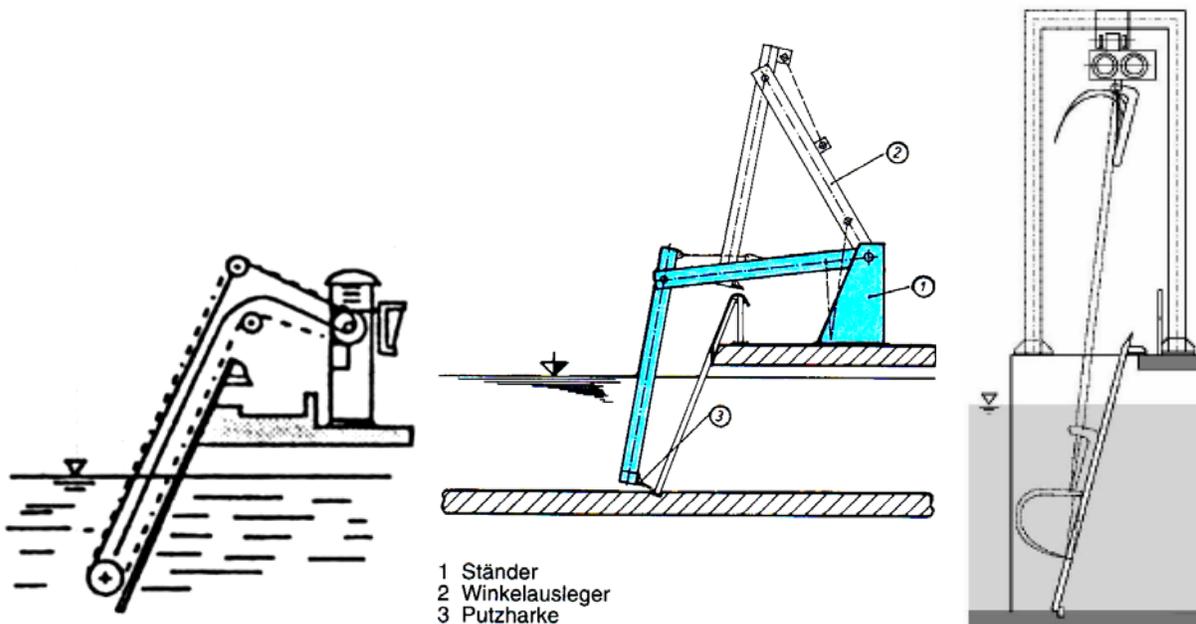


Abb. 57.1. Steilrechenreiniger mit Umlaufkettenantrieb [1], [35]

Abb. 58. Winkelrechenreiniger [55]

Abb. 59. Steilrechen mit Putzharke und Seilantrieb [1], [37]

Bei kleineren Wasserkraftanlagen mit geringeren Durchflüssen bzw. Rechenfeldflächen kommen gelegentlich auch aus der Abwassertechnik übertragene Systeme zum Einsatz, wie z. B. Rollrechen. Bei diesen sorgt ein die volle Rechenfläche bedeckendes, über an beiden Enden mittels Walzen umgelenktes Gewebeband aus Edelstahldrähten für eine permanente Reinigung [1].



Abb. 57.2. Rechenreinigungsmaschine mit Umlaufkette [55]

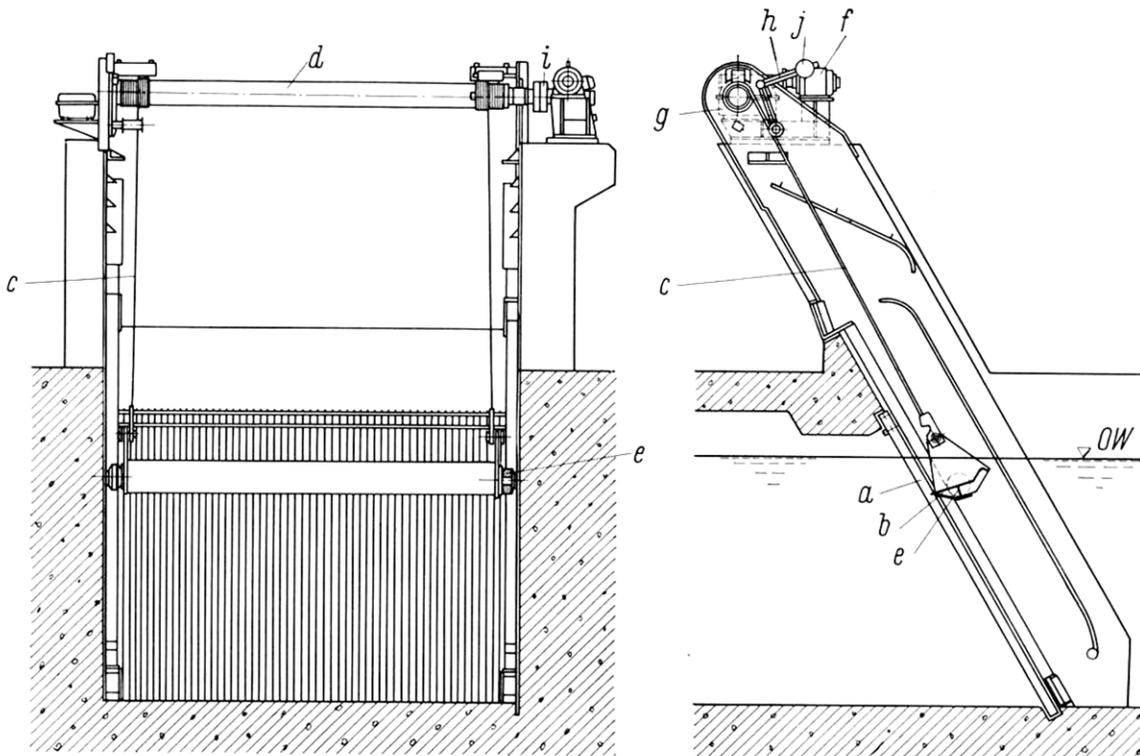


Abb. 53. Ortsfester Rechenreiniger (Voith)
a Rechen; *b* Putzharke; *d* Seiltrommelwelle mit Seilen *c* und Laufrollen *e*; *f* Antriebsmotor;
g Getriebe; *h* Sicherheitskupplung; *i* elastische Kupplung; *j* Schlaffseilsicherung

Abb. 57.3. Rechenreinigungsmaschine mit Putzharke und Seilantrieb [55]

3.4. Sandfang bzw. Entsandungsanlage (Sand Trap or Grit Chamber)

Durch die Wasserfassung wird das im entnommenen Triebwasser mitgeführte Geschiebe deutlich reduziert. Weiters gilt in der Regel die restliche Geschiebe- und Schwebstofffracht (soweit vorhanden und notwendig ist) mit Hilfe einer wirksamen Entsandungsanlage (Sandfang) zu minimieren.

Die lange Lebensdauer von Wasserkraftanlagen ist nur dann gegeben, wenn sie ausschließlich mit sauberem Wasser betrieben werden. Im Triebwasser enthaltene Feststoffe führen jedoch bei entsprechender Konzentration, Kornhärte und Strömungsgeschwindigkeit zu einem Verschleiß der von der Wasserströmung betroffenen Bau- und Maschinenelemente. Man bezeichnet eine derartige Oberflächenbeschädigung auch als (Hydro-) Abrasion oder Sanderosion [1]. Nach DIN 50320 werden diese Schäden als Hydroabrasivverschleiss bezeichnet. Die beim Vorgang des Hydroabrasivverschleisses im Mikrobereich auftretenden Schadensmechanismen sind *Furchung*, *Zerrüttung* und *Korrosion* (siehe die nächste Abb.) [9].

Systemstruktur	Tribologische Beanspruchung		Verschleißart	Wirkende Mechanismen (einzeln oder kombiniert)				
				Adhäsion	Furchung	Oberflächenzerrüttung	Tribochem. Reaktion	
- Festkörper - Zwischenstoff (vollst. Trennung der Körper) - Festkörper	Gleiten Rollen Wälzen Stoßen		—			●	○	
- Festkörper - Festkörper (Festkörperreibung, Grenzreibung, Mischreibung)	Gleiten		Gleitverschleiß	●	○	○	●	
	Rollen Wälzen		Rollverschleiß Wälzverschleiß	○	○	●	○	
	Oszillieren		Schwingungverschleiß	●	●	●	●	
	Stoßen		Stoßverschleiß	○	○	●	○	
- Festkörper - Partikel	Stoßen		Abrasive-Stoßverschleiß ¹⁾		●	●	○	
	Gleiten ²⁾		Abrasive-Gleitverschleiß ¹⁾		●		○	
- Festkörper - Festkörper und Partikel	Gleiten		Dreikörper - Abrasiveverschleiß	Abrasion	○	●	●	○
	Wälzen				○	●	●	○
	Stoßen				○	○	●	○
- Festkörper - Partikel - Flüssigkeit	Strömen		Hydroabrasivverschleiß		●	●	○	
- Festkörper - Partikel (Gas)	Strömen		Gleitstrahlverschleiß	○	●	●	○	
	Stoßen		Prall-Schrägstrahlverschleiß	○	●	●	○	
- Festkörper - Flüssigkeit	Strömen Schwingen		Kavitationserosion	Erosion			●	○
	Stoßen		Tropfenschlagerosion				●	○
	Strömen		Flüssigkeitserosion				○	●
- Festkörper - Gas	Strömen		Gaserosion				●	

¹⁾ Zweikörper - Abrasive - Verschleiß

²⁾ Zusätzlich Rollen und Wälzen

● hauptsächlich wirkend
○ mitunter wirkend

Abb. 60. Definition der Verschleißarten nach DIN 50320, [9], [40]

Insbesondere bei Hochdruckanlagen ist es von grosser Bedeutung, den meist scharfen, feinkörnigen Sand fernzuhalten, da dieser auf Grund der Schleifwirkung die Druckrohr-, Druckstollen- und Druckschachtwandungen sowie die mit dem Wasser in Berührung kommenden Teile der Verschlußorgane und Turbinen, hier vor allem die Leitapparate und Laufräder angreift und je nach örtlicher Fließgeschwindigkeit erhebliche Abrasionsschäden verursacht. Nicht minder leidet die Verkleidung einer Triebwasserleitung unter dem reißenden, stark schwebstoffführenden Wasser [1]. Der grösste Nachteil des geschiefbeführenden Wassers ist jedoch die **Abrasion an Turbinen und Pumpen** [44]. Die Abrasion bei den Turbinen bewirkt eine Verminderung der Wirkungsgrade (loss of turbine efficiency) mit entspr. Abnahme der Energieerzeugung; Sie gefährdet die Betriebssicherheit und kann große Schäden verursachen.

Die nächsten zwei Abbildungen zeigen Beispiele für die Wirkung der Turbinenabration auf die Wirkungsgrade:

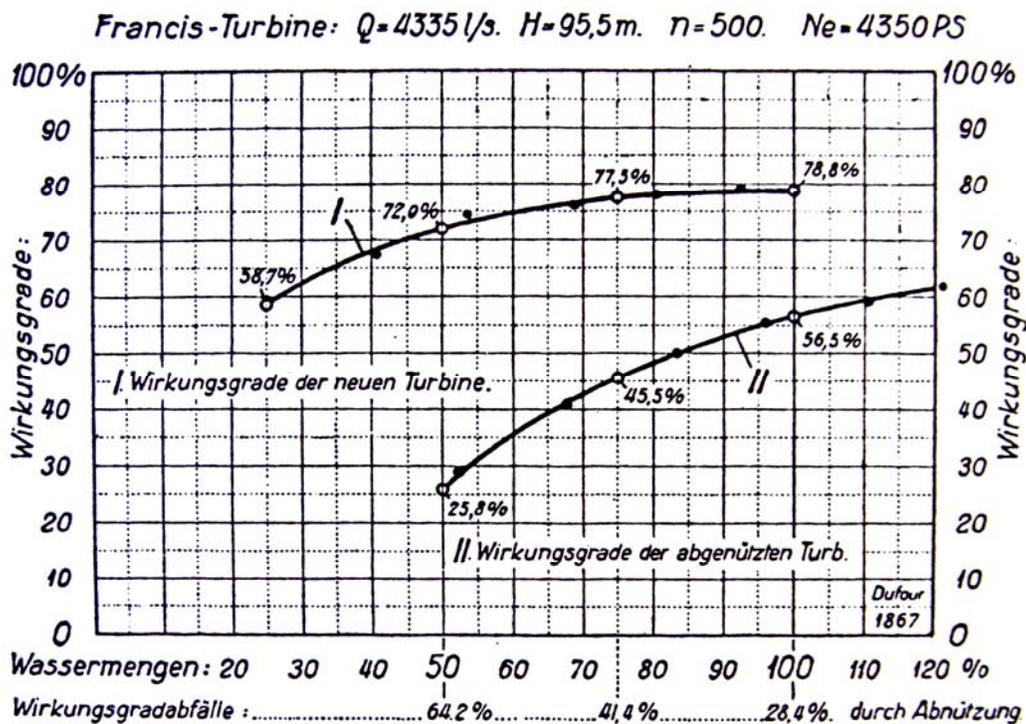


Abb. 61.1. Beispiel für den Wirkungsabfall einer erodierten Francis-Turbine [44]

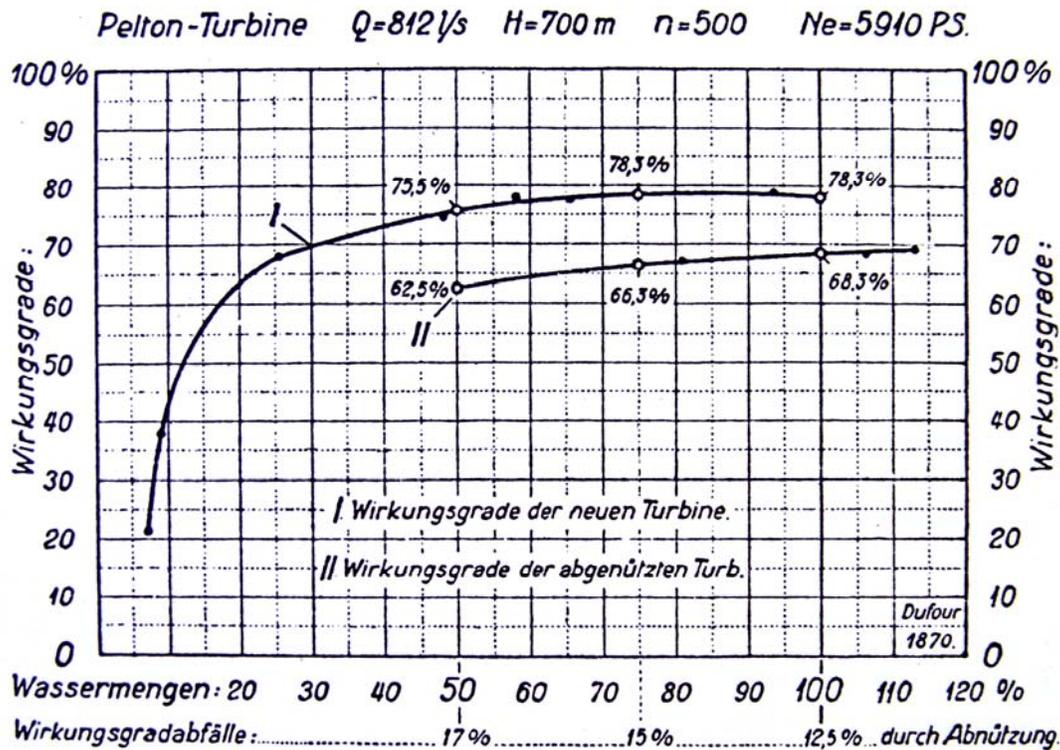


Abb. 61.2. Beispiel für den Wirkungsabfall einer erodierten Pelton-Turbine [44]

Bei Fallhöhen über 50 m sollten auch Körner mit einem Durchmesser größer 100 μm (0,1 mm) vom Triebwasser entfernt werden und bei Fallhöhen über 200 m ist sogar die Schlufffraktion (silt fraction) (siehe Tab. 1.1. bzw. Tab. 1.2.) zu entfernen [7].

Vor Allem bei Hochdruckanlagen ist in den wenigsten Fällen die gänzliche Erfüllung der optimalen Entwurfskriterien möglich. Die für den vollständigen Schutz erforderliche Entsandung benötigt manchmal unverhältnismäßig große Absetzbecken, die wegen topographischen und geologischen Verhältnisse sowie unvertretbarem Mehraufwand nicht zu verwirklichen sind. In einem solchen Fall ist man zu einem Kompromiß gezwungen. Der ursprünglich vorgeschriebene größte zulässige Korndurchmesser (bei kleinster Bemessungskorndurchmesser $d_{Gr} = 0,25 \text{ mm}$ [9]) und damit auch die im Triebwasser zulässige Sedimentkonzentration muss erhöht werden [1].

Zur Entsandung des Triebwassers von Wasserkraftanlagen werden im Gebirge bzw. Alpenraum praktisch ausschliesslich horizontal durchströmte Langsandfänge verwendet. Andere Entsandungsanlagen (die auch später erwähnt werden) wie Rund-, Tiefsandfänge oder Hydrozyklone haben in diesem Zusammenhang fast keine

Anwendung gefunden. Die Becken sind in der Regel für Ausbauwassermengen von 0,5 bis 10 m³/s ausgelegt. Für grössere Wassermengen werden mehrere Becken parallel geschaltet [1], [9].

3.4.1. Lang- bzw. Flachsandfang (Settling Basin or the so-called *Horizontal-Flow Settling System* or Long Grit Chamber)

Im Bereich der Entsandung des Triebwassers von Wasserkraftanlagen ist der fast ausschließlich eingesetzte Sandfangtyp der Langsandfang. Dieser Bautyp ist der Konstruktion nach ein horizontal durchströmtes Absetzbecken mit vorwiegend rechteckigem oder trapezförmigem Querschnitt.

Die nächste Abb. 61.1. bzw. Abb. 61.2. zeigt eine Situierung und einen Querschnitt dieses Bautyps im Anschluss an eine Wasserfassung mit seitlicher Entnahme (siehe auch Abb. 42.1 bzw. Abb. 42.2 – Langsandfang eines Tiroler Wehrs):

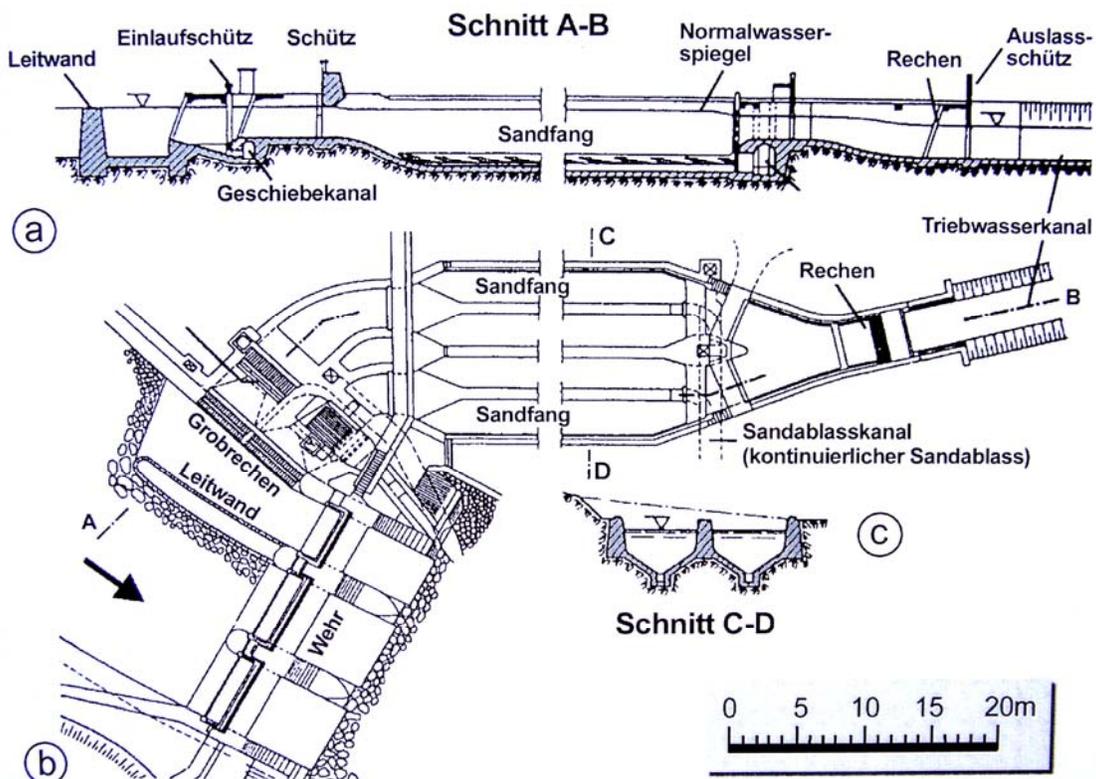


Abb. 62.1. Sandfang mit kontinuierlicher Spülung im Anschluß an die Wasserfassung des Kraftwerkes Mörel, Rhone, Schweiz mit seitlicher Entnahme [1], [9], [15], [33]

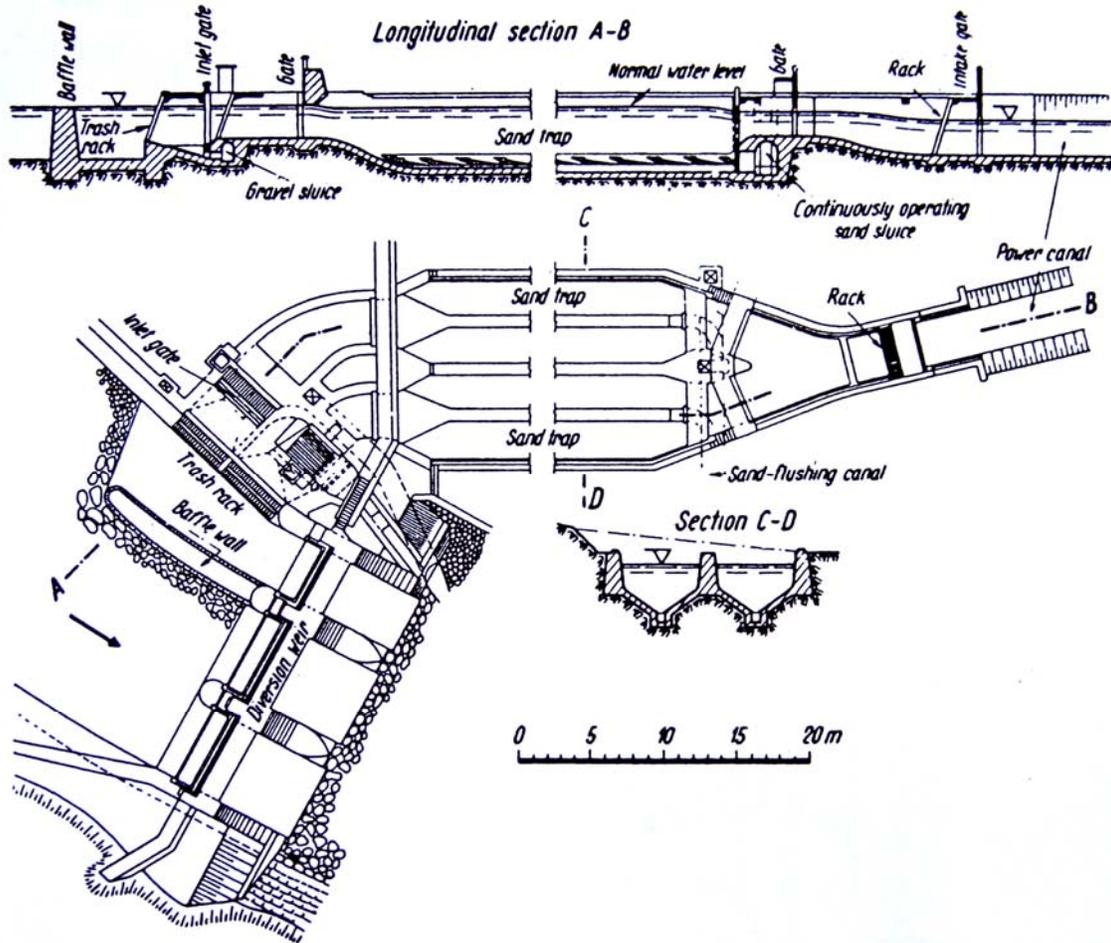


Abb. 62.2. Intake of the Mörel WPP, Rhone River, Switzerland [1], [9], [15], [33]

Hier nützt man die aus der Natur bekannten Vorgänge der Sedimentation aus, indem man die Fließgeschwindigkeit des Wassers deutlich reduziert und die turbulente in eine laminare Strömung übergeht. Um eine gleichmäßige Durchströmung des Querschnittes zu erreichen und damit den gesamten, zur Verfügung stehenden Raum auszuntitzen (sogenannter wirksamer Raum), ist auf eine symmetrische, gleichförmige An- und Durchströmung des Beckens ein besonderes Augenmerk zu legen. Gegebenenfalls kann dies durch im Einlauf angeordnete Beruhigungsrechen (siehe die nächste Abb. 62.) bzw. Gleichrichterelemente sowie durch die vielfach anzutreffende Unterteilung des Beckens in mehrere Kammern unterstützt werden. Werden Entsanderbecken gekrümmt oder asymmetrisch angeströmt, kann sich keine ideale Beckenströmung ausbilden. Gewisse Beckenbereiche werden dann zu schnell, andere zu langsam durchströmt. Als Folge erhöht sich die Turbulenz der Strömung. Die Sedimentation suspendierter

Feststoffpartikel im Schluff- Feinsandbereich wird dadurch erheblich verschlechtert [1], [9].

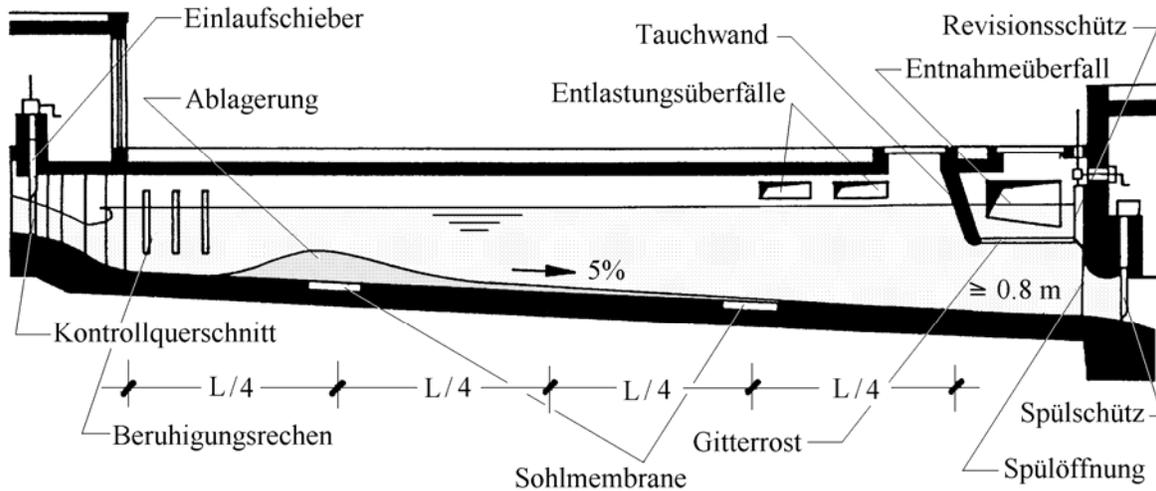


Abb. 62.3. Beispiel für einen Langsandfang [11]

Die nächste Abb. 63. zeigt die typischen Bereiche eines Langsandfanges. Dieser gliedert sich in einen Einlauf- und Auslaufbereich, den wirksamen Raum, der für den Sedimentationsvorgang zur Verfügung steht, den Absetzraum, in dem die Sedimente zwischen den Spülvorgängen lagern, und schließlich in einen Spülkanal. Aus Abb. 63. (b) wird ersichtlich, wie durch einen hydraulisch ungünstigen Entwurf der wirksame Raum entsprechend klein ausfällt:

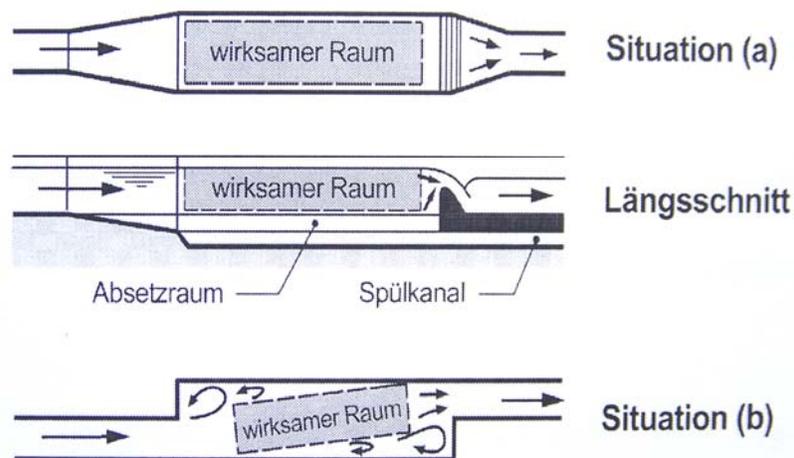


Abb. 63. Darstellung der Bereiche: *wirksamer Raum*, *Absetzraum*, *Spülkanal* beim Langsandfang [9], [41]

3.4.1.1. Bemessungsgrundlagen (Planning and Design Considerations)

Grundlage jeder Sandfangbemessung sollte die Ermittlung der Geschiebe- und Schwebstoffverhältnisse, also die Art, Menge und die Kornverteilung des vom Fließgewässer beförderten Feststoffmaterials sein. Dabei ist die *Feststoffkonzentration* C_S (spezifische Schwebstoffmenge) veränderlich und vor allem abhängig von der Entnahmestelle im Fluss. In Gebirgsbächen beträgt sie durchschnittlich $C_S = 2-10 \text{ kg/m}^3$ und kann bei Hochwasser auf Werte von $C_S = 50-60 \text{ kg/m}^3$ Geschiebe + Schwebstoff ansteigen [1].

Liegen Daten über die Geschiebe- und Schwebstofffrachten im Fließgewässer an der projektierten Entnahmestelle vor, so kann die angestrebte Absetzleistung η bzw. Entsandungsverhältnis R_S ermittelt werden, welche sich aus der zulässigen Konzentration der Geschiebe- und Schwebstofffracht $C_{S,zul}$ im Triebwasser ergibt [1], [9], [33]:

$$\eta \equiv R_S = \frac{C_S - C_{S,zul}}{C_S} \cdot 100, [\%]$$

Hier bedeuten:

η Absetzleistung, [%] bzw.

R_S Entsandungsverhältnis (removal ratio), [%]

C_S Konzentration der Geschiebe- und Schwebstofffracht des nicht entsandeten Wassers (oder in die Entsanderkammer eingetragener Feststoff), [kg/m^3]

$C_{S,zul}$ zulässige Konzentration der Geschiebe- und Schwebstofffracht im Wasser bzw. Konzentration der Geschiebe- und Schwebstofffracht des nicht entsandeten Wassers (oder in der Entsanderkammer ausgeschiedener Feststoff), [kg/m^3]

Weiter durch die Wahl eines Grenzkorndurchmessers d_{Gr} , ist bei bekannter Kornverteilungskurve bzw. Sieblinie (grain size distribution curve) automatisch der absetzbare Anteil der Kornfraktion festgelegt:

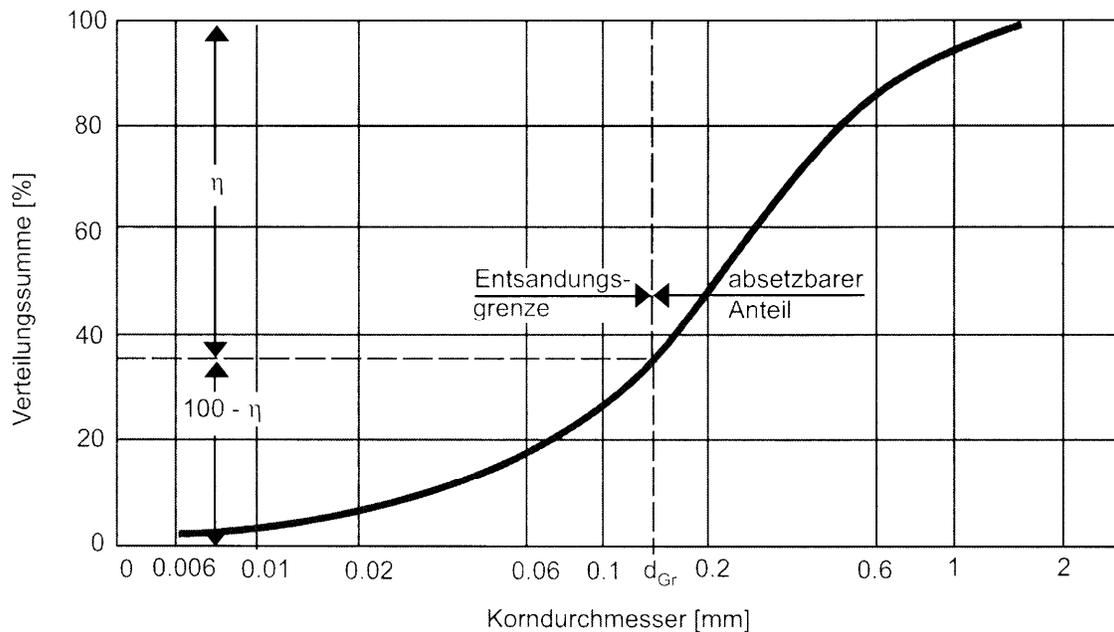


Abb. 64. Ermittlung des Entsandungsverhältnisses R_s bzw. der Absetzleistung η des Absetzbeckens aus einer Sieblinie [1], [9], [33]

Je kleiner allerdings der Bemessungskorndurchmesser und je höher die angestrebte Absetzleistung wird, desto kostspielig wird der verfahrenstechnische Aufwand der Entsandung.

In den meisten Fällen wird ein Grenzkorndurchmesser d_{Gr} vorgegeben und die Bemessung so durchgeführt, dass alle Partikel mit grösseren Durchmessern zu 100% abgesetzt werden. In der Regel wird d_{Gr} um 300 μm (0,3 mm) gewählt [9].

3.4.1.2. Bemessung des Absetzbeckens (Planning of the Settling Basin)

Die Bemessung von horizontal durchströmten Absetzbecken (Lang-, Flach-, Rundsandfang) erfolgt aus der Vorgabe, dass sich das Bemessungskorn d_{Gr} in der Zeit, die es für das Durchfließen des Beckens (wirksamer Raum) benötigt, abgesetzt haben muß. Wird das Bemessungskorn d_{Gr} an der Wasseroberfläche in den Sandfang eintretend angenommen, so ist für die Bemessung die idealisierte Bahnkurve des Bemessungskorns erchenbar.

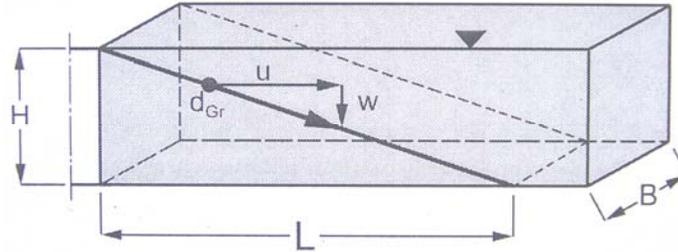


Abb. 65. Idealisierte, lineare Absinkbahn des Bemessungskorns d_{Gr} [9]

Bewegt sich das Korn in horizontaler Richtung mit der Geschwindigkeit u (bzw. $v=Q/F$ =Bemessungsdurchfluss/durchströmte Entsanderkammer-Querschnittsfläche), so ergibt sich die Aufenthaltszeit im Sandfang t (settling time) nach dem linearen Weg-Zeit-Gesetz [9], [11]:

$$t_h = \frac{L}{v}, \left[\frac{\text{m}}{\text{m/s}} = \text{s} \right]$$

Die querschnittsgemittelte Fließgeschwindigkeit v im Entsanderkammer sollte in diesem Bereich liegen [1]:

$$v \approx 0,2 \div 0,4 (\div 0,6), \text{ [m/s]}$$

In vertikaler Richtung beträgt die Absinkzeit analog [9], [11]:

$$t_v = \frac{H}{w}, \text{ [s]}$$

$$\text{Aus } t_h = t_v \Rightarrow \frac{L}{v} = \frac{H}{w} \Rightarrow$$

Erforderliche Entsanderkammerlänge (wirksamer Raum) [9], [11]:

$$L = \frac{H \cdot v}{w}, \text{ [m]}$$

oder mit dem Bemessungsdurchfluss

$$Q = v \cdot F = v \cdot B \cdot H, \text{ [m}^3/\text{s]}$$

bekommt man für die **Erforderliche Entsanderkammerlänge (necessary settling length) [9], [11]:**

$$L = \frac{Q}{v \cdot B}, \text{ [m]}$$

Die Länge des Sandfangs ergibt sich also aus dem gegebenen Bemessungsdurchfluss Q , der Sinkgeschwindigkeit w des abzutrennenden Grenzkorns für turbulente

Strömungsverhältnisse und der Beckenbreite B . Hier sind die Übergangsstrecken am Anfang und am Ende des Sandfanges in der erforderlichen Entsanderkammerlänge L nicht enthalten und müssen bei der Planung noch zusätzlich berücksichtigt werden.

Die Sinkgeschwindigkeit w in fließendem Wasser ist also [1], [9], [11], [33], [41]:

$$w = w_0 - \alpha_s \cdot v \quad \text{mit} \quad \alpha_s = \frac{0,132}{\sqrt{H}}$$

Hier sind:

w Sinkgeschwindigkeit des Grenzkorns in fließendem Wasser, [m/s]

w_0 Sinkgeschwindigkeit des Grenzkorns in stehendem Wasser, [m/s]

α_s Verzögerungsbeiwert der Sinkgeschwindigkeit, [-]

An dieser Stelle der Berechnung ist die Wassertiefe im Entsanderkammer H noch nicht bekannt und man muss eine Annahme treffen [1].

Es muss zur Einhaltung einer gleichmäßigen Durchströmung des Beckens folgende Bedingung eingehalten werden [1], [9]:

$$B \leq \frac{L}{8}, \text{ [m]}$$

D. h. erst wenn die Beckenlänge L mehr als das 8-fache der Beckenbreite B beträgt, kann sich eine gleichmässige längsgerichtete Strömung ausbilden. Ist dies nicht möglich, so ist eine entsprechende Kammerunterteilung vorzunehmen, wobei die obere Faustformel wiederum für jede einzelne Kammer eingehalten werden muss [1].

Es sollte auch zur Gewährleistung einer gleichmässigen Durchströmung das nächste Verhältnis von Beckenhöhe H zu Beckenbreite B erfüllt sein [1], [9], [11], [31]:

$$\frac{H}{B} \approx \frac{1,25}{1,0}$$

Falls die obere Verhältnis nicht eingehalten ist, z. B. bei Becken, die deutlich breiter als tief sind, besteht die Gefahr hydraulischer Kurzschlüsse bei welcher sich Toträume und Walzen bilden [1], [9], [11]. Das ist dadurch verursacht, dass gewisse Bereiche des Beckens mit einer von der mittleren Entwurfsgeschwindigkeit abweichenden Geschwindigkeit schneller durchströmt werden, andere hingegen langsamer. Das muss aber unbedingt vermieden werden, da in den Bereichen mit erhöhter Geschwindigkeit,

auf Grund des erhöhten turbulenten Austausches, der Sedimentationsvorgang gestört wird.

Der unter dem wirksamen Raum liegende Absetzraum ist in aller Regel trapezförmig ausgeführt. Die Seitenwände sollen nicht flacher als 4:5 bzw. 1:0,8 [41] geneigt sein, damit das sedimentierte Material zuverlässig in die Spülrinne abrutschen bzw. abgleiten kann. Das Sohlengefälle soll in der Entsanderkammer 2% bis 5 (6)% betragen [11], [31].

Der Absetzvorgang ist abgeschlossen, sobald das Bemessungskorn den Boden des Sandfangs berührt. Um das angestrebte Entsandungsverhältnis erreichen zu können, müssen schon einmal sedimentierte Partikel an der Sohle liegen bleiben. Dazu darf eine mittlere kritische Strömungsgeschwindigkeit bzw. eine zulässige höchste Durchflußgeschwindigkeit (Grenzgeschwindigkeit bzw. (theoretische) Flotationsgeschwindigkeit) im Sandfang nicht überschritten werden, um jeglichen Weitertransport der Partikel mit $d \geq d_{Gr}$ zu verhindern. Falls also die Fließgeschwindigkeit die Flotationsgeschwindigkeit übersteigt, wird der auf der Sohle sich absetzende Schwebstoff nochmals hochgewirbelt.

Diese **Flotationsgeschwindigkeit (theoretical suspending velocity or critical velocity)** ist [9]:

$$v = k_{st} \cdot R^{1/6} \cdot \sqrt{0,03 \cdot \left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1 \right) \cdot d_{Gr}}, \text{ [m/s]}$$

Heir sind:

k_{st} Widerstandsbeiwert nach Strickler wird in der Regel zu 70 gesetzt, [$m^{1/3}/s$]

ρ_s Dichte des Sediments, [kg/m^3]

ρ Dichte des Wassers, [kg/m^3]; Sehr oft wird die Dichte der in Suspension in einer Entsanderkammer eingetragenen Partikel zu $\rho_s = 2650 \text{ kg/m}^3$ angesetzt.

d_{Gr} Bemessungskorndurchmesser [m]

R hydraulischer Radius [m]

Die Flotationsgeschwindigkeit nach T. R. Camp ist [11], [15], [31], [33]:

$$v = a \cdot \sqrt{d_{Gr}}, \text{ [cm/s]}$$

Heir sind:

d_{Gr} Bemessungskorndurchmesser [mm]

Beiwert $a = 36$, wenn $d_{Gr} > 1 \text{ mm}$

Beiwert $a = 44$, wenn $1 \text{ mm} > d_{Gr} > 0,1 \text{ mm}$ (auch in [42])

Beiwert $a = 51$, wenn $d_{Gr} < 0.1 \text{ mm}$

Nachfolgend die graphische Darstellung der Flotationsgeschwindigkeit nach Camp:

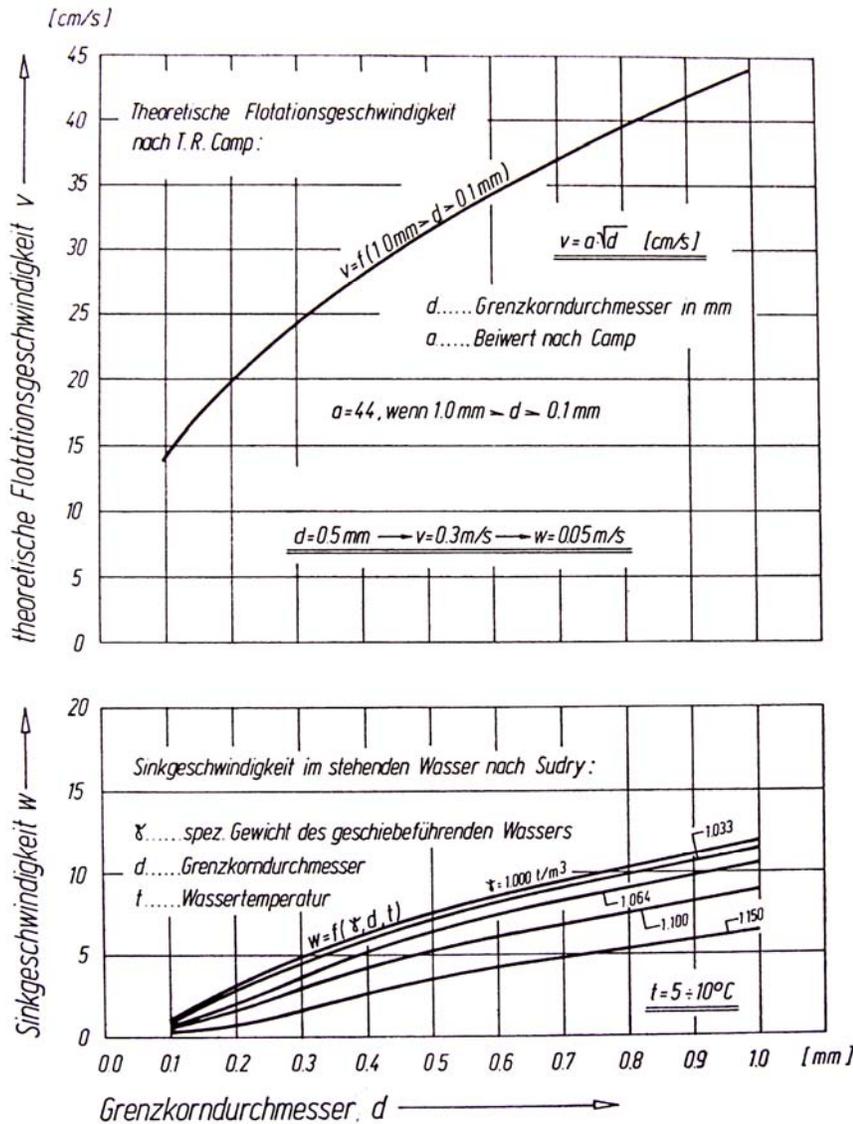


Abb. 66. Theoretische Flotationsgeschwindigkeit und Sinkgeschwindigkeit für den Grenz- bzw. Bemessungskorndurchmesser [31]

Die **erforderliche Entsanderkammerlänge nach M. A. Velikanow** (bei turbulenter Strömung) [11], [15], [31], [33] ist:

$$L = \frac{\lambda^2 \cdot v^2 \cdot (\sqrt{h} - 0,2)^2}{7,51 \cdot w^2}, [\text{m}]$$

Hier ist:

λ Beiwert nach Velikanow, [-] (siehe auch die nächste Abb. 67.); $\lambda = f(W)$.

$$W = 100 - 100 \cdot \frac{C_{s,zul}}{C_s}, [\%] \quad [11], [15], [33]$$

Diese Zahl W (Entsandungswahrscheinlichkeit W oder auch Anteilzahl genannt) bezeichnet das Verhältnis des ausgeschiedenen Schwebstoffes zu seiner Gesamtmenge im unaufbereiteten Wasser [15].

Hier waren:

C_s Konzentration der Geschiebe- und Schwebstofffracht des nicht entsandeten Wassers (oder in die Entsanderkammer eingetragener Feststoff) [kg/m^3].

$C_{s,zul}$ zulässige Konzentration der Geschiebe- und Schwebstofffracht im Wasser bzw. Konzentration der Geschiebe- und Schwebstofffracht des nicht entsandeten Wassers (oder in der Entsanderkammer ausgeschiedener Feststoff) [kg/m^3].

Es wird eine Entsandungswahrscheinlichkeit W von 95 bis 98 % angenommen.

Bei einer zweckmäßigen Annahme

$$W = 97 (98)\% \Rightarrow \lambda = 1,6$$

wo $\lambda = 1,6$ von der nächsten Abb. 67. abgelesen ist:

$$W = 100 - 100 \cdot C / C_0 \text{ in \%}$$

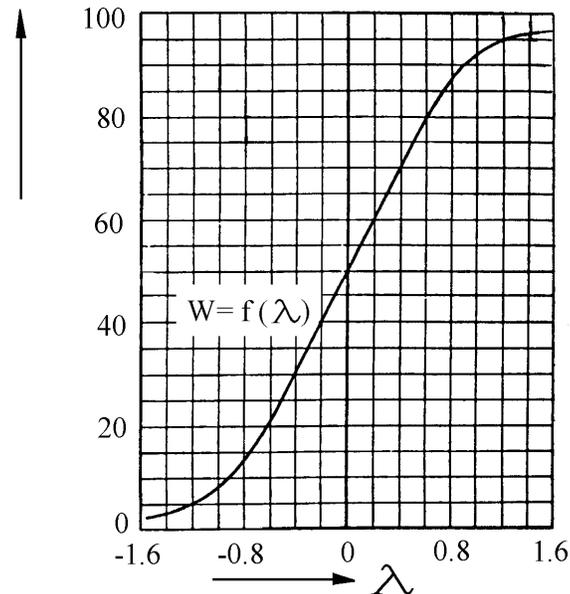


Abb. 67. Der funktionelle Zusammenhang $W = f(\lambda)$ nach M. A. Welikanow zur Bemessung von Entsandern [11], [15], [33]

Im praktischen Betrieb liefern die nach Welikanow errechneten Entsanderkammerlängen, hinsichtlich des Entsandungsgrades, befriedigende Ergebnisse [11].

Die nächste Abb. 68. stellt eine graphische Veranschaulichung der Formel von M. A. Welikanow für die erforderliche Entsanderkammerlänge (Kurve Nr. 1) dar. Hier ist die Sinkgeschwindigkeit nach Sudry (siehe Abb. 5.) für das 0,5-mm-Korn und eines spezifischen Gewicht des geschiebeführenden Wassers $\gamma = 1100 \text{ t/m}^3$ ermittelt [31].

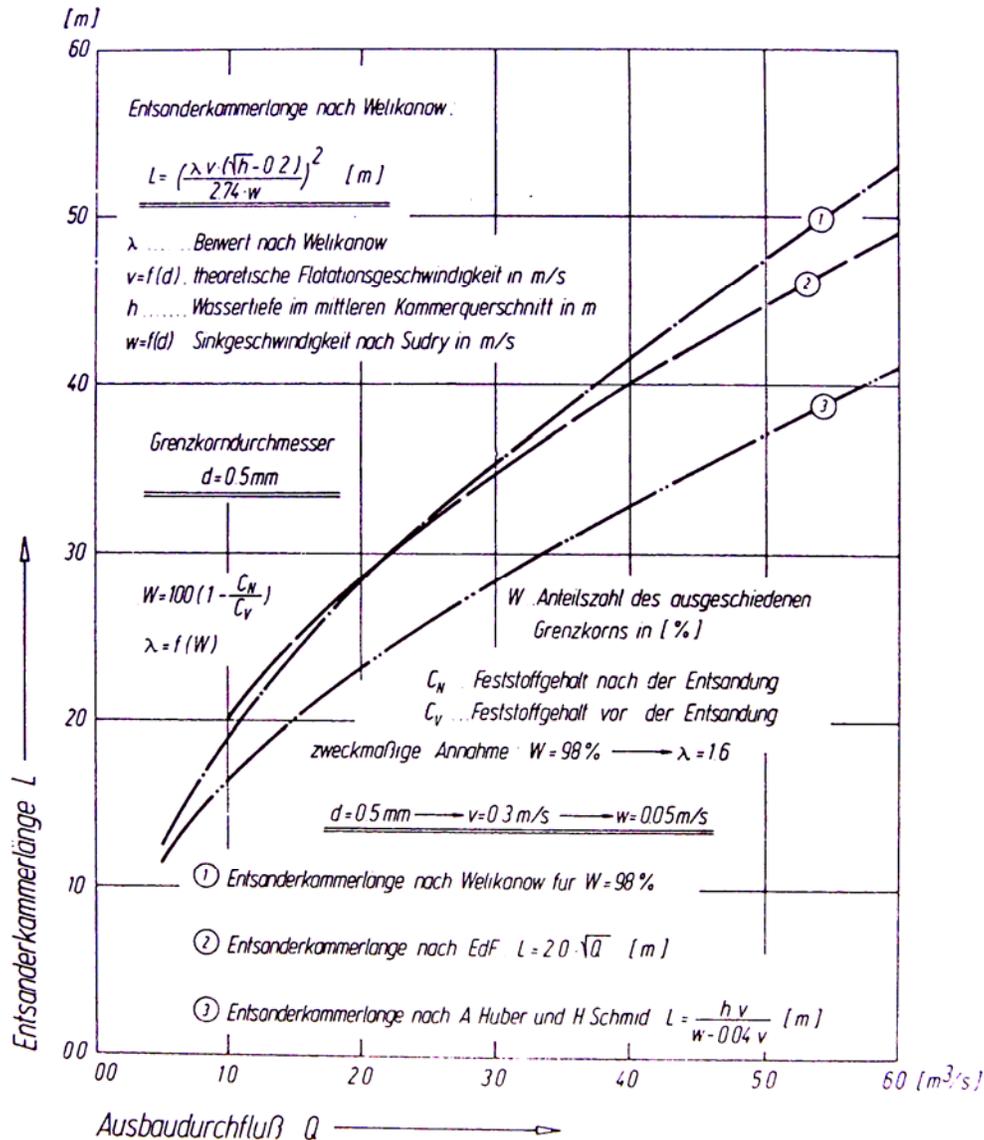


Abb. 68. Bemessungsdiagramm für die erforderliche Entsanderkammerlänge [31]

Kurve Nr. 2 ist nach E.D.F. (A. Ponsard, J. Molbert und E. Chardonnet, 1967) errechnet [31].

Die Formel von Huber und Schmid (1973) [42] – Kurve Nr. 3 – ergibt, obwohl sie die Wirkung der Turbulenz durch den Ausdruck „ $0,04 \cdot v$ “ berücksichtigt, wesentlich kürzere Kammerlängen. Diese Kammerlängen reichen aber nur dann aus, wenn sich bereits unmittelbar nach der Einmündung in die Kammer ungestörte Absetzvorgänge ausbilden. Somit ist hier im Einlaufbereich der Einbau mehrerer Beruhigungsrechen unbedingt erforderlich [31].

3.4.1.3. Erforderliche Höhenlage des Kammerwasserspiegels eines Tirolean Wehrs (Necessary Water Level in the Settling Basin of the Tyrolean Weir)

Das durch den Kontrollquerschnitt in die Entsanderkammer (siehe auch Abb. 42.1.) einströmende Wasser sollte den Strömungs- und Absetzvorgang des Entсандers möglichst wenig stören. Hydraulisch gesehen, handelt es sich bei der Einmündung in die Entsanderkammer um einen Absturz, dessen Abflußform von der Höhe des Absturzes s und der Lage des Wasserspiegels in der Entsanderkammer abhängt [31]. Aus der Bernoulli-Gleichung für den Tauchstrahl, in Verbindung mit dem Impulssatz für die konjugierte Unterwassertiefe t_u auf geneigter Sohle und der Froudschen Zahl Fr_u für einen stabilen Wechelsprung, lassen sich, wie die nächste Abb. zeigt, die erforderliche Höhenlage des Kammerwasserspiegels h_u und die Absturztiefe s errechnen [31].

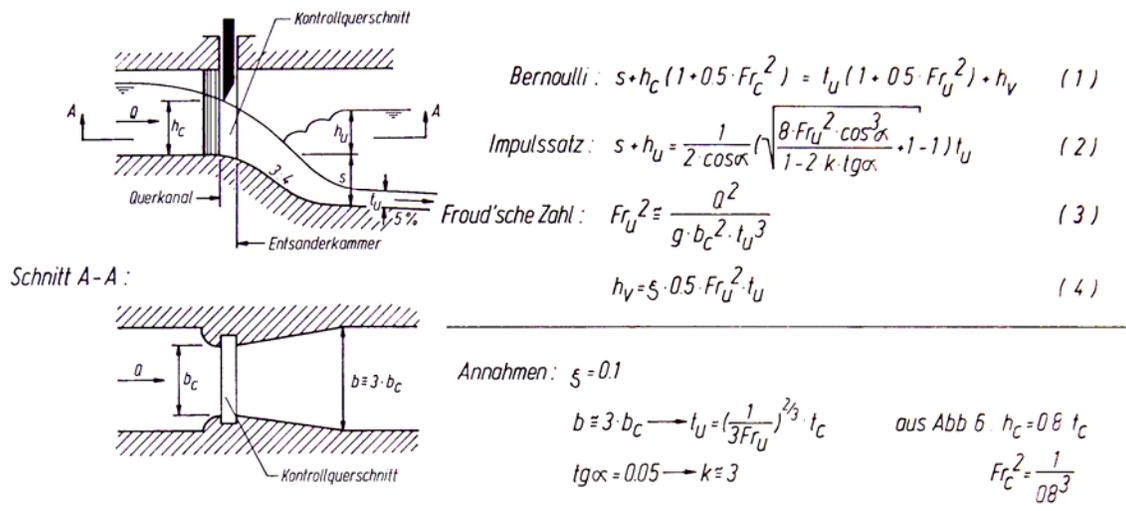


Abb. 69. Erforderliche Höhenlage des Kammerwasserspiegels h_u [31]

Für die erforderliche Höhenlage des Wasserspiegels in der Entsanderkammer h_u erhält man [11]:

$$h_u \leq 0,70.t_c, \text{ [m]}$$

und für die Absturztiefe s (Stufenhöhe zur Entsanderkammer) [11]:

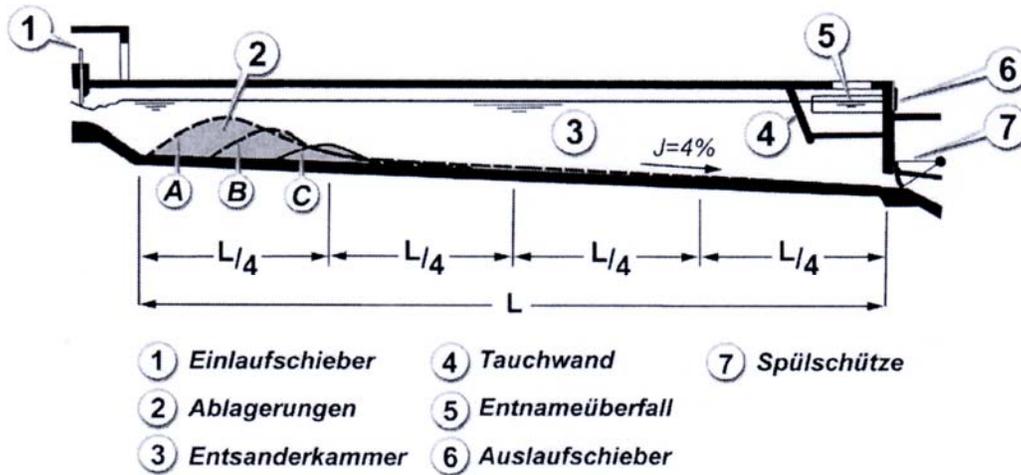
$$s \geq 0,56.t_c, \text{ [m]}$$

Diese Richtwerte sind in der Praxis überprüft worden und haben sich bewährt [11].

3.4.1.4. Die unterschiedlichen Spülsysteme bei Langsandfängen (The Different Flushing Systems for Sand Traps)

In der Entsanderkammer lagern sich eingezogenes Geschiebe und Schwebstoffe, welche die Wasserfassung passieren haben, ab. Diese Ablagerungen müssen, sobald sie eine bestimmte Ablagerungshöhe erreichen, aus dem Absetzbecken entfernt werden. Bei allen Sandfangarten geschieht dies durch die auf den nächsten Seiten beschriebenen Spülsysteme.

Messungen der Ablagerungen von B. Hofer (1979) in der Entsanderkammer der Wasserfassung Pitzbach des Kauner-Kraftwerkes haben gezeigt, dass der Hauptteil des Geschiebes im vorderen Abschnitt des Beckens liegenbleibt. Die Ablagerungsform variiert entsprechend der Kurven A, B und C (siehe die nächste Abb. 70.), je nachdem wie stark die (mittlere) Wassermenge Q_m den Ausbaudurchfluss Q_a unterschreitet. Für den Ausbaudurchfluss Q_a zeigt Hofer, dass der Ablagerungsscheitel ca. im obersten 1/4-Punkt der Kammerlänge liegt [9], [31], [43].



Geschiebeablagerung	mittlerer Zufluss	mittl. Ablagerungsvolumen
Kurve A	$Q_m = 0.72 \cdot Q_A$	$V_m = 3.7 \cdot V_o$
Kurve B	$Q_m = 0.89 \cdot Q_A$	$V_m = 2.0 \cdot V_o$
Kurve C	$Q_m = 0.98 \cdot Q_A$	$V_m = V_o$

$Q_a = 5.4 \text{ m}^3/\text{s}$ Ausbaudurchfluss
 $V_o = 11 \text{ m}^3$ Ablagerungsvolumen bei Q_a

Abb. 70. Ablagerungsverteilung in Langsandfängen nach Fallrechenfassungen für mittlere Zuflüsse $Q_m = 0.72, 0.89, 0.98$ mal Ausbaudurchfluss (Q_a) [9], [31], [43]

Beträgt z. B. der mittlere Zufluss Q_m nur 72% des Ausbaudurchflusses Q_a , so erhöht sich das mittlere Ablagerungsvolumen um einen Faktor von 3,7.

Hauptsächlich unterscheidet man bei den Langsandfängen folgende zwei Gruppen von Spülsystemen [7], [9]:

- mit intermittierendem Spülsystem (with intermittent (periodic) flushing)
- mit kontinuierlichem Spülsystem (with continuous flushing)

3.4.1.4.1. Entsanderkammer mit intermittierender Kammerwasserspülung (Settling Tanks with Intermittent (Periodic) Flushing)

Horizontalspülsystem: Büchi

Beim Spülsystem Büchi, welches um 1917 entwickelt und von J. Büchi patentiert wurde, wird der Zufluß zum Absetzbecken mittels einer Regulierschütze gedrosselt und das Becken durch Öffnen der Spülschütze (siehe die nächste Abb. 71) entleert. Dadurch stellt sich, bedingt durch die Neigung der Sohle, ein schiessender Spülstrom ein, der Kraft seiner Turbulenz die Ablagerung auf der Sohle durch die Spülrinne und den anschliessenden Spülkanal ins Unterwasser transportiert. Hinsichtlich der Sohlneigung gilt: je steiler, desto schneller lassen sich die Ablagerungen ausspülen [9].

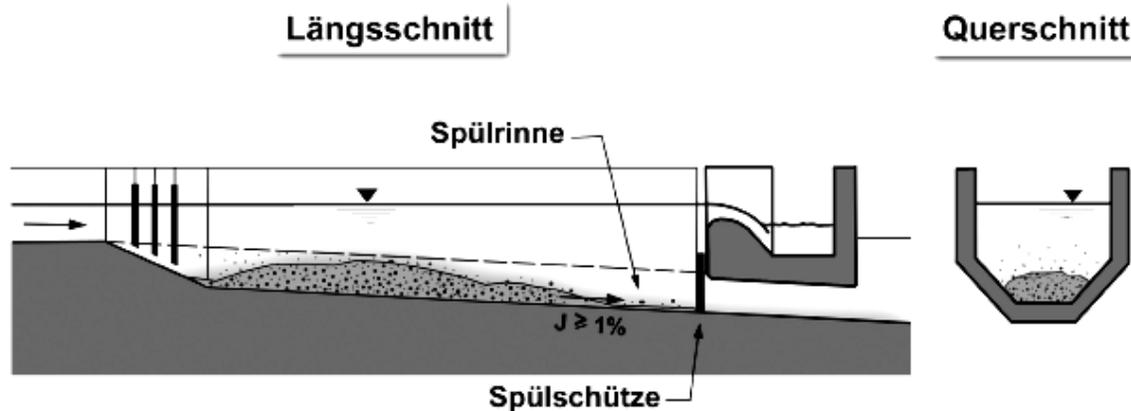


Abb. 71. Entsanderkammer mit horizontalem Spülsystem nach Büchi [9]

Die Spülöffnung am Spülschütz muss dabei so groß dimensioniert werden, dass diese ohne Rückstau durchströmt wird. Der anschliessende Spülkanal sollte gleiches Gefälle und gleiche Breite wie die Spülrinne aufweisen. Im Grundriß gekrümmte Spülkanäle müssen ausreichend grosse Radien aufweisen, um keinen Rückstau in Richtung des Beckens zu verursachen [9].

Die Spülung wird entsprechend den Erfordernissen (Überschreiten einer bestimmten Ablagerungshöhe) intermittierend ausgelöst. Das für die Spülung benötigte Wasser kann so auf ein Minimum reduziert werden. Allerdings ist dabei die vollständige Entleerung des Beckens notwendig, so dass immer mindestens 2 Becken gebaut werden müssen, wenn der Spülvorgang nicht zu einer Unterbrechung des Betriebes der gesamten Wasserkraftanlage führen soll [9].

TIWAG-Horizontalspülsystem beim Tiroler Wehr (Tyrolean Flushing System for Sand Traps)

Die Wirkungsweise dieses Spülsystem beruht auf dem eingangs besprochenen Horizontalspülsystem.

Es erfolgt die Entsanderspülung intermittierend. Der Spülvorgang wird vom Gewicht der Geschiebeablagerung über der in Strömungsrichtung vordersten Sohlmembrandose (pressure cell) ausgelöst. Um nur das Gewicht der Geschiebeablagerung über der Sohlmembran (pressure cell) zu messen, muss das Gewicht der Wasserauflast in der Entsanderkammer mit Hilfe einer Wandmembrandose mitgemessen und von dem auf die Sohlmembran wirkenden Gesamtgewicht - Geschiebe + Wasserauflast - abgezogen werden. Das wird elektronisch aber auch mechanisch mit Hilfe einer Art Waage - bestehend aus Druckmessdosen und Waagebalken – durchgeführt [11].

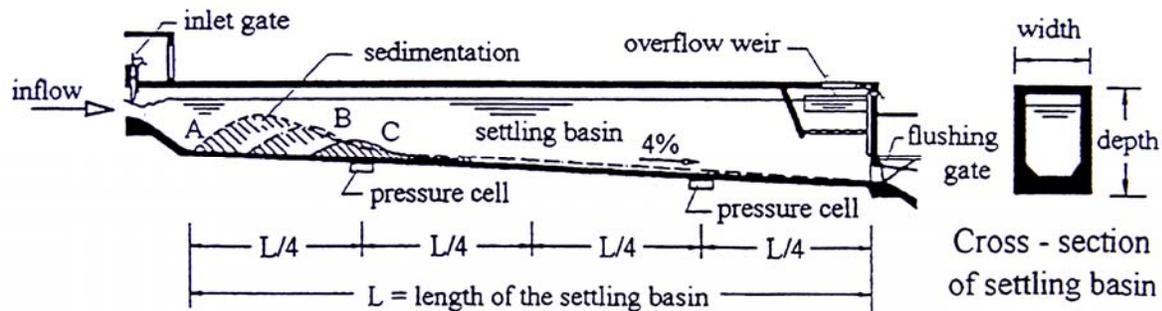


Abb. 72. Entsanderkammer eines Tiroler Wehrs [43]

Da aber speziell im Hochgebirge, an unzugänglichen Stellen, eine Stromversorgung nicht immer möglich ist, wurde ein rein mechanisches Spülsystem entwickelt. Weder die Auslösung der Spülung, noch die Betätigung des Spülschützes selbst, benötigen eine externe Energieversorgung. Bei dieser als *TIWAG-Spülsystem* bezeichneten Einrichtung kommt ein speziell adaptiertes Segmentschütz (flushing gate) als Spülschütz zum Einsatz [11].

Die nächsten Abbildungen stellen in Schritt für Schritt die Funktionsweise des TIWAG-Spülsystems:

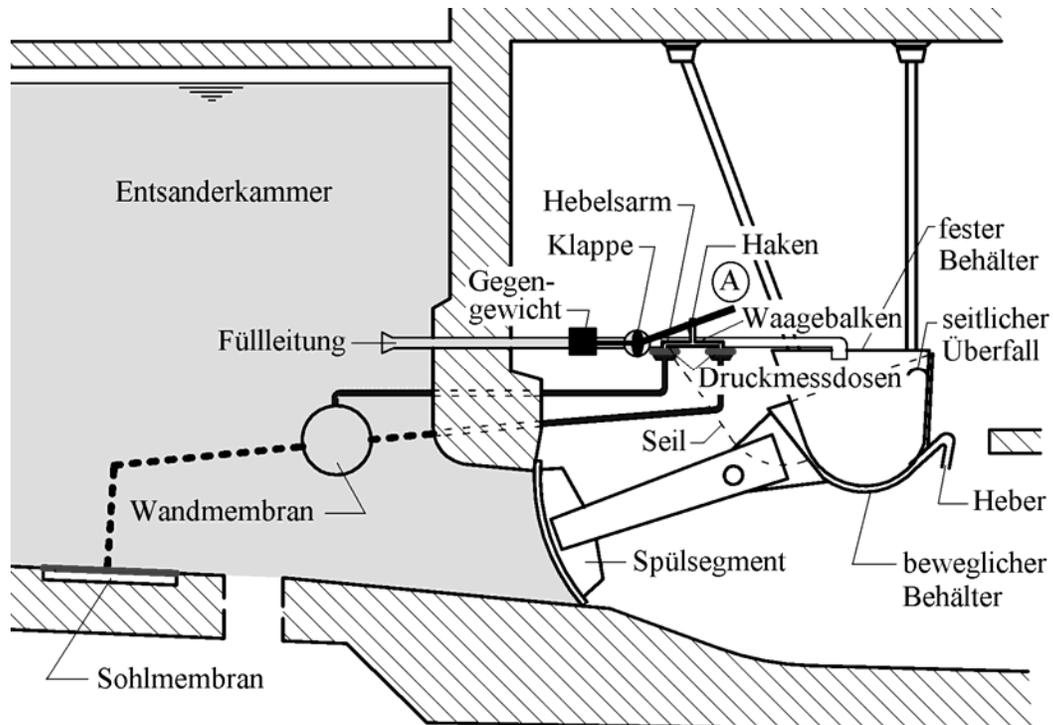


Abb. 73.1. Immer noch keine Ablagerung über der Sohlmembrandose. Waagebalken ist im Gleichgewicht [11]

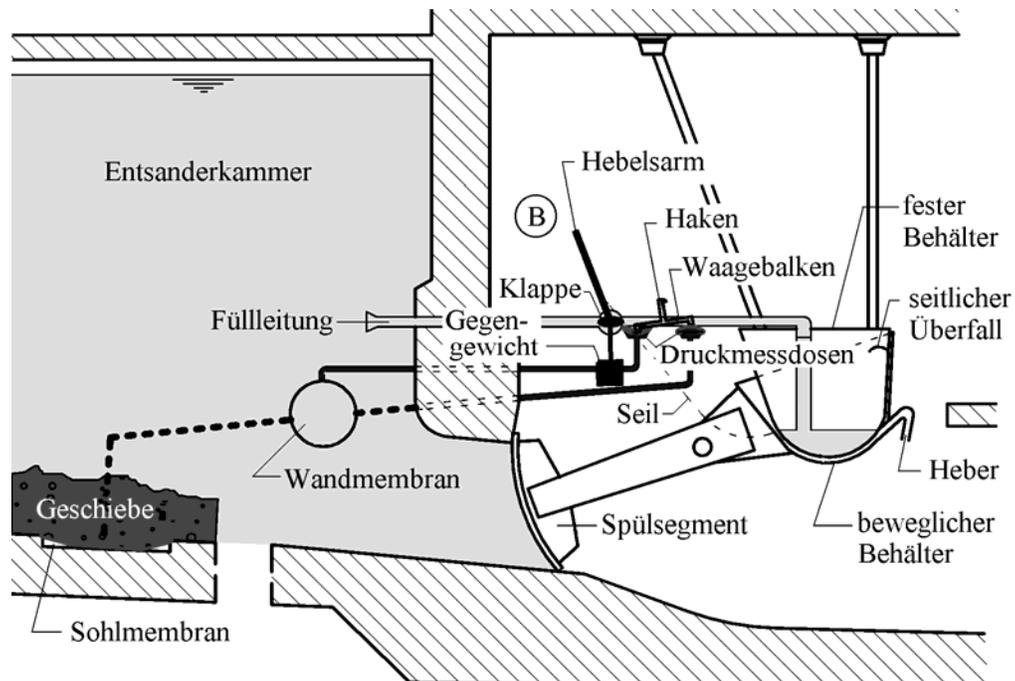


Abb. 73.2. Die Geschiebeablagerung über der Sohlmembrandose löst den Spülvorgang aus. Die aus Gummi bestehende Membran der Sohlmembran-Druckmessdose beult aus, der Waagebalken stellt sich schräg und der Haken gibt den Hebelsarm mit dem Gegengewicht frei. Durch die Bewegung des Hebelsarms in die Stellung „B“ öffnet sich auch die Klappe und über die Fülleitung fließt Wasser in den festen Behälter [11]

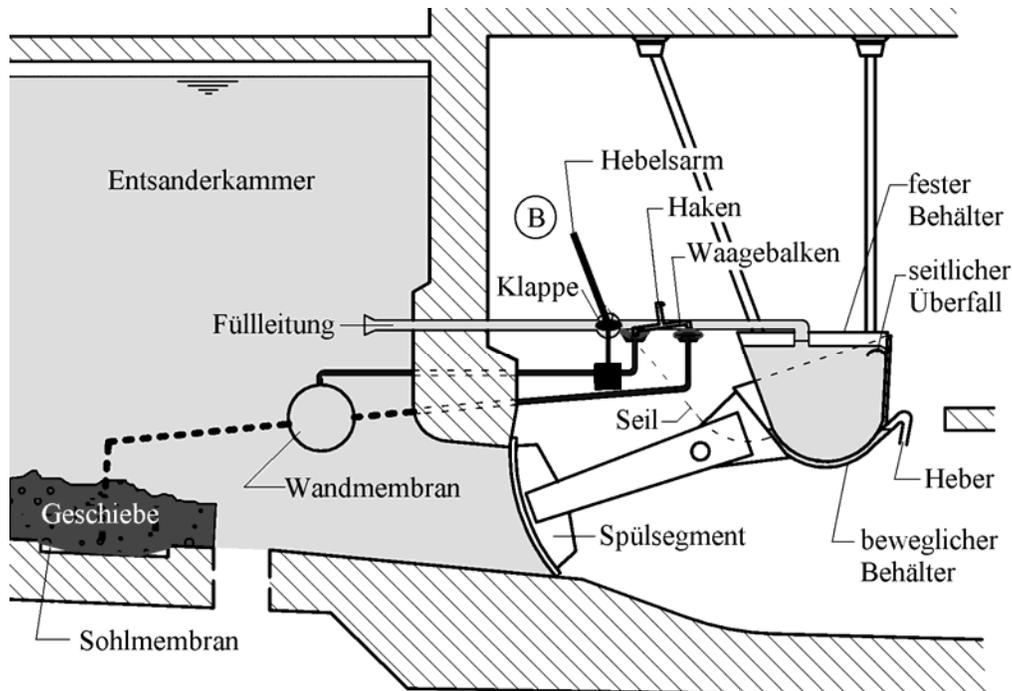


Abb. 73.3. Der feste Behälter ist voll und über den seitlichen Überfall beginnt sich der Raum zwischen beweglichem und festem Behälter rasch mit Wasser zu füllen. Auf Grund des hydrostatischen Paradoxons entsteht eine große Öffnungskraft [11]

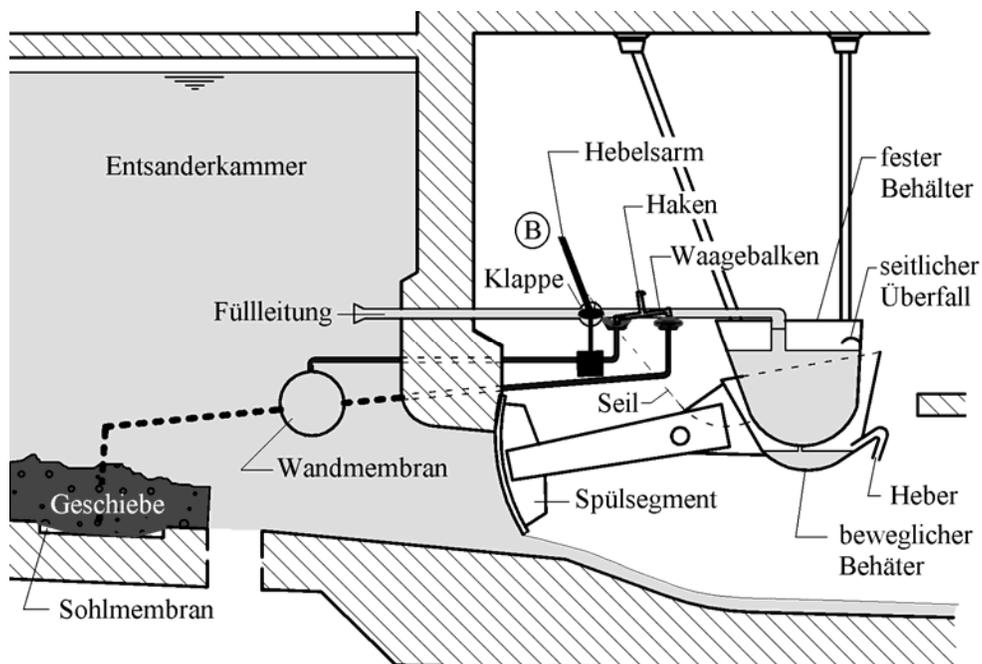


Abb. 73.4. Das Spülsegment wird durch die große Öffnungskraft aus der Verschlussstellung gerissen. Der bewegliche Behälter füllt sich langsam mit Wasser aus dem festen Behälter. Durch die Zunahme des Gewichtes im beweglichen Behälter öffnet sich das Spülschütz immer weiter. Nach Entleerung der Entsanderkammer (Freispiegelabfluss im Bereich der Spülöffnung) beginnt der eigentliche Spülvorgang [11]

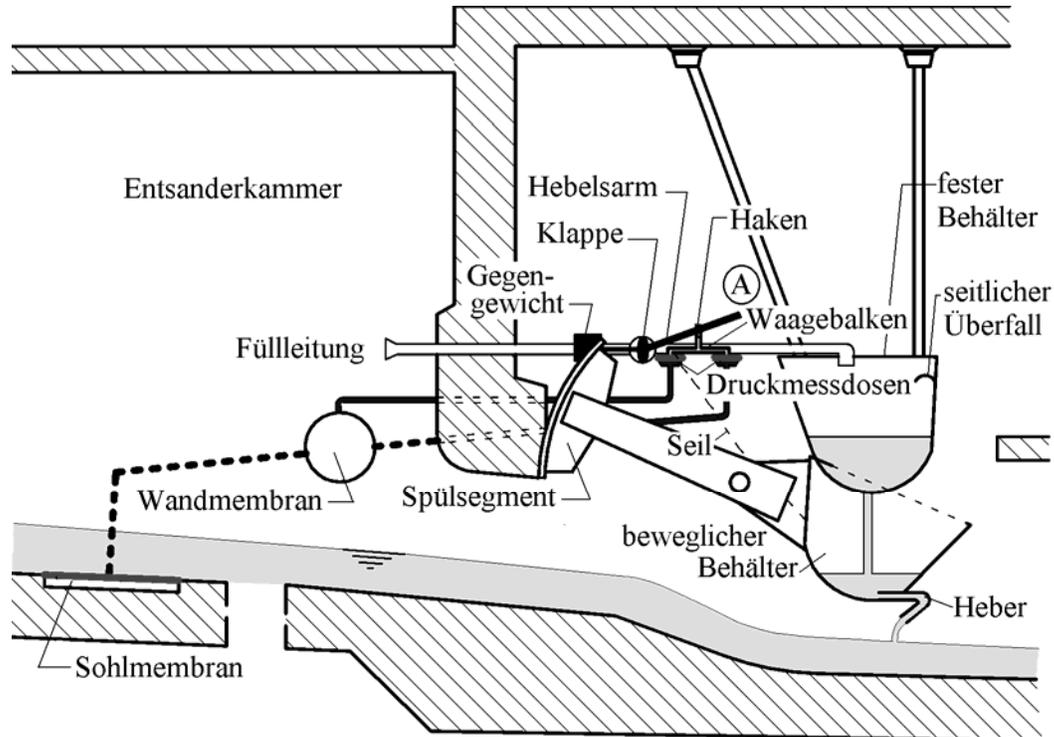


Abb. 73.5. Die Spülöffnung ist jetzt vollständig offen. Das gestraffte Seil zieht den Hebelarm in die Verriegelungsstellung „A“ zurück und schließt die Klappe. Über den Heber beginnt sich der bewegliche Behälter zu entleeren. Mit der Entleerung des beweglichen Behälters schließt sich das Spülsegment ganz langsam. Der Spülvorgang ist beendet [11]

Vertikalspülsystem: BIERI

Da das Spülwasser verlorenght, ist man bestrebt, die Spülwassermenge möglichst gering zu halten. Diese Bestrebungen wurden von H. Bieri und der von ihm gegründeten Firma BIERI Hydraulik AG (BIERI 1996 – 2002) im nachfolgend beschriebenen Spülsystem umgesetzt. Der erste Entsander dieser Bauart wurde 1956 realisiert [9].

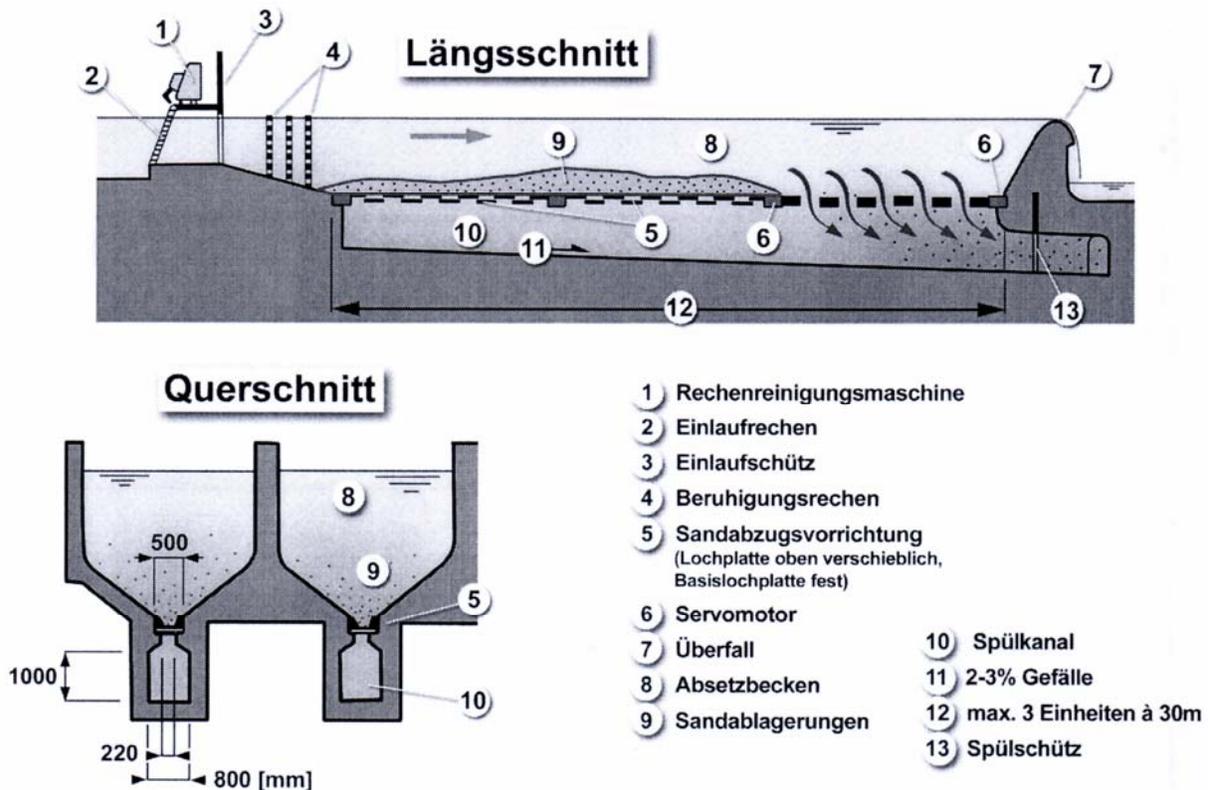


Abb. 74. Entsanderbecken (8) mit vertikalem Spülsystem nach H. Bieri. Durch Öffnen der verschieblichen Lochplatten (5) werden die Sandablagerungen (9) über den Spülkanal (10) ausgespült. Während der Spülung kann die gleiche Wassermenge über den Überfall (7) gefasst werden [9], [45]

Beim Spülsystem Bieri ist die Spülrinne (10) von der Sohle des Absetzraums (tiefste Stelle im Trapezquerschnitt) durch zwei übereinanderliegende Lochplatten (5), die horizontal gegeneinander versetzt sind, getrennt. Eine der Platten ist fest ins Bauwerk einbetoniert, wohingegen die andere mittels Servomotor verschoben werden kann und somit eine in der Größe verstellbare Öffnung zur Spülung freigibt. Die Lochplatten weisen rechteckige Öffnungen von 190/200 mm auf. Der über den Lochplatten abgelagerte Sand wird durch die Öffnungen, die durch das gegenseitige Verschieben der Platten freigegeben werden, in den darunterliegenden Spülkanal (10) abgezogen und unterwasserseitig zurück ins Flussbett gespült. Untersuchungen von Bieri Hydraulik haben gezeigt, dass der Spülwasserverbrauch gegenüber Entsandern mit horizontaler Spülung (bzw. Horizontalspülsystem Büchi) um 50% verringert werden kann [9].

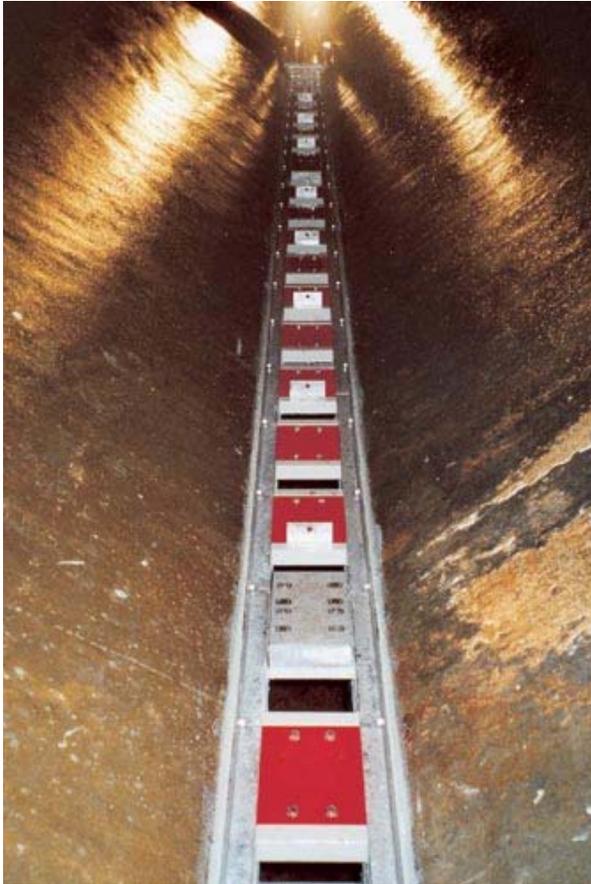


Abb. 75.1. Die übereinanderliegenden Lochplatten der Sandabzugsvorrichtung [Bieri Hydraulik AG]

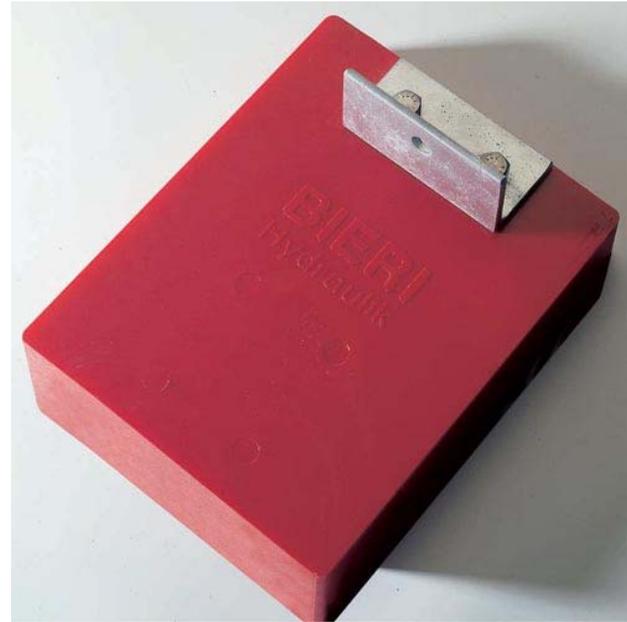


Abb. 75.1. Die mittels Servomotor verschiebbliche Lochplatte (beschichtete Motec-Platte) [Bieri Hydraulik AG]

Dadurch wird dieses System gerade bei großen Ausbauwassermengen wirtschaftlich besonders interessant. Weiterhin kann unter bestimmten Umständen auf das Spülschutz verzichtet werden. Dazu muss aber die langfristige Dichtheit der Lochplatten gewährleistet sein, da ansonsten Leckwasserverluste auftreten können, die die wirtschaftlichen Vorteile des Systems zunichte machen [9].

Ein wesentlicher Nachteil dieses Spülsystem ist die Verklemmungsgefahr der Öffnungen der Lochplatten (geöffnet nur beim Spülvorgang durch gegenseitiges Verschieben) durch Geschwemmsel (z. B. Holz u. a.) bzw. sogar durch größere Steine.

Vertikalspülsystem: Serpent sediment-slucing system (4S)

Das 1988 im Norwegen von Haakon Støle entwickelte und als 4S patentiert sogenannte „Serpent sediment-slucing system“ ist das jüngste Spülsystem und hat sich bereits in der Praxis bei 2 Wasserkraftwerken (WKW) in Nepal bewährt – WKW Jhimruk ($P_a = 12$ MW) und WKW Andhi Khola ($P_a = 5,1$ MW) [9], [49], [50], [52].

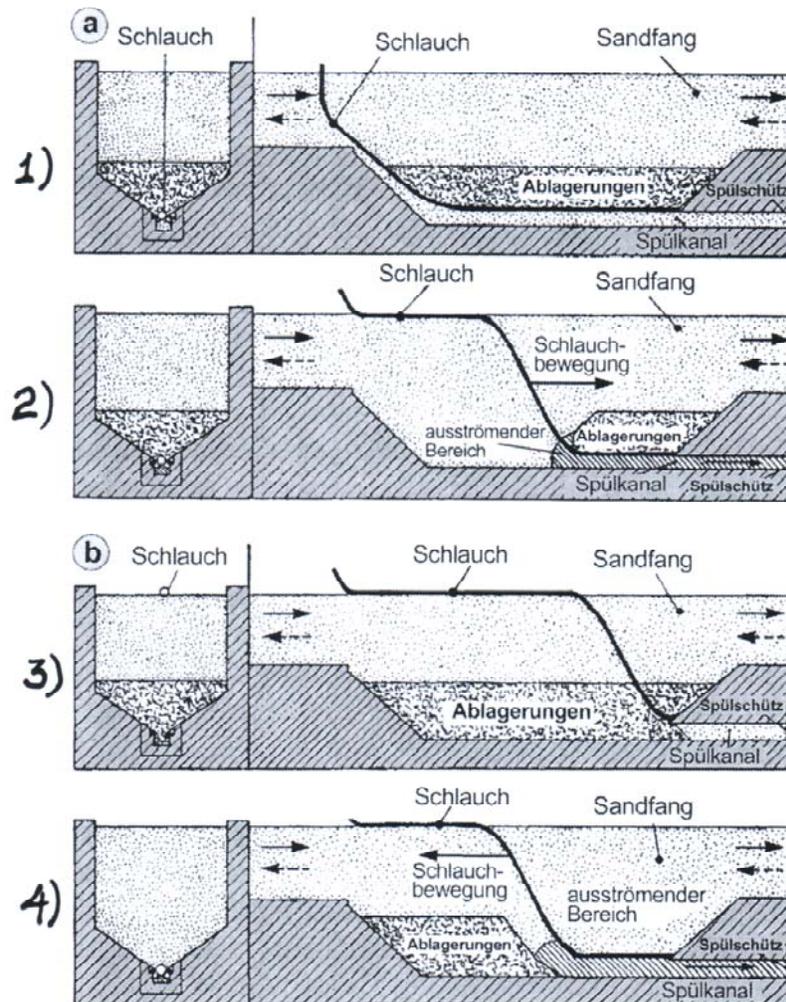


Abb. 76. Vertikales Spülsystem Serpent sediment-slucing system (4S) [9]

Bei diesem System wird die Öffnung zwischen Spülrinne (1) und trichterförmiger Sohle des Absetzraumes (2) durch einen strapazierfähig beweglichen Gummischlauch (4) verschlossen. Der Gummischlauch (4) ist nach Abb. 76.1) bzw. Abb. 77. 1. in der Verschlussstellung wassergefüllt. Wird er stattdessen mit Druckluft befüllt, so hebt er sich langsam vom Spülkanal (1) ab (Abb. 76. 2) bzw. Abb. 77. 4.) und gibt diesen bis

zum Auslass (3) frei. Das so in die Spülrinne einströmende Wasser setzt die abgelagerten Sedimente in Bewegung und transportiert diese aus dem Sandfang hinaus. Die Spülwassermenge wird dabei über den Spülschütz reguliert. Nach Abschluß des Spülvorganges wird der Schlauch (4) wieder mit Wasser befüllt, wodurch er sich in seine Ausgangsposition zurückbewegt und die Spülrinne erneut abschliesst [9], [51], [53], [54].

Auf die nächsten 5 Abbildungen bedeutet die Nummerierung:

1. Spülrinne bzw. -kanal (sluice)
2. Sandfang (settling basin)
3. Spülauslass (outlet of the sluice)
4. strapazierfähig beweglicher Gummischlauch (flexible rubber pipe)
5. Gewichtseinrichtung (weight arrangement)
6. Spülschütz (sluice gate)
7. Zuleitungsrohr (supply tube)

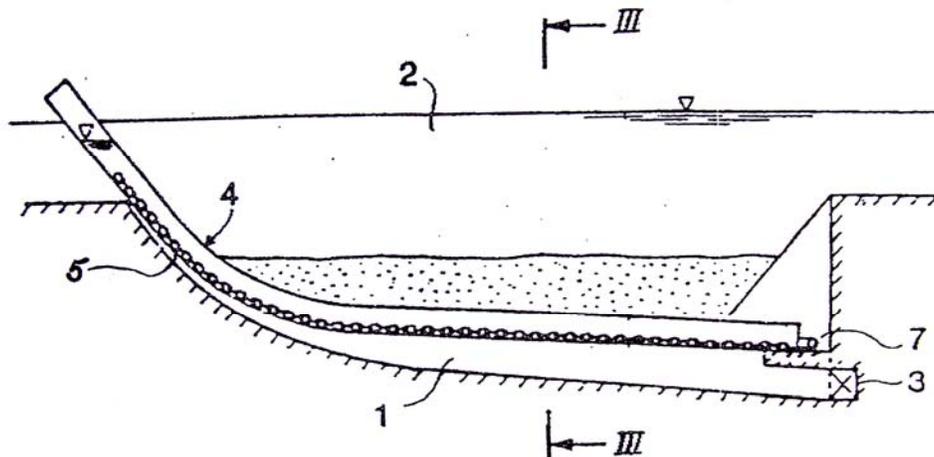


Abb. 77. 1. Serpent sediment-slucing system (4S). Längsschnitt durch den Sandfang. Hier ist der Gummischlauch wassergefüllt und die Öffnung zwischen Spülrinne (1) und trichterförmiger Sohle des Absetzraumes (2) ist durch ihn (4) verschlossen [54]

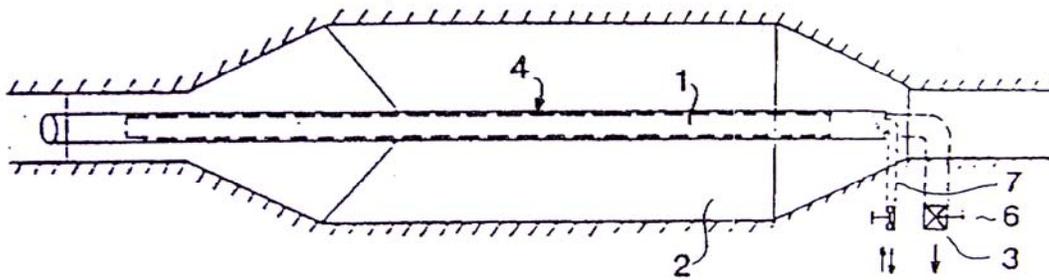


Abb. 77. 2. Serpent sediment-slucing system (4S). Aufsicht auf dem Sndfang [54]

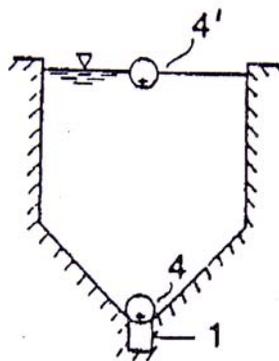


Abb. 77. 3. Serpent sediment-slucing system (4S). Querschnitt (III – III) durch den Sndfang [54]

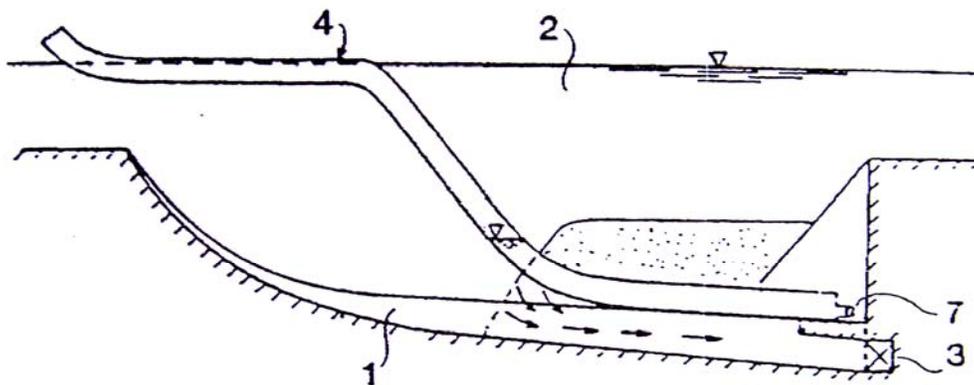


Abb. 77. 4. Serpent sediment-slucing system (4S). Man beginnt den Gummischlauch mit Druckluft zu füllen, so hebt der Schlauch sich langsam vom Spülkanal (1) ab und gibt diesen bis zum Auslass (3) frei [54]

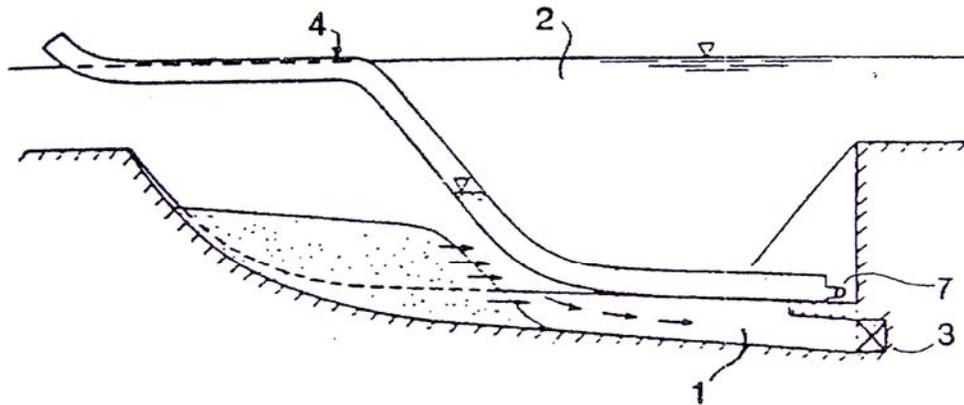


Abb. 77. 5. Serpent sediment-slucing system (4S). Hier beginnt man (siehe auch Abb. 76. 4)) den Gummischlauch wieder mit Wasser zu füllen, so sinkt der Schlauch langsam auf den Spülkanal (1) und schließt diesen [54]

3.4.1.4.2. Entsanderkammer mit kontinuierlicher Kammerwasserspülung (Settling Tanks with Continuous Flushing)

Vertikalspülsystem: DUFOUR

Das Dufour-Spülsystem ist ebenfalls ein vertikales Spülsystem, allerdings mit kontinuierlicher Spülung.

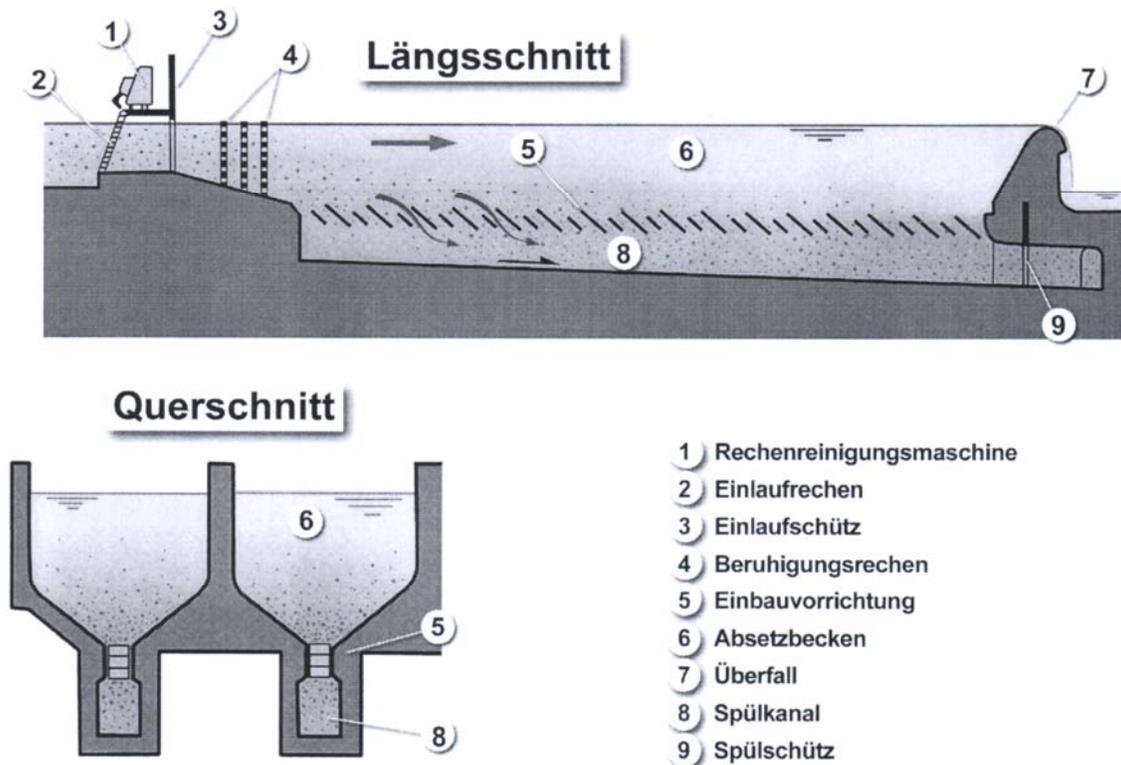


Abb. 78. Entsanderkammer mit vertikalem Spülsystem nach Henri Dufour mit Formsteinen. Durch Öffnen und Schliessen der Spülschütze (9) wird die Spülwassermenge reguliert und ein kontinuierliches Ausspülen der sedimentierten Partikel über die Einbauvorrichtung (5) erreicht [9]

Die Sohle des Absetzraumes wird durch quer zur Strömungsrichtung liegenden Sohlsteinen (Formsteinen) [11] von der Spülrinne abgetrennt. Dadurch werden Öffnungen zwischen den Formsteinen (Form siehe die nächsten 2 Abbildungen) gebildet, die vom Beginn des Sandfanges bis zum Ende am Überlauf immer kleiner werden (von ca. 20 cm auf 10 cm abnehmend) [9]. Bei Formsteinen, muss der Spalt zwischen den Sohlsteinen einerseits so groß sein, dass eingezogenes Geschiebe

sich nicht verklemmen kann, andererseits sollte nicht zu viel Wasser durch den Spalt abfließen. Bei Bedarf muss jeder zweite Spalt verschlossen werden [11]. In der Spülrinne bzw. Geschiebe-Sammelkanal werden Strömungsgeschwindigkeiten von ca. 2,0 - 2,5 m/s angestrebt [9], so dass ein kontinuierlicher Abtransport der ausgespülten Sedimente ohne Ablagerungen gewährleistet ist. Kontrolliert wird die Spülwassermenge durch einen Spülschieber. Der Geschiebe-Sammelkanal ist so groß zu bemessen, dass im Spülkanal ein Freispiegelabfluß gesichert ist [11].

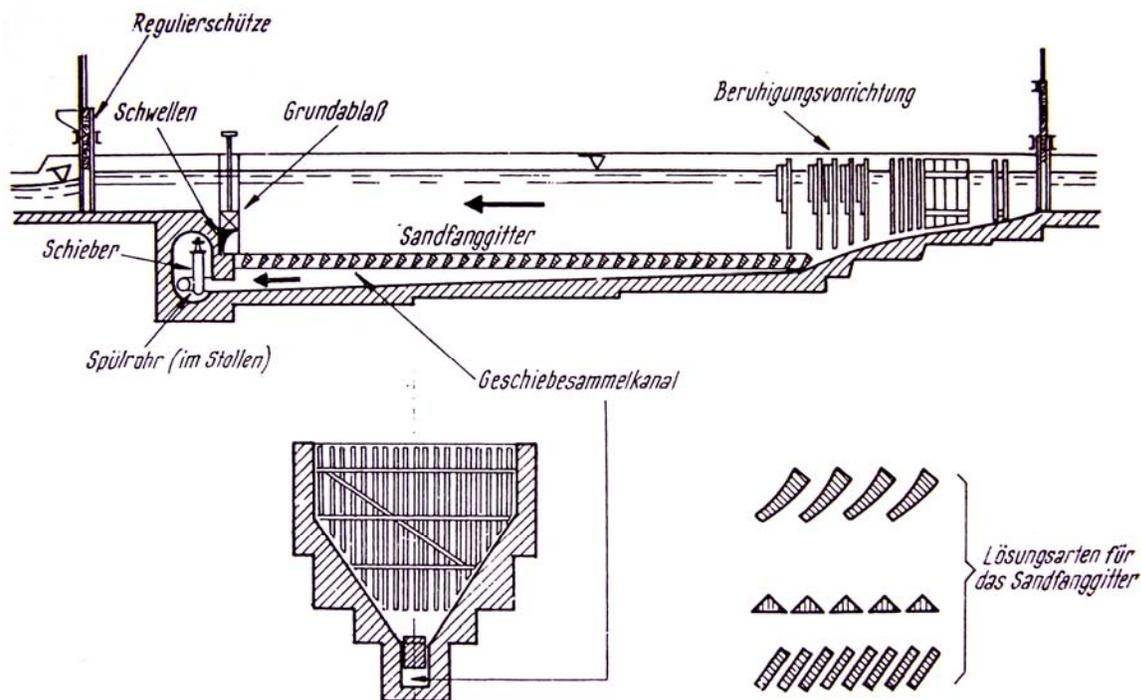


Abb. 79.1. Entsanderkammer mit vertikal kontinuierlicher Spülsystem nach Henri Dufour [15]

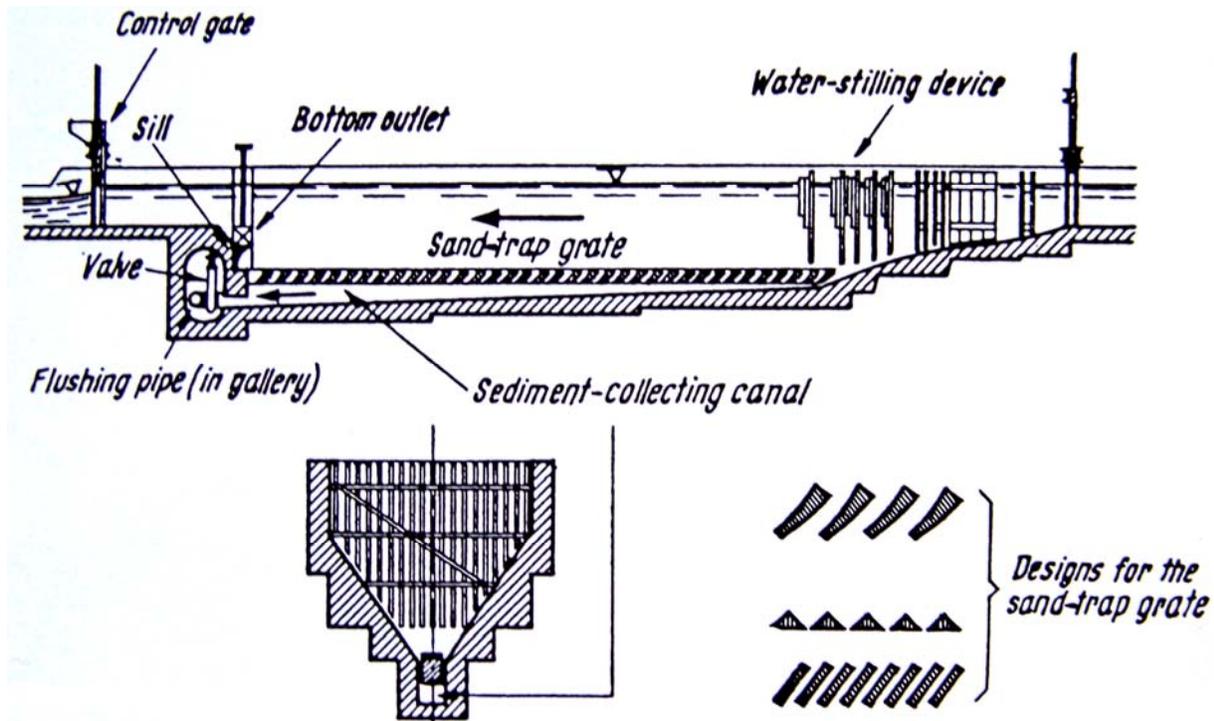
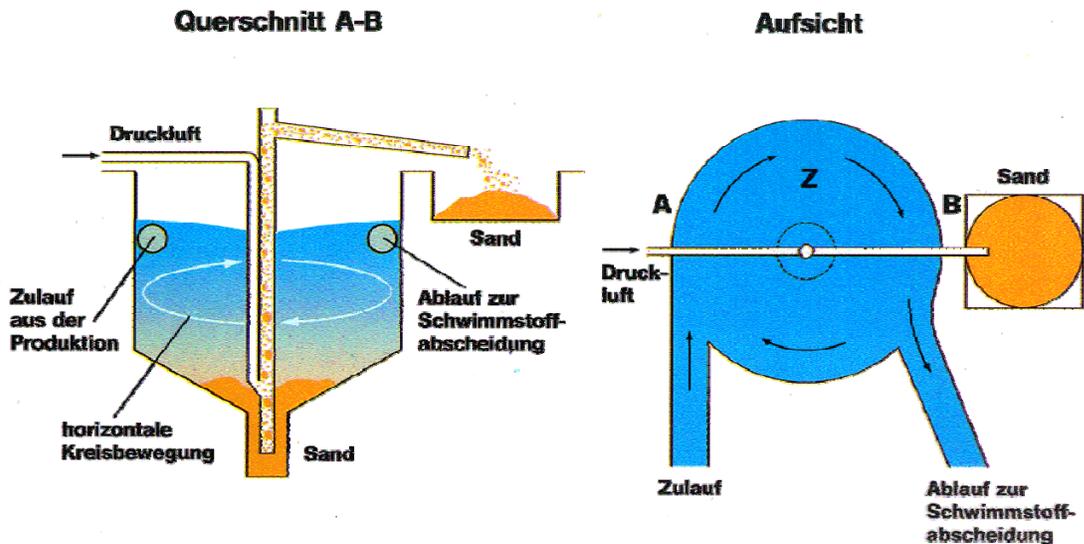


Abb. 79.2. Settling basin with vertical continuous flushing after Henri Dufour [33]

Die zur Spülung benötigte Wassermenge beträgt in der Regel 5 -10% des in den Sandfang einströmenden Wassers und ist damit, verglichen zu den anderen Spülsystemen, sehr hoch [9]. Aus diesem Grund ist das Dufour-System gegenüber einem intermittierenden bis auf wenige Einzelfälle wirtschaftlich uninteressant. Praktisch nur bei ganzjährig übermäßig zur Verfügung stehendem Spülwasser und bei Dotierwasserabgabe wird dieses System wirtschaftlich.

3.4.2. Rundsandfang (Round Grit Chamber)

Der Rundsandfang findet seine Anwendung fast ausschließlich in der Abwassertechnik. Bei dieser Bauart fließt das Wasser dem kreisförmig und im Vertikalschnitt trichterförmig ausgebildeten Becken tangential zu. Nach Durchströmen eines Zentriwinkels von 180° gelangt das Wasser in den Auslauf.


Dimensionen:

Strömungsgeschwindigkeit in der Abtrennzona Z: 30 cm / sec

Durchmesser des Sandfangs je nach Abwassermenge etwa 0,5 bis 5 m

Korndurchmesser der abgetrennten Grobstoffe > 0,1 mm

Abb. 80.1. Rundsandfang – Querschnitt A-B und Aufsicht [Folienserie des Fonds der Chemischen Industrie - Umweltbereich Wasser]

Die durch die erzwungene Kreisbewegung auf das Wasser wirkende Zentrifugalkraft bewirkt einen Wasserspiegelanstieg von der Beckenmitte nach aussen hin. Durch den erzeugten Überdruck in der Randzone des Beckens stellt sich ähnlich wie bei Flusskrümmungen eine sekundäre kreisförmige Bewegung ein, die an der Sohle zur Beckenmitte gerichtet ist. Diese Querströmung transportiert den sedimentierten Sand in den zylindrischen Sandsammelraum in Beckenmitte. Von dort wird er mittels Mammutpumpen geräumt [9].

Leichte Schwebstoffe werden durch die aufwärtsgerichtete Querströmung im Bereich der Achse mitgespült und gelangen mit der Hauptströmung in den Auslauf.

Beim Entwurf sollten folgende Bedingungen eingehalten werden [9]:

- Die Zuflussgeschwindigkeit sollte ca. 0,75 m/s betragen und 1,00 m/s nicht übersteigen.
- Die Geschwindigkeit im Auslaufquerschnitt darf nicht über 0,8 m/s liegen.

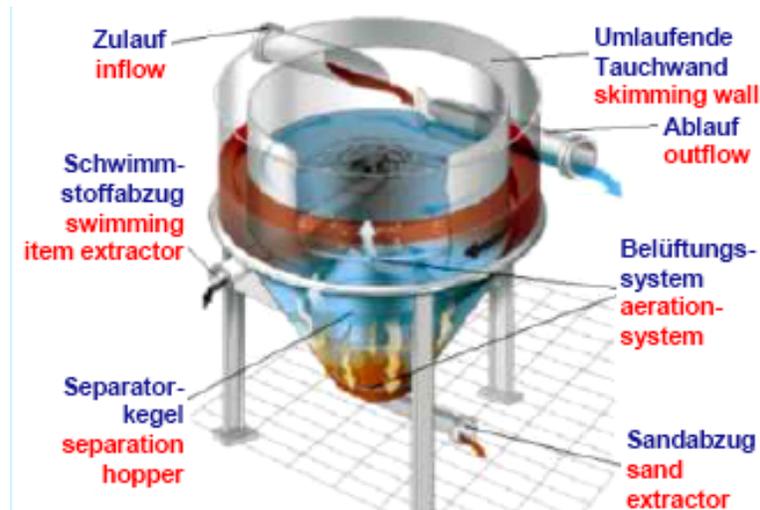


Abb. 80.2. Rundsandfang [46]

Um das Absetzen organischer Bestandteile im Sandfang zu vermeiden, können diese Sandfänge auch mit Belüftungssystemen betrieben werden.

N. B.: **Mammutpumpe:** Im literatur bezeichnet auch als:

- Gasmischheber, Druckluftheber, Luftkolben – auf Deutsch
- Mammoth Pump, Gas (Air) Lift Pump, Air Slug – auf Englisch.

Die Mammutpumpe dient zum Fördern von Flüssigkeiten und Flüssigkeit-Feststoff-Gemischen [9]. Da die Mammutpumpen weder bewegte Teile (Kolben, Ventile usw.) noch Stopfbuchsen haben, sind sie gegen Verunreinigungen unempfindlich und sehr betriebssicher. Die Wirkungsweise der Mammutpumpe beruht auf dem Gesetz vom Gleichgewicht der Flüssigkeiten in kommunizierenden Röhren. Die nächste Abb. 81. zeigt den prinzipiellen Aufbau einer derartigen Pumpe. Sie besteht aus dem Steigrohr (1) und dem Mischgehäuse (4). Die in das Mischgehäuse (4) gepresste Druckluft (5) tritt in das Steigrohr ein, wo sie sich mit der Förderflüssigkeit vermischt und dadurch ihre Dichte verringert (Schaumbildung). Nach dem Gesetz leitend verbundener Rohre wird das leichte Luft- Flüssigkeits-Feststoff-Gemisch durch die über der unteren Öffnung des Steigrohrs stehende Flüssigkeitssäule hochgedrückt. Die Eintauchtiefe beträgt durchschnittlich 0,5- bis 2,0-fache der Förderhöhe [AWT Umwelttechnik Eisleben GmbH].

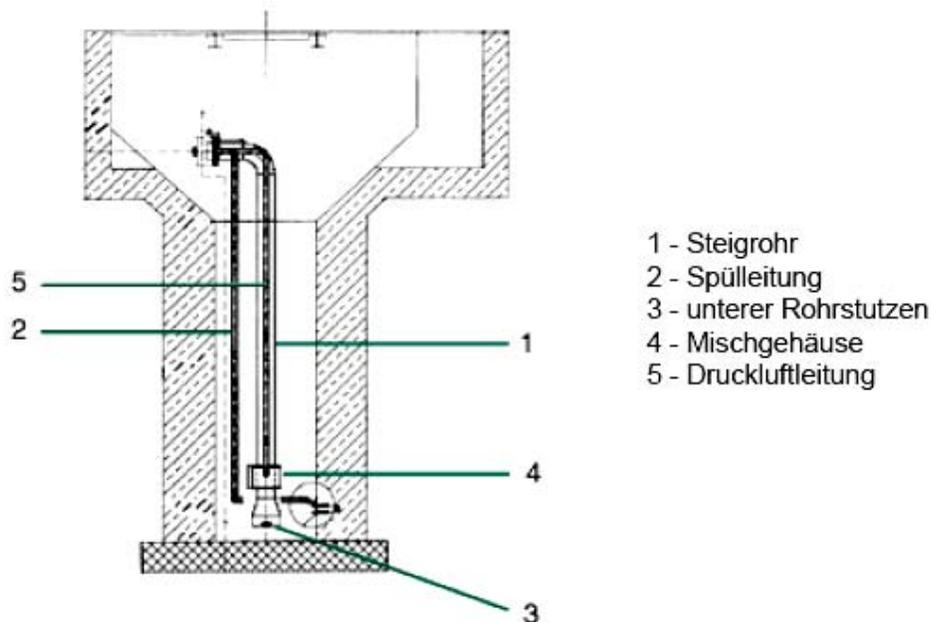


Abb. 81. Schematische Darstellung der Wirkungsweise der Mammutpumpe [AWT Umwelttechnik Eisleben GmbH]

Diese Pumpe wird oft in der Wasseraufbereitung verwendet, da sie sehr gut zum Fördern von Schlamm geeignet ist.

3.4.3. Tiefsandfang (Deep Grit Chamber)

Wie den Rundsandfang findet der Tiefsandfang seine Anwendung fast ausschließlich in der Abwassertechnik. Der Tiefsandfang wurde von H. Blunk (1933) entwickelt. Die Funktionsweise entspricht einem vertikal von unten nach oben durchströmten Absetzbecken. Die nächste Abb. 82. zeigt schematisch einen Vertikal- und Horizontalschnitt durch diesen Sandfangtyp.

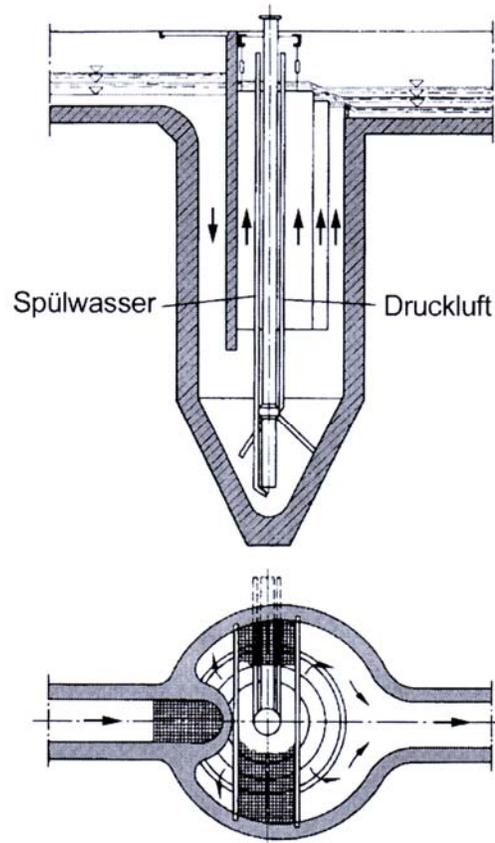


Abb. 82. Tiefsandfang – Vertikal- und Horizontalschnitt [9]

Beim Tiefsandfang wird das Wasser über einen Zuleitungskanal dem zylindrischen Behälter zugeführt und durchströmt diesen von unten nach oben. Entsprechend dem Sedimentationsprinzip können so nur Partikel absinken, deren Sinkgeschwindigkeit im ruhenden Wasser w_0 größer ist als die Geschwindigkeit der aufwärtsgerichteten Strömung [9].

Beim Entwurf eines Sandfanges ist in aller Regel die Festlegung eines abzutrennenden Bemessungskornes d_{Gr} eine der ersten Überlegungen. Der Sandfang soll dann im Betriebszustand alle Körner (oder einen festzulegenden Prozentsatz), die einen größeren Durchmesser als das Bemessungskorn aufweisen, aus dem Wasser abtrennen. Da in aller Regel die Zuflüsse zum Sandfang zeitlich veränderlich sind, die Abtrennleistung im Sandfang von Abwasserreinigungsanlagen (ARA) aber möglichst konstant bleiben soll, hat H. Blunk die durchströmte Querschnittsfläche durch Anordnung von konzentrischen Tauchzylindern in unterschiedliche Zonen unterteilt. Die

Tauchzylinder werden dabei durch schlanke Wände aus Stahl oder Beton gebildet. Ihre Länge nimmt von aussen nach innen zu, so dass mit steigendem Zufluß Q ein Ring nach dem anderen von aussen nach innen in Funktion tritt. Die höhenmässige Abstufung der Tauchzylinder erfolgt derart, dass die Wasserspiegeldifferenz zwischen Ober- und Unterwasser gerade dem Energiehöhenverlust entspricht, der bei den zugehörigen Zuflüssen im Sandfang durch Umlenkung, Reibung und Überfall auftritt [9].

Nach Blunk soll der aufwärtsgerichtete Wasserweg mindestens 3 m betragen. Der senkrechte Zuführungskanal soll so bemessen werden, dass eine Fliessgeschwindigkeit von 1 m/s nicht überschritten wird, um die durch die Umlenkung der Strömung verursachte Turbulenz auf die untere Sandfangzone zu beschränken [9].

Der abgesetzte Sand sammelt sich im Sandsammelraum im unteren Trichter und wird von dort in der Regel durch Mammutpumpen abgezogen [9].

Die Bemessung des Tiefsandfangs erfolgt nach der Formel [9]:

$$A = \frac{Q}{w_0}, [\text{m}^2]$$

Hier sind:

A Querschnittsfläche, [m^2]

Q Durchfluss, [m^3/s]

w_0 Sinkgeschwindigkeit im ruhenden Wasser, [m/s]

Für verschiedene Zuflußmengen Q kann somit bei gegebener Sinkgeschwindigkeit w_0 des Bemessungskorns d_{Gr} die Abstufung des Gesamtquerschnittes A_{Gesamt} in einzelnen Ringzonen A vorgenommen werden. Von Blunk wurde für die Bemessung eine Oberflächenbeschickung mit 10 cm/s Strömungsgeschwindigkeit vorgeschlagen, was zur Folge hat, dass nur Partikel, die eine größere Sinkgeschwindigkeit w_0 als diese 10 cm/s aufweisen, sedimentieren. Diese Fallgeschwindigkeit w_0 wird erst von Sandkörnern mit Durchmessern von mehr als 0,6 mm erreicht [9].

Der Blunk-Sandfang ist damit ein ausgesprochener Grobsandfang und für das Abtrennen von Kornfraktionen im Feinstsandbereich mit kleineren Durchmessern ungeeignet. Im Hinblick auf die an Turbinen, Verschlussorganen, Wasserwegen usw. Verursachten Abrasionsschäden sind aber auch die Sandpartikel mit kleineren

Durchmessern als diese 0,6 mm aus dem Triebwasser zu eliminieren; Das wurde in Punkt 3.4. schon diskutiert. Somit hat dieser Sandfangtyp im Bereich der Entsandung des Triebwassers von Wasserkraftanlagen keine Bedeutung.

3.4.4. Hydrozyklon (Hydrocyclone)

Die bisher genannten Sandfangtypen arbeiten nach dem einfachen Prinzip der Sedimentation. Bei diesem Prinzip sinken die im Wasser enthaltenen abzutrennenden Partikel auf Grund ihrer größeren Dichte und der reduzierten Strömungsturbulenz in der beruhigten Strömung des Sandfanges ab und bleiben auf der Sohle liegen. Von dort werden sie mechanisch durch Räumler oder Pumpen oder hydraulisch durch Spülen (Prinzip Bieri, Büchi oder Dufour) entfernt.

Der Hydrozyklon arbeitet nach einem anderen Prinzip. Das Wasser strömt tangential in den zylindrischen Teil des Zyklons ein. Das von den Sedimentpartikeln gereinigte Wasser verlässt den Hydrozyklon über ein Überlaufrohr (overflow pipe) axial nach oben. Die abgetrennten Sedimente werden am unteren Ende des Zyklons durch das Unterlaufrohr (underflow pipe) abgeleitet. Das Wasser bewegt sich rechts vom Zulauf (Inlet) zum unteren Ende des Zyklons in Form einer kreisförmigen Primärwirbel (primary vortex). Von dort läuft es auf einem innenliegenden Sekundärwirbel (secondary vortex) senkrecht nach oben zum Überlaufrohr [9].

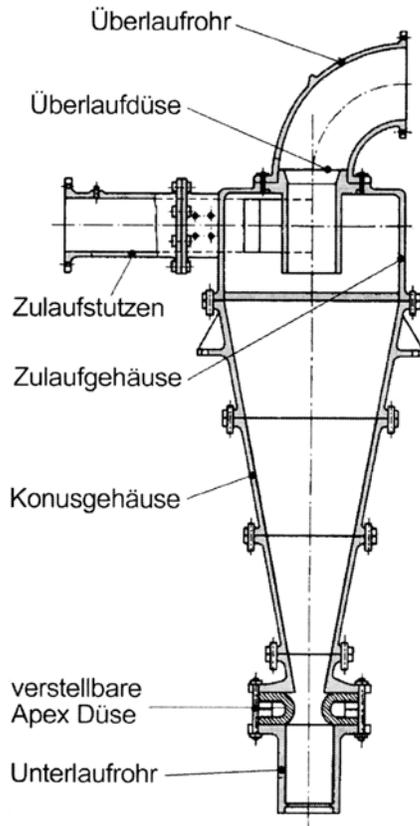


Abb. 83. 1. Hydrozyklon [9]

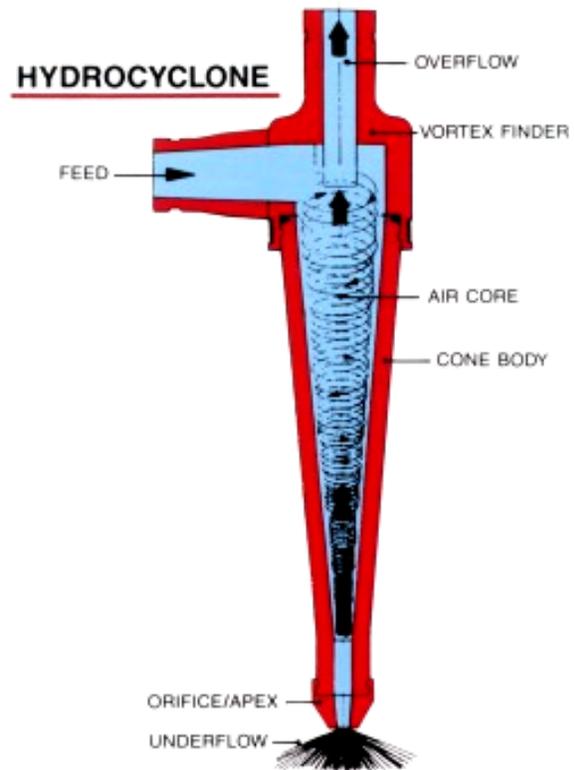


Abb. 83. 2. Hydrocyclone [Flo Trend® Systems, Inc]

Auf der Bahn des Primärwirbels wirken, bedingt durch große Tangentialgeschwindigkeiten (tangential velocities), grosse Zentrifugalkräfte (centrifugal forces). Diese Zentrifugalkräfte schleudern Teilchen mit größerer Dichte als Wasser an die Aussenwänden, an der sie absinken. Durch diese zusätzlich zur Gravitationskraft (force of gravity) auf die Teilchen wirkende Zentrifugalkraft erhöht sich nicht nur die Abtrennleistung, sondern es verbessert sich auch die Trennung der spezifisch leichteren (organischen) von den schwereren mineralischen Feststoffen. Durch Variation der Abmessungen des Hydrozyklons lässt sich so ein Trennkorn, dessen Abscheidung zu einem bestimmten Prozentsatz mindestens erreicht werden soll, deutlich besser einstellen als bei allen anderen Sandfangtypen [9].

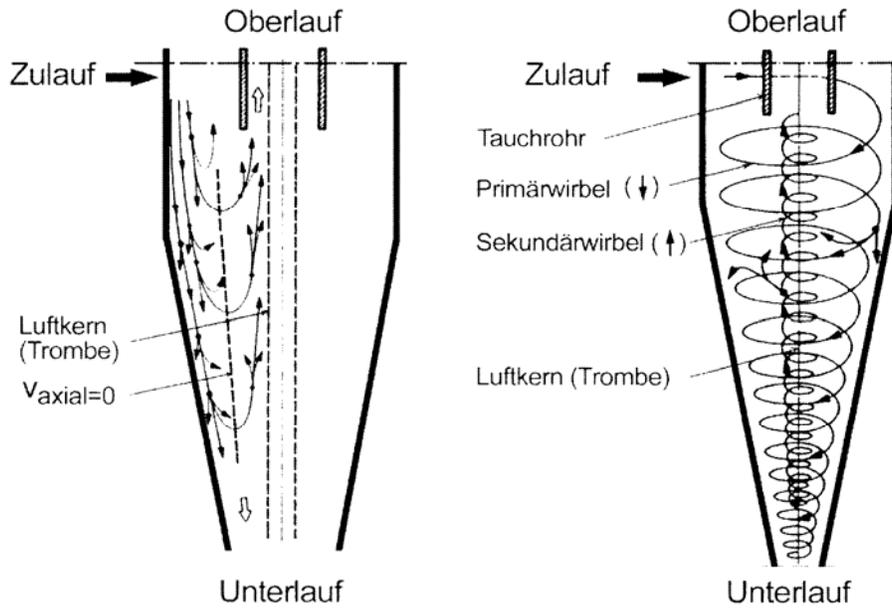


Abb. 84. 1. Partikelbewegung im Hydrozyklon [9]

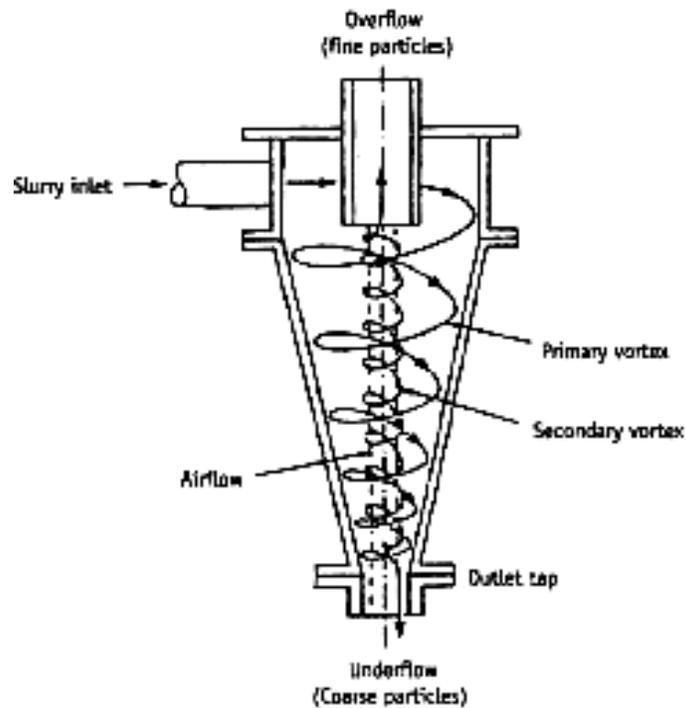


Abb. 84. 2. Particle motion in the hydrocyclone [Danish Environmental Protection Agency (EPA)]

Dabei erfordern kleinere Trennkorngrößen höhere Arbeitsdrücke und kleinere Zyklondurchmesser. Laut [47] lassen sich die Faktoren, die den erreichten Klassiereffekt bestimmen, empirisch nach der Formel

$$d = \sqrt{\frac{\eta \cdot D}{(\rho_s - \rho) \cdot n \cdot v_t}}, \text{ [m]}$$

errechnen.

Hier sind:

d Trennkorngröße, [m]

D Nenndurchmesser des Zyklons, [m]

n Zahl der Umläufe der Flüssigkeit während der Durchflusszeit, [-]

η dynamische Viskosität, [N.s/m²]

ρ_s Dichte des Feststoffteilchens, [kg/m³]

ρ Dichte des Wassers, [kg/m³]

v_t Tangentialgeschwindigkeit im Hydrozyklon, [m/s]; Siehe die nächste Abbildung:

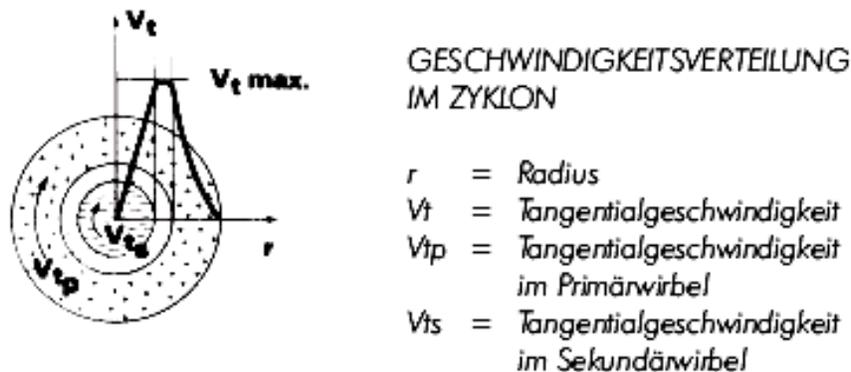


Abb. 85. Geschwindigkeitsverteilung im Hydrozyklon im Aufsicht [Liqui Filte GmbH]

Obwohl mit Hilfe von Hydrozyklonen feinste Sandpartikel bis in den Bereich von 50 μm (0,05 mm) aus Wasser abgetrennt werden können, hat dieser Sandfangtyp bisher weder bei kommunalen Kläranlagen als Ersatz für Sandfänge oder zur Entsandung von Primärschlämmen noch im Bereich der Entsandung im Wasserkraftwerksbau Anwendung gefunden [9].

Ein wesentlicher Nachteil liegt vor Allem in den niedrigen Durchflussraten, die selbst bei den größten Bauarten nur Werte von 1500 m³/h also ca. 0,42 m³/s erreichen. Bei grossen Wasserkraftanlagen mit Ausbauwassermengen von bis zu 100 m³/s und mehr müssten also ganze Batterien von Hydrozyklonen gebaut werden. Weiterhin benötigen

Hydrozyklone zur Erzeugung der hohen Tangentialgeschwindigkeit Aufgabedrucke bis zu 1 bar (10 m WS) [9].

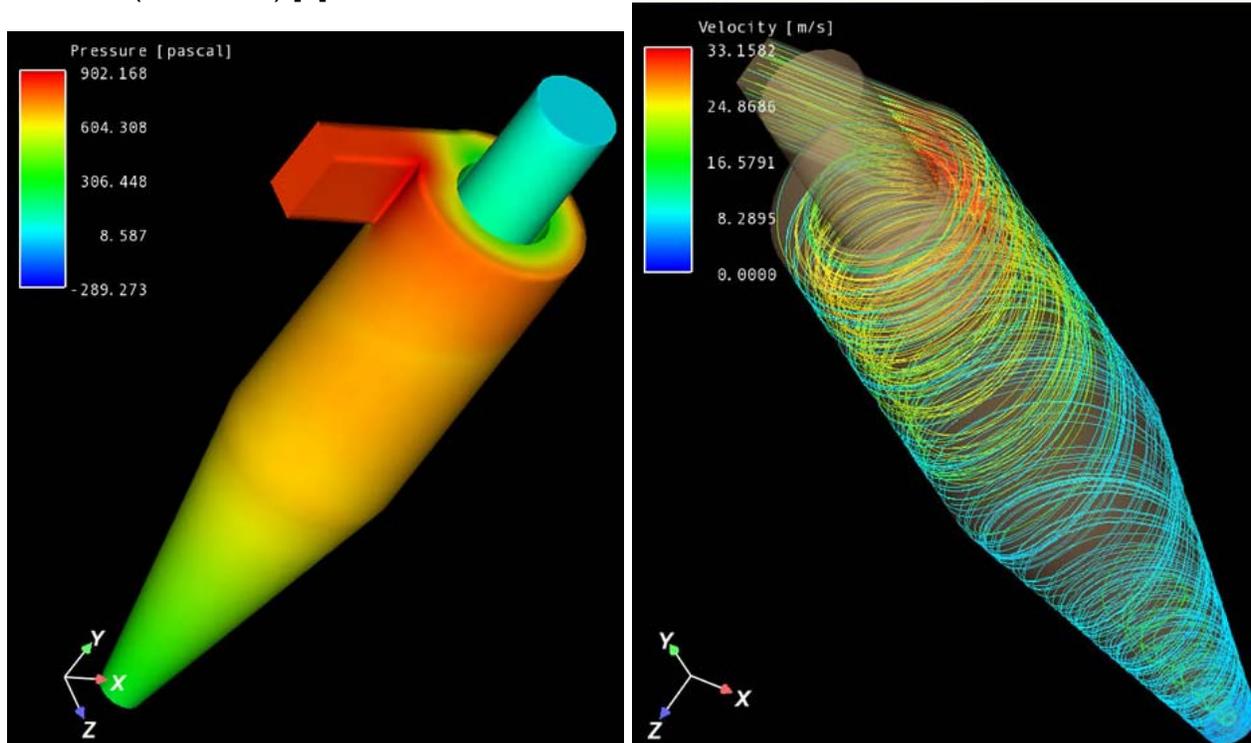


Abb. 86.1. Zwei Beispiele für die Druck- und Geschwindigkeitsverteilung im Hydrozyklon [Fluent Deutschland GmbH]

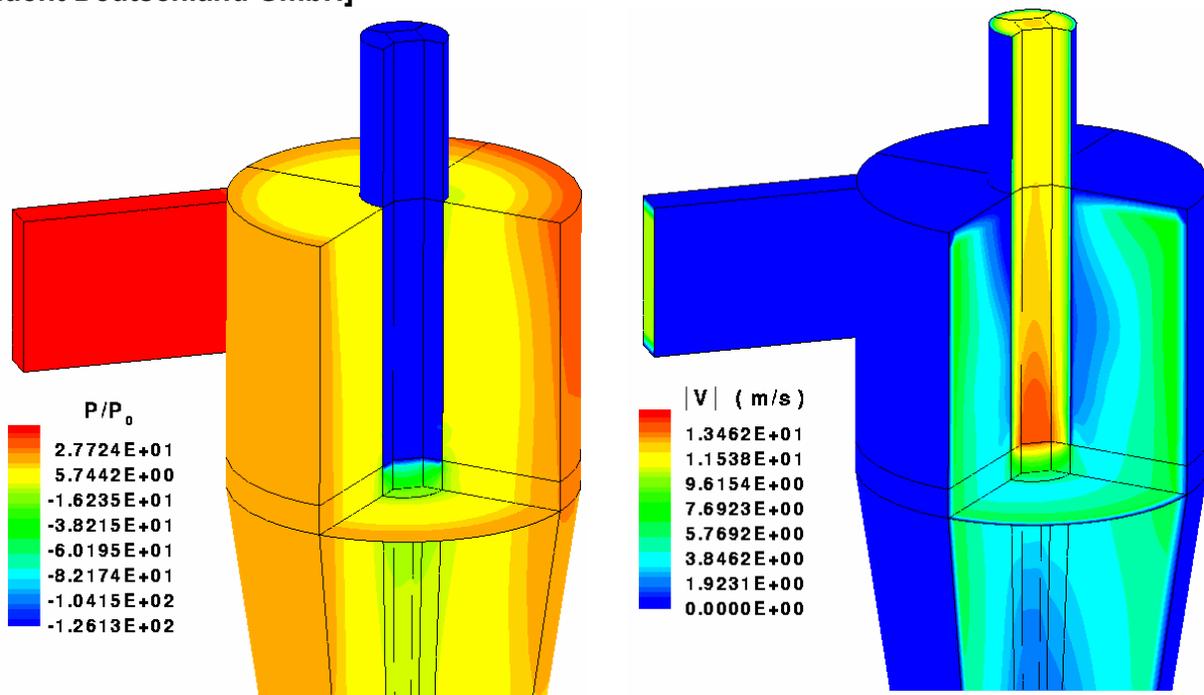
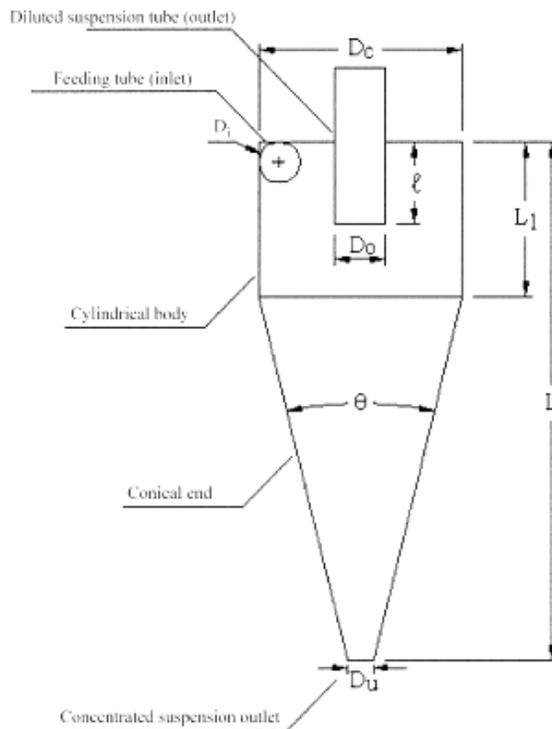


Abb. 86.2. Zwei Beispiele für die Druck- und Geschwindigkeitsverteilung im Hydrozyklon [SIVUS gGmbH]

Technisch übliche Proportionen (Standard Cyclone Dimensions) sind [58], [59]:



$$D_c \geq 750 \text{ mm}$$

$$D_i = (0,15 - 0,25) \cdot D_c, [\text{m}]$$

$$D_0 = (0,20 - 0,40) \cdot D_c, [\text{m}]$$

$$D_i \approx 0,8 \cdot D_0, [\text{m}]$$

$$D_u = (0,2 - 0,8) \cdot D_0, [\text{m}]$$

$$D_0 > D_i > D_u$$

Abb. 86. Technisch übliche Zyklonabmessungen
 [www.scielo.br/img/revistas/sa/v61n2/19352f1.gif]

Hier bedeuten:

D_c Hydrozyklondiameter (hydrocyclone diameter), [m]

D_i Diameter der Einlaufdüse (feeding tube diameter), [m]

D_0 Diameter der Überlauf (overflow tube diameter), [m]

D_u Diameter der Unterlauf (underflow tube diameter), [m]

L Länge des Hydrozyklons (hydrocyclone length), [m]

L_1 Länge der zylindrischen Teil des Hydrozyklons (hydrocyclone cylindrical part length), [m]

θ Konuswinkel (cone angle), [°]

3.4.5. Parallelplattenabscheider bzw. Lamellenabscheider (Parallel-Plate Interceptor / Separator)

Dieses Verfahren hat seine Anwendung vor allem bei der industriellen Abwasserreinigung gefunden. Generelle Anwendungsbereiche sind die Abtrennung körniger und flockiger Stoffe aus Abwasser- und Kreislaufwasser wie:

- die Abscheidung von Sand und Schluff bei Sand- und Kieswäschen und in der Keramikindustrie
- die Abtrennung von Aschen und Stäuben in Wermekraftwerken.
- die Abscheidung von Sand und Schluff bei der Kartoffel- und Zuckerrübenindustrie.
- Abscheidung von Schlämmen bei der Brauch- und Trinkwasseraufbereitung.
- Abtrennung von Fest- und Schlammstoffen zur Abwasservorklärung.

Man ist bestrebt den Sinkweg der Feststoffen möglichst gering zu halten um Platzbedarf und Baukosten zu sparen und dennoch die Strömungsgeschwindigkeit (theoretische Flotationsgeschwindigkeit nach T. R. Camp) nicht über kritische Werte ansteigen zu lassen. Bei Absetzanlagen das wird mit lamellen- und kastenförmigen Durchflussprofilen erzielt. Durch diese ermöglicht man auch eine höhere hydraulische Belastung bei gleichen Abmessungen.

Durch den Einbau paralleler Platten in ein Absetzbecken erhöht sich die wirksame Absetzfläche A_{eff} , wenn die Platten um den Winkel α gegen die Horizontale geneigt sind auf [9]:

$$A_{eff} = (n+1) \cdot A_L \cdot \cos \alpha, [m^2]$$

Hier sind:

A_{eff} wirksame Absetzfläche

n Anzahl der Platten, [-]

A_L Fläche des Absetzbeckens mit Parallelplatten, [m²]

α Neigung der Platten gegenüber die Horizontale, [°]

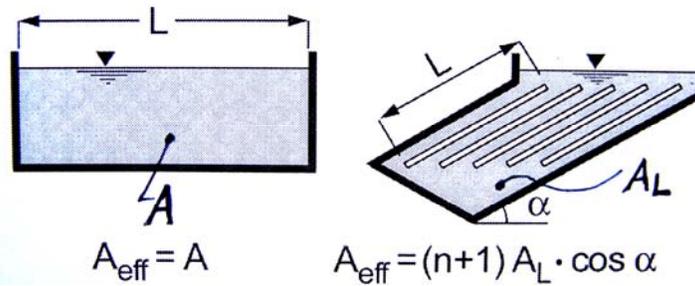


Abb. 87. Wirksame Absetzfläche A_{eff} von Absetzbecken *mit* und *ohne* Parallelplatten [9]

Bei einer Vergrößerung der Absetzfläche durch den Einbau solcher Platten sind in der Praxis allerdings nachstehende Bedingungen einzuhalten [9]:

- Der Plattenabstand muss mindestens so gross gewählt werden, dass sich grobkörnige Partikel nicht verklumpen können und die theoretische Flotationsgeschwindigkeit nach T. R. Camp, die zur Resuspension bereits abgelagerter Sedimente führen und den Absetzvorgang durch erhöhte Turbulenz behindern würde, nicht überschritten wird.
- Weiterhin muss die Neigung der Platten so gross sein, dass ein Abgleiten der sedimentierten Partikel gewährleistet ist.

Bei den Parallelplattenabscheider unterscheidet man grundsätzlich zwischen [9]:

- Gleichstromabscheider
- Gegenstromabscheider
- Kreuzstromabscheider
- Querstromabscheider

Diese Unterteilung erfolgt nach der relativen Bewegungsrichtung von Fluid und Feststoff (siehe die nächste Abbildung).

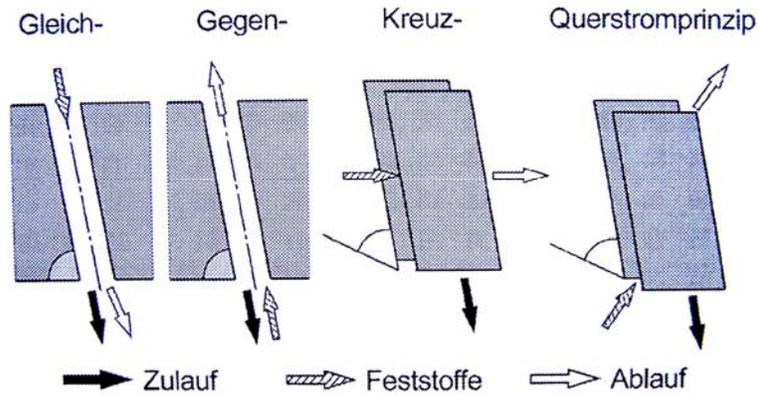


Abb. 88. Systeme von Parallelplattenabscheidern [9]

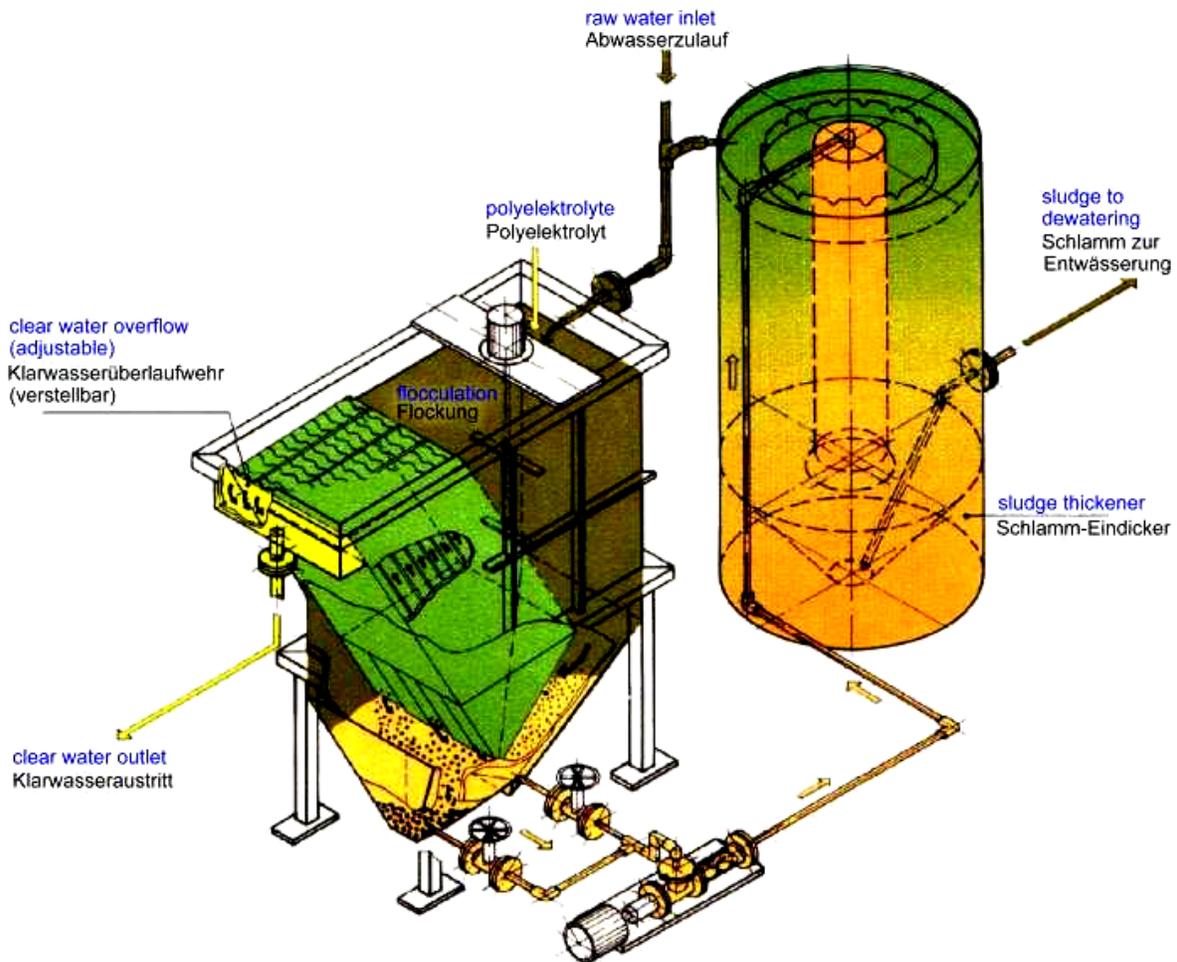


Abb. 89.1. Beispiel für Gegenstromabscheider [AC Aquaterra Consult]

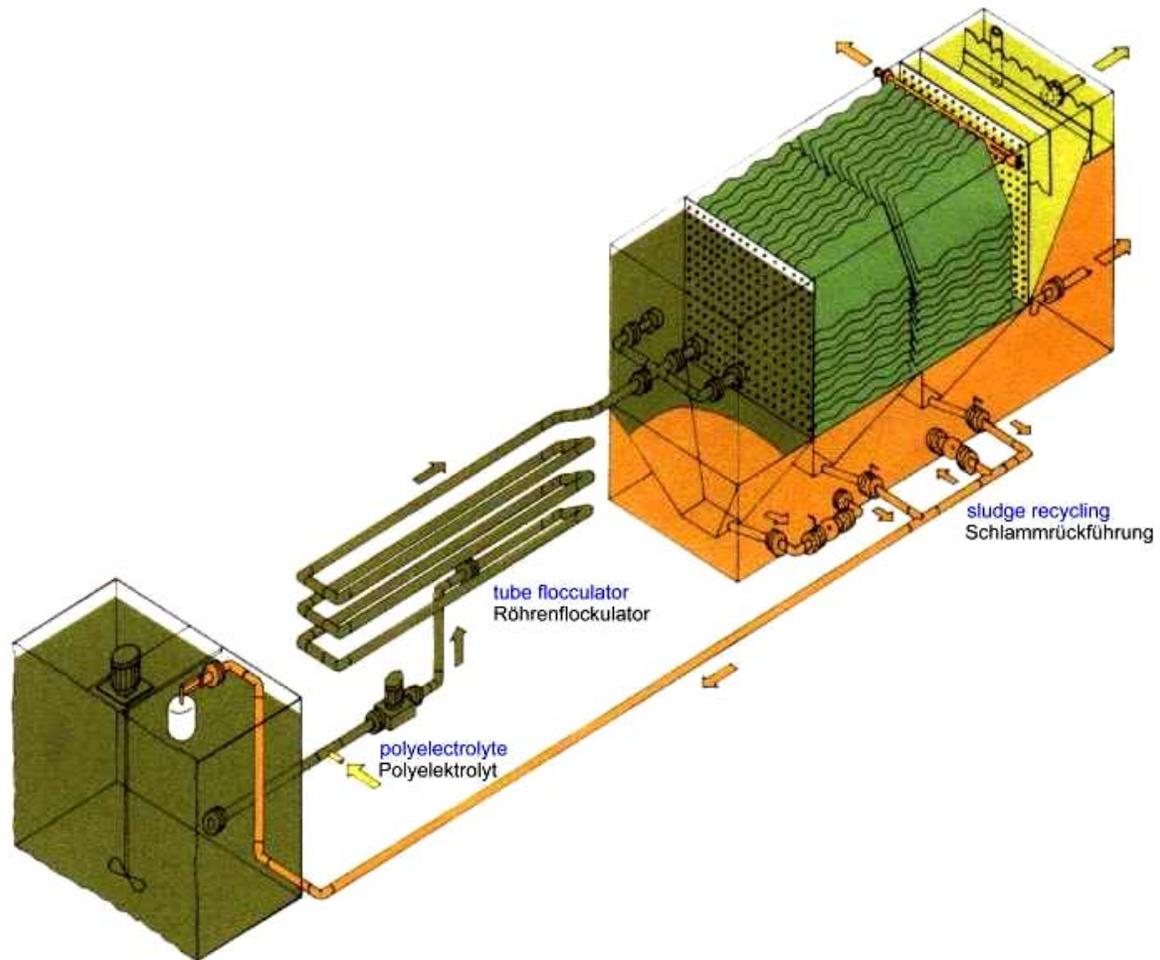


Abb. 89.2. Beispiel für Kreuzstromabscheider [AC Aquaterra Consult]

4. Zusammenfassung (Summary)

Die üblichen Entnahmearten bei Wasserkraftanlagen sind Seiten- und die Sohlentnahme. Die Stirnentnahme ist nur in manchen ariden Gebieten (Türkei) verbreitet und ist in Europa nicht üblich. Die günstigste Lage einer Seitenentnahme befindet sich am Außenufer einer Krümmung. Die Sohlentnahme eignet sich sehr gut für Gebirgsbäche mit grobem Geschiebe und großem Gefälle.

Zur Entsandung des Triebwassers von Wasserkraftanlagen werden im Gebirge ausschließlich Langsandfänge verwendet. Andere Entsandungsanlagen wie Rund-, Tiefsandfänge oder Hydrozyklone haben in diesem Zusammenhang fest keine Anwendung gefunden.

Teil 2 (Part 2)

Kraftwerksprojekt Heinfels (Power Plant Design)

Praktische Anwendung (Practical Employment)

Technischer Bericht (Technical Report)

1. Allgemeines (General)

Siehe Plan № 1 Übersichtslageplan.

Der Fluß Villgratenbach ist ein 18,10 km lang nördlicher Zubringer der Drau und mündet unterhalb von Sillian bei Panzendorf in die Drau. Sein Einzugsgebiet beträgt 177 km² und ist nicht vergletschert, reicht aber bis auf Höhen nahe 3000 m. Die einzige energiewirtschaftliche Nutzung erfolgt durch das Kraftwerk Sillian der Tiroler Wasserkraftwerke AG im Unterlauf des Villgratenbaches, das bei einer Ausbauleistung von 240 kW (0,24 MW) eine Wassermenge von 2,50 m³/s abarbeitet.

Das Triebwasser für das vorliegende Kraftwerk Heinfels (Ausleitungskraftwerk) wird unterhalb der Ortschaft Außervillgraten aus dem Villgratenbach ausgeleitet und linksuferig in einem Stollen talauswärts geführt und im Krafthaus Heinfels abgearbeitet. Noch vor dem Ausgang des Villgratentales wird das Wasser oberhalb eines bestehenden Kraftwerkes (Werk E.G.O. Austria Elektrogeräte GmbH) in das Bachbett zurückgegeben. Das Abflußregime des Villgratenbaches in den beiden Ortschaften Außervillgraten und Panzendorf wird nicht beeinflusst.

Das Kraftwerk Heinfels bildet den westlichen Stützpunkt für das Pustertaler Versorgungsnetz, dessen 110 kV – Leitung im neu zu errichtenden Kraftwerk Sillian endet und ebenfalls mit Aufnahme des Kraftwerkbetriebes fertiggestellt wird.

2. Generelle Beschreibung des Kraftwerkes Heinfels (General Description of the Power Plant)

Siehe: - Plan № 1 Übersichtslageplan
- Plan № 2 Längenschnitt

Das Kraftwerk Heinfels nützt in einer Kraftstufe von 160 m Fallhöhe das nördlich von Außervillgraten gelegene Einzugsgebiet des Villgratenbaches von 165 km².

Das Kraftwerk ist als Laufkraftwerk geplant und bildet die Unterstufe des vorgesehenen, zweistufigen Ausbaues des Villgratenbaches. Mit einer Ausbauwassermenge von 5,0 m³/s ergibt sich eine Kraftwerksleistung von 6583 kW \approx 6,6 MW und ein Arbeitsvermögen im Regeljahr von ca. 35,24 Mio. kWh.

Die Wasserfassung ist ca. 150 m unterhalb des Zusammenflusses von Villgratenbach und Sille aus dem Winkeltal auf Kote 1249,30 m ü. A. mit einem niedrigen Wehr vorgesehen. Der Villgratenbach wird ca. 1,80 m aufgestaut. Das Triebwasser wird seitlich in die linksufrig eingebetteten Entsander geleitet und gelangt vorerst in einem unterirdischen Schwallraum und von dort in den Druckstollen, der auf eine Länge von 3,258 km entlang der östlichen Flanke des Villgratentales mit einem Gefälle von 3,5 ‰ talauswärts bis zu den Gehöften „Rain“ und „In der Huben“ führt. Am Ende des Druckstollens wird ein Schachtwasserschloß und die oberflächennahe Apparatekammer mit der Sicherheits - Drosselklappe angelegt bzw. eingeschüttet.

Die Druckstollentrasse quert nahezu rechtwinklig die Gesteinsreihen der Thurntaler Quarzphyllite. Er wird mit einer Stollenfräse minimalen Durchmessers, steigend aufgefahren. Das Ausbruchmaterial soll ins Tal gefördert und dort auf geeigneten Deponieplätzen abgelagert werden.

Eine eingegrabene Druckrohrleitung führt von der Apparatekammer zum Krafthaus, das am Hangfuß, nahe dem Ufer des Villgratenbaches angeordnet werden soll. Das Triebwasser wird in zwei horizontalachsigen Francisturbinen gleicher Leistung abgearbeitet und auf Kote 1088,50 m ü. A. in das Bachbett zurückgegeben.

Der Energietransport erfolgt über Kabel zur nahe gelegenen Schaltanlage der E.G.O. Austria Elektrogeräte GmbH und ebenfalls über Kabel zum neu entstehenden 110 – kV – Umspannwerk Sillian am Ausgang des Villgratenbaches bei Panzendorf.

Technische Daten Laufkraftwerk Heinfels (Technical Specifications of the Run-of-River Plant Heinfels):

Einzugsgebiet (catchment area or river basin) $E = 165 \text{ km}^2$

Ausbauwassermenge (nominal discharge / rated flow) $Q_a = 5,00 \text{ m}^3/\text{s}$

Nutz- bzw. Nettofallhöhe (rated net head / dynamic head) $H_{netto} = 153,5 \text{ m}$

Leistung (rated power) $P = 6583 \text{ kW} \approx 6,6 \text{ MW}$

Arbeit / Arbeitsvermögen im Regeljahr bzw. Regelarbeitsvermögen (working capacity) $A = 35,24 \text{ GWh}$

Wasserrfassung Außervillgraten (water intake Außervillgraten):

Stauklappe (flap) $B \times H = 6,0 \times 1,80 \text{ m}$

Seitenentnahme (lateral diversion) $2 \times 4,00 \text{ m}$ Breite mit Einlaufrechen

2 Entsanderkammer (2 settling basins) $L \times B = 50,00 \times 3,00 \text{ m}$ mit elektrischem Schpülschütz.

Spülkanal zum Villgratenbach (flushing canal to the river "Villgratenbach")

Schwallkammer (surge chamber):

Einlaufspeicher $L = 40 \text{ m}$

Druckstollen auf $\varnothing 4,0 \text{ m}$ erweitert

Druckstollen (DST) (pressure tunnel):

Durchmesser $D_{DST} = (2,80 \div 2,40) \text{ m}$

Länge $L_{DST} = 3258 \text{ m}$

Neigung $i_{DST} = 3,5 \text{ ‰}$

Auskleidung Beton bzw. bewehrter Spritzbeton

Wasserschloß (surge tank): ungedämpftes Schachtwasserschloß, \varnothing 4,00 m

Apparatekammer (valve chamber): notschlußtüchtige Drosselklappe, \varnothing 1,30 m

Druckrohrleitung (DRL) (penstock):

Durchmesser $D_{DRL} = 1,30$ m

Länge $L_{DRL} = 367$ m

Stahlrohrleitung, betongebettet, eingegraben.

Krafthaus (powerhouse):

2 Maschinensätze mit liegender (horizontaler) Welle

Francisturbine und Generator

Maschine 1 (power unit 1): Nennwassermenge $Q_1 = 2,50$ m³/s

Maschine 2 (power unit 2): Nennwassermenge $Q_2 = 2,50$ m³/s

2 Kugelschieber (oberwasserseitig)

Unterwasserkanal (tailrace): teils geschlossener, teils offener Betonkanal
bis zum Villgratenbach

3. Baugeologie (Geological Conditions)

Das Villgratental quert im Talabschnitt Außervillgraten – Panzendorf die Serie der sogenannten „*Thurntaler Quarzphyllite*“. Im Gesteinsbestand überwiegen *Quarzphyllite*, daneben kommen auch Lagen von *Amphiboliten (Grünschiefern)*, *Quarziten* und *gneisige Abarten des Phyllits (Phyllitgneis und Gneisglimmerschiefer)* vor. In diese metamorphen Gesteine des Erdaltertums hat sich während und nach der letzten Eiszeit der Villgratenbach eingeschnitten.

3.1. Wehrbereich (Weir Area)

Das Wehr ist an einer Engstelle zwischen einer linksufrig zum Villgratenbach herabziehenden Felsrippe aus massivem Phyllitgneis und der Villgratenstraße vorgesehen.

Nach Abräumen einer geringmächtigen Hangschuttüberdeckung wird die linke Wehrhälfte sowie auch ein Teil des Entsanderbauwerkes auf Fels gegründet werden können. Rechtsufrig steht auch oberhalb der Straße der Fels nicht unmittelbar an.

3.2. Einlaufbereich (Inlet Area)

Der Einlauf und das Stollenportal können nach Abräumen des Hangschuttes unmittelbar auf Fels gegründet werden. Die geklüftete Felswand darüber wird zuvor durch örtliche Ankerung gesichert.

Die südlich des Wehres auftretende Ausbruchnische wird vom Stollen in weitem Bogen unterfahren. Der Verlauf dieser Ausbruchnische wurde geodätisch eingemessen.

3.3. Druckstollen (Pressure Tunnel)

Die Stollentrasse verläuft zur Gänze in Gesteinen des Thurntaler Quarzphyllit – Komplexes.

Entgegen früheren Annahmen sind die Gesteinsschichten sehr stark gefaltet, sodass der Winkel zwischen Stollenachse und Schichtreihen sich auf kurzer Längserstreckung ändert.

Die einzelnen Variationen des Quarzphyllites haben zumeist nur geringe Auswirkungen auf die geotechnischen Eigenschaften. Lediglich die dünnblättrigen Glimmerschiefer, Graphit- und Chloritphzllite haben durch ihre Dünnblättrigkeit geringere Festigkeit und neigen auch dazu vorgegebene Schwächzonen tektonischer Bewegungen zu sein.

3.4. Kraftabstieg bzw. Druckrohrleitung (Penstock)

Die geplante eingegrabene Druckrohrleitung führt zunächst über nur geringmächtig von Verwitterungsschutt überlagerte Wiesen, wobei der Großteil des Rohrgrabens in Fels zu liegen kommt.

Der steile Abstieg durch eine Felsrinne führt dann zum Krafthausstandort. Hier wechseln Auflandungsschotter des Villdratebnaches teilweise mit Aufschüttungen aus dem Abraummaterial des Bergwerkes.

4. Wasserwirtschaft (Water Resources Management)

4.1. Hydrologische Grundlagen (Hydrologic Basis)

4.1.1. Einzugsgebiete (Catchment Areas or River Basins)

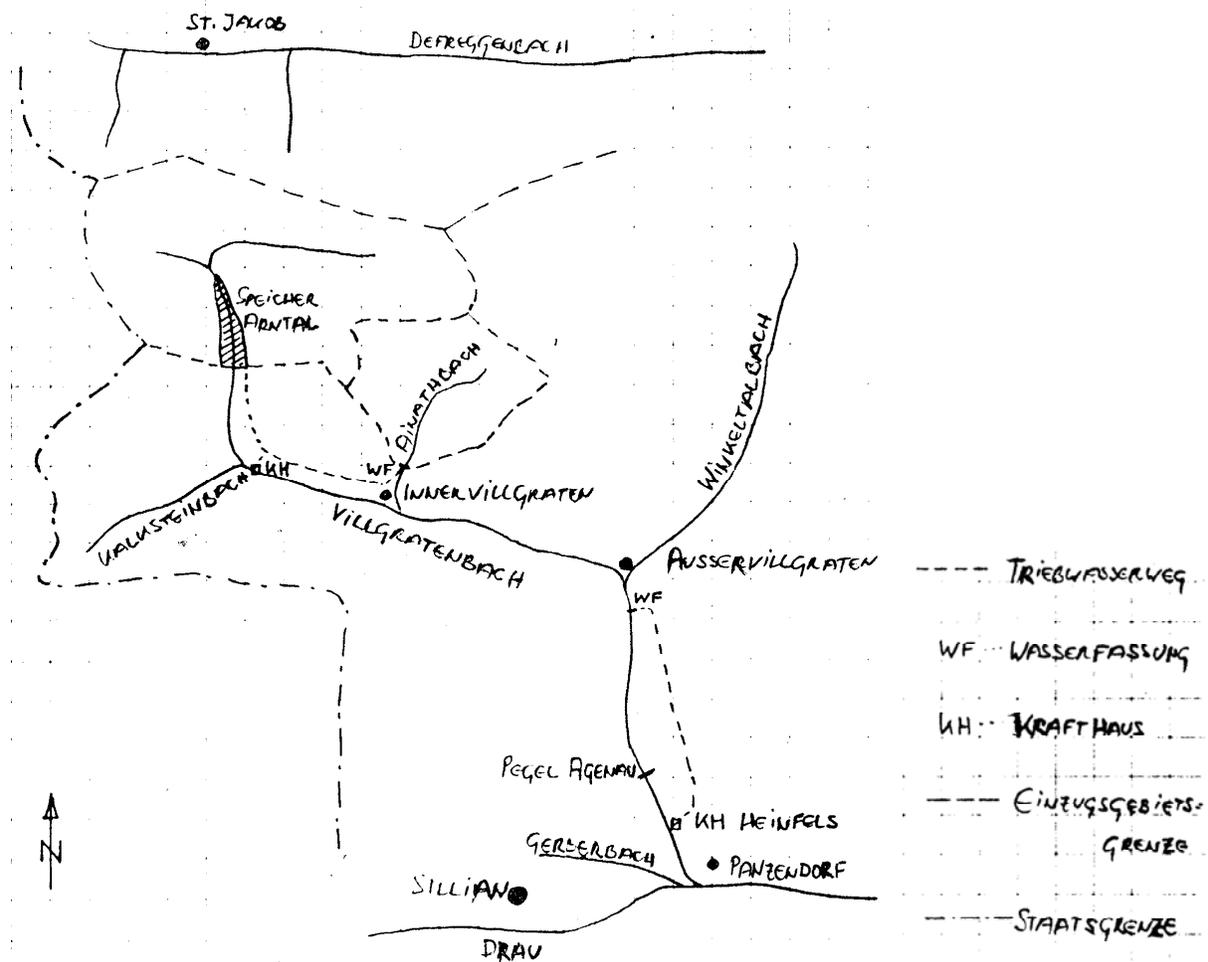


Abb. 1. Skizze der Einzugsgebiete

Flächenverzeichnis Drau [61]:

Villgratenbach bis zur Einmündung Winkeltalbach.....	102,7 km ²
Winkeltalbach.....	<u>62,2 km²</u>
Villgratenbach nach der Einmündung Winkeltalbach.....	164,9 km ²
Villgratenbach bei der Wasserfassung.....	165,0 km ²
Villgratenbach beim Pegel Agenau.....	172,1 km ²
Villgratenbach bei der Einmündung des Unterwasserkanales Krafthaus Heinfels.....	176,0 km ²
Villgratenbach bei der Einmündung in die Drau.....	177,1 km ²
Einzugsgebiet an der geplanten Wasserfassung.....	165,0 km²

4.1.1.1. Abflüsse (Discharges)

Grundlage bilden die mittleren Monatsmittel der Jahresreihe 1951 bis 1981 am Pegel Agenau (siehe Anhang 1).

a) Mittlere Monatsmittelwerte der Jahresreihe 1951–1981 am Pegel Agenau (Mean Monthly Means of the Annual Discharge Serie 1951-1981 by the Stream Gauge Agenau)

Monat	X	XI	XII	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	Jahr
MQ _{51-81(Ag)} [m ³ /s]	3,70	3,09	2,19	1,72	1,52	1,63	2,78	6,91	11,0	8,05	5,91	4,64	4,44

Tab. 1. Mittlere Monatsmittelwerte der Jahresreihe 1951–1981 am Pegel Agenau [60]

b) Abflußmessungen der TIWAG (Discharge Measurements by TIWAG)

Sinn dieser Messungen war die Bestimmung von gebietsbezogenen Abflußspenden.

Hier bedeuten:

E Einzugsgebiet an der Meßstelle (catchment area), [km³]

Q gemessener Abfluß (discharge), [m³/s]

q Abflußspende (discharge per unit area), [l/(s.km²)]; $q = Q/E$

$q_{(Ag)}$ Abflußspende am Pegel Agenau, [l/(s.km²)]

$f_{(Ag)}$ auf Pegel Agenau bezogener Abflußspendenfaktor, d. h. Faktor, der die im Vergleich zum Pegel Agenau unterschiedliche Abflußspende berücksichtigt, [-];

$$f = q/q_{(Ag)}$$

Zeitpunkt	Meßstelle	E , [km ²]	Q , [m ³ /s]	$q_{(Ag)}$, [l/(s.km ²)]	q , [l/(s.km ²)]	f , [-]
09.7.1985	Pegel Agenau	172,10	10,00	58,11	58,11	1,000
	Außervillgraten / Villgratenbach	102,70	5,60	–	54,53	0,938
	Außervillgraten / Winkeltalbach	62,20	4,00	–	64,31	1,107
02.10.1985	Pegel Agenau	172,10	2,80	16,27	16,27	1,000
	Arntal / Villgratenbach	32,40	0,54	–	16,67	1,024
03.4.1986	Pegel Agenau	172,10	1,45	8,43	8,43	1,000
	Arntal / Villgratenbach	32,40	0,27	–	8,33	0,989
	Außervillgraten / Villgratenbach	102,70	0,94	–	9,15	1,086
	Außervillgraten / Winkeltalbach	62,20	0,47	–	7,56	0,897

Tab. 2. Abflußmessungen der TIWAG

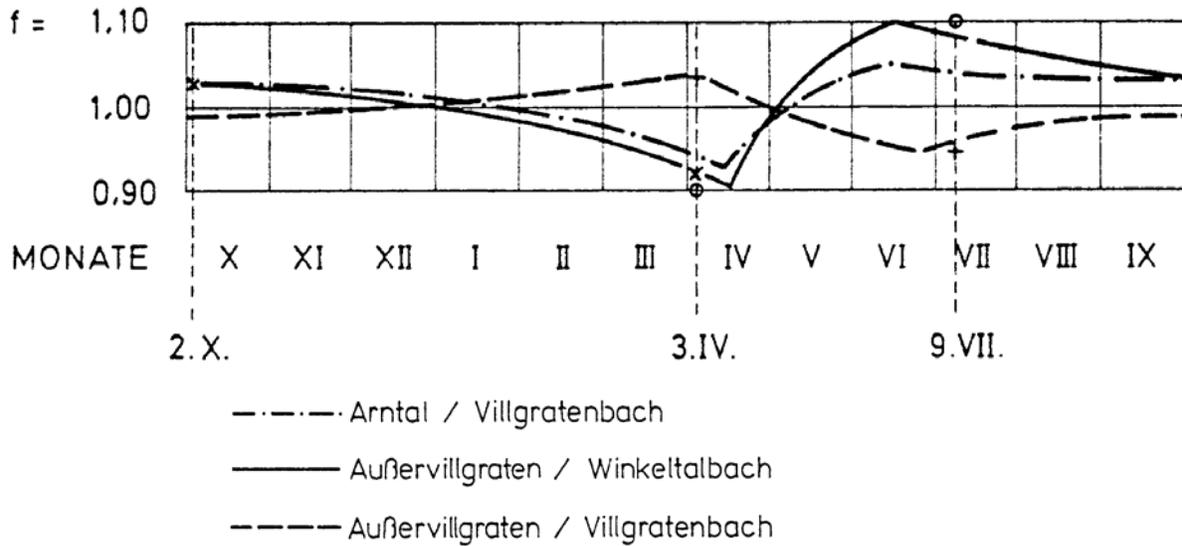


Abb. 2. Abschätzung der Verhältniszerte f aus den Vergleichsmessungen der TIWAG (siehe Tab. 2.)

Aus Abb. 2 ist eine tabellarische Zusammenstellung der geschätzten f – Verteilung erstellt:

Monat	X	XI	XII	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX
Arntal/Villgratenbach, (f)	1,02	1,01	1,00	0,99	0,98	0,97	0,92	1,02	1,05	1,04	1,04	1,03
Außervillgraten/Winkelalbach, (f_w)	1,02	1,01	1,00	0,99	0,97	0,95	0,90	1,04	1,10	1,08	1,06	1,04
Außervillgraten / Villgratenbach, (f_v)	0,99	0,99	1,00	1,01	1,02	1,03	1,05	0,99	0,95	0,96	0,97	0,98

Tab. 3. Abschätzung von f aus den Vergleichsmessungen der TIWAG bzw. aus Abb. 2

c) Hochwasser (High Flood)

Die Hochwasserwahrscheinlichkeit ist auf den Pegel Agenau bezogen and wurde nach der Gumbel Extremwertverteilung (Emil Julius Gumbel) aus dem Kollektiv 1951-1977 errechnet. Da die Differenz der Einzugsgebiete Pegel Agenau ($E_{Ag} = 172,1 \text{ km}^2$) und geplante Fassungsstelle ($E_{WF} = 165,0 \text{ km}^2$) klein ist, werden auch für die Fassungsstelle

die für Agenau errechneten Hochwasserwerte als maßgebend angenommen. Die Annahme ist auf der sicheren Seite.

$$HQ_5 = 40 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$HQ_{10} = 50 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$HQ_{50} = 80 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$HQ_{100} = 90 \text{ m}^3/\text{s}$$

Die Bemessungshochwasser (design flood) ist:

$$\mathbf{BHQ (HQ_{500}) = 120 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Nachweis der hydraulischen Leistungsfähigkeit bzw. des Durchflussvermögen (Proof the Hydraulic Capacity):

- der Wehranlage (of the Weir):

Bei Hochwasser ($BHQ = 120 \text{ m}^3/\text{s}$) und bei Überschreitung der Stauzielkote 1249,30 wird die 6,00 m breite und 1,80 m hohe Stauklappe umgelegt. Bei vollkommen umgelegter Stauklappe bekommt man ein rechteckiges Querschnittsprofil:

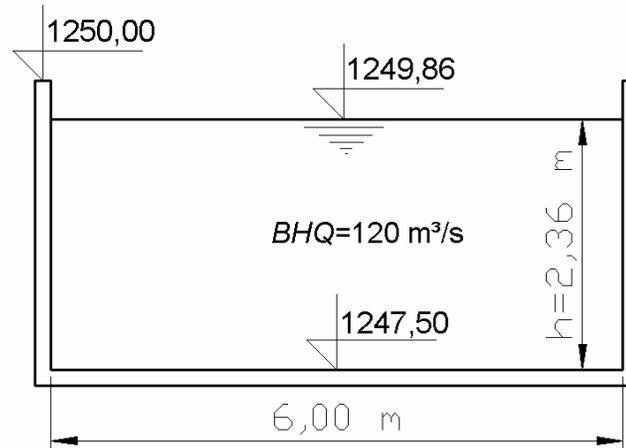


Abb. 3.1. Rechteckiges Querschnittsprofil bei vollkommen umgelegter Stauklappe

N. B.: Angenommen, dass über die Rampensperre kein Wasser fließt, so liegt die Rechnung auf der sicheren Seite. Es handelt sich um einen freien Durchfluß im Gerinne. Zur Berechnung kann die Manning – Strickler Formel herangezogen werden.



Abb. 3.2. Echtes Flußprofil bei der Wasserfassung

Ausgangsformel für die Berechnung ist die rein empirische Fließformel nach Manning-Strickler:

$$V = k_{St} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}, \quad [\text{m}^2/\text{s}]$$

Mit $v = Q/F$ wird die obere Formel:

$$Q = F \cdot k_{St} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}, \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

Hier sind:

v – mittlere Fließgeschwindigkeit im Querschnitt, [m/s]

$Q = BHQ = 120 \text{ m}^3/\text{s}$ – Durchflußmenge

$F = b \cdot h$ – Querschnittsfläche, [m^2]; $b = 6,00 \text{ m}$, die Wassertiefe h wird gesucht

$K_{St} = 50$ – Strickler-Beiwert, [$\text{m}^{1/3}/\text{s}$] (siehe Beilage 2)

$R = F/U$ – hydraulischer Radius, [m]

$U = 2 \cdot (b+h)$ – benetzter Umfang, [m]

$I = 0,037$ – Gefälle des Flußbetts [-]

Bei $BHQ = 120 \text{ m}^3/\text{s}$ kann man iterativ (sehr leicht z. B. mittels das Computerprogramm Microsoft Excel) die Wassertiefe h im Querschnitt errechnen:

$$Q = F \cdot k_{St} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}, \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

$$120 = (6,00 \cdot h) \cdot 50 \cdot \left(\frac{(6,00 \cdot h)}{(2 \cdot (6,00 \cdot h))} \right)^{2/3} \cdot 0,037^{1/2}, \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

=> Bei $BHQ = 120 \text{ m}^3/\text{s}$ ist $h = 2,36 \text{ m}$

Es ist ersichtlich, dass die hydraulische Leistungsfähigkeit in diesem Querschnitt (siehe auch Abb. 3.1.) beim $BHQ = 120 \text{ m}^3/\text{s}$ gesichert ist.

- **des Flußabschnittes nach der Wehranlage (of the River Bed after the Weir):**

Hier kann man den echten Flußquerschnitt durch einen Trapezquerschnitt approximieren:

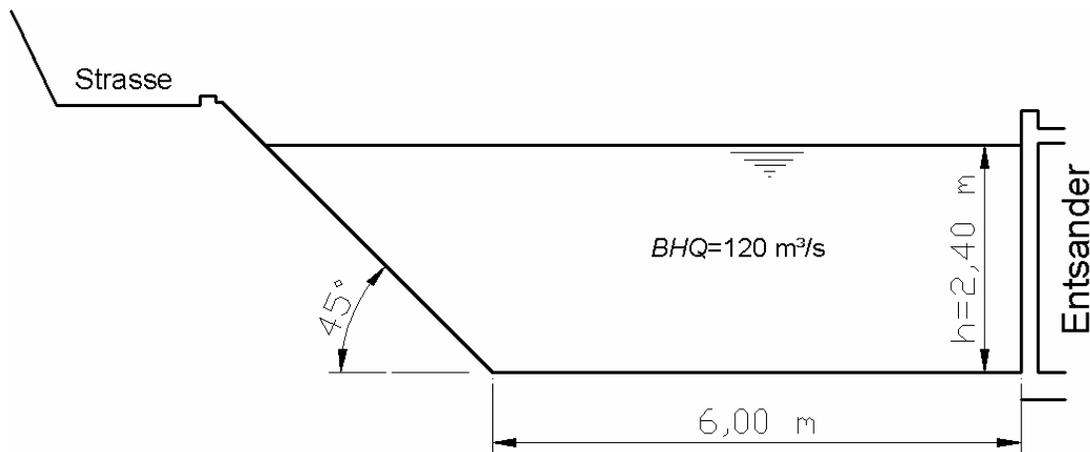


Abb. 3.3. Trapezförmiges Querschnittsprofil des Flußabschnittes nach der Wehranlage

$$F = \frac{(6,00 + h \cdot \tan 45^\circ)}{2} \cdot h, \quad [\text{m}] - \text{Querschnittsfläche, } [\text{m}^2];$$

$K_{St} = 35$ – Strickler-Beiwert, $[\text{m}^{1/3}/\text{s}]$; Sohlsicherung: einbetonierte Steine

$R = F/U$ – hydraulischer Radius, $[\text{m}]$

$U = h + 6,00 + (h/\cos 45^\circ) + (6,00 + h \cdot \tan 45^\circ)$ - benetzter Umfang, $[\text{m}]$

$I = 0,037$ – Gefälle des Flußbetts $[-]$

Wieder kann man iterativ die Wassertiefe h im Querschnitt für $BHQ = 120 \text{ m}^3/\text{s}$ errechnen:

$$Q = F \cdot k_{St} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}, \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

$$120 = \left(\frac{(6,00 + h \cdot \tan 45^\circ)}{2} \right) \cdot 35 \cdot \left(\frac{(6,00 + h \cdot \tan 45^\circ)}{h + 6,00 + (h/\cos 45^\circ) + (6,00 + h \cdot \tan 45^\circ)} \right)^{2/3} \cdot 0,037^{1/2}, \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

⇒ $h = 2,40 \text{ m}$ bei $BHQ = 120 \text{ m}^3/\text{s}$. Mit dieser Wassertiefe wird die danebenliegende Strasse nicht überschwemmt.

Es ist keine Energieumwandlungsanlage nach dem Wehr erforderlich, da in diesem Flußabschnitt einen schießender (überkritischer) Abfluß herrscht; Die Froude-Zahl ist:

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{g \cdot h}} = \frac{\frac{Q}{B \cdot h}}{\sqrt{g \cdot h}} = \frac{120,00}{((8,40 + 6,00) \cdot 2,40) / 2 \cdot \sqrt{9,81 \cdot 2,40}} = 1,43 > 1 \rightarrow \text{schießender Strömungszustand}$$

d) Berechnung des Abflusses über die Stauklappe (Calculation of the Weir Overflow Discharge)

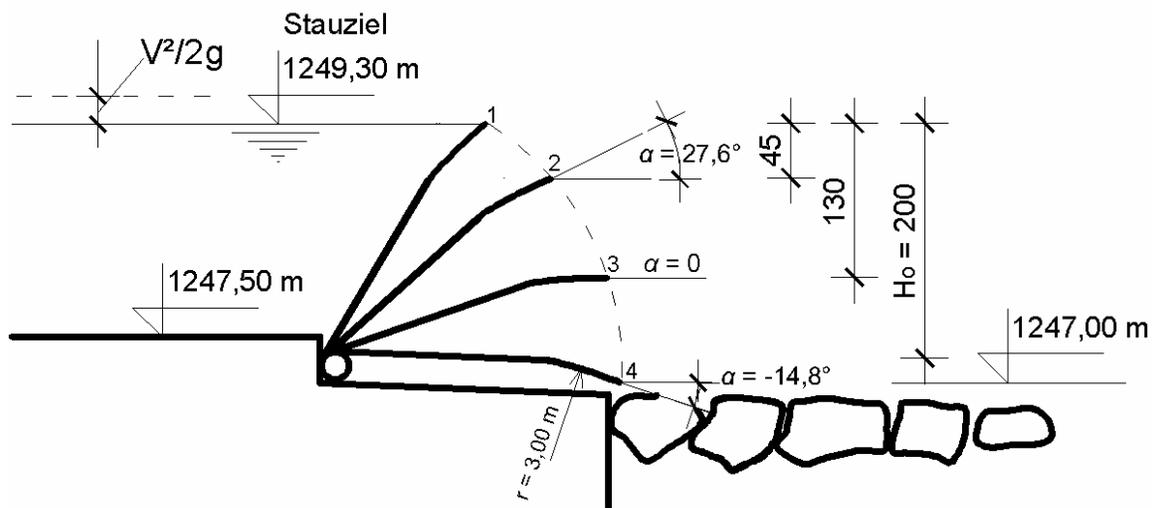


Abb. 3.4. Verschiedene Stellungen der Stauklappe

Die Abflussmenge ist [65]:

$$Q = C \cdot B \cdot H_0^{3/2}, \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

C – Überfallbeiwert; $C = f\left(\frac{H_0}{r}, \alpha\right)$, [-]

$B = 6,00 \text{ m}$ – Breite der Stauklappe

H_0 – Energiehöhe (mit vernachlässigung der Geschwindigkeitshöhe $v^2/2g$), [m]

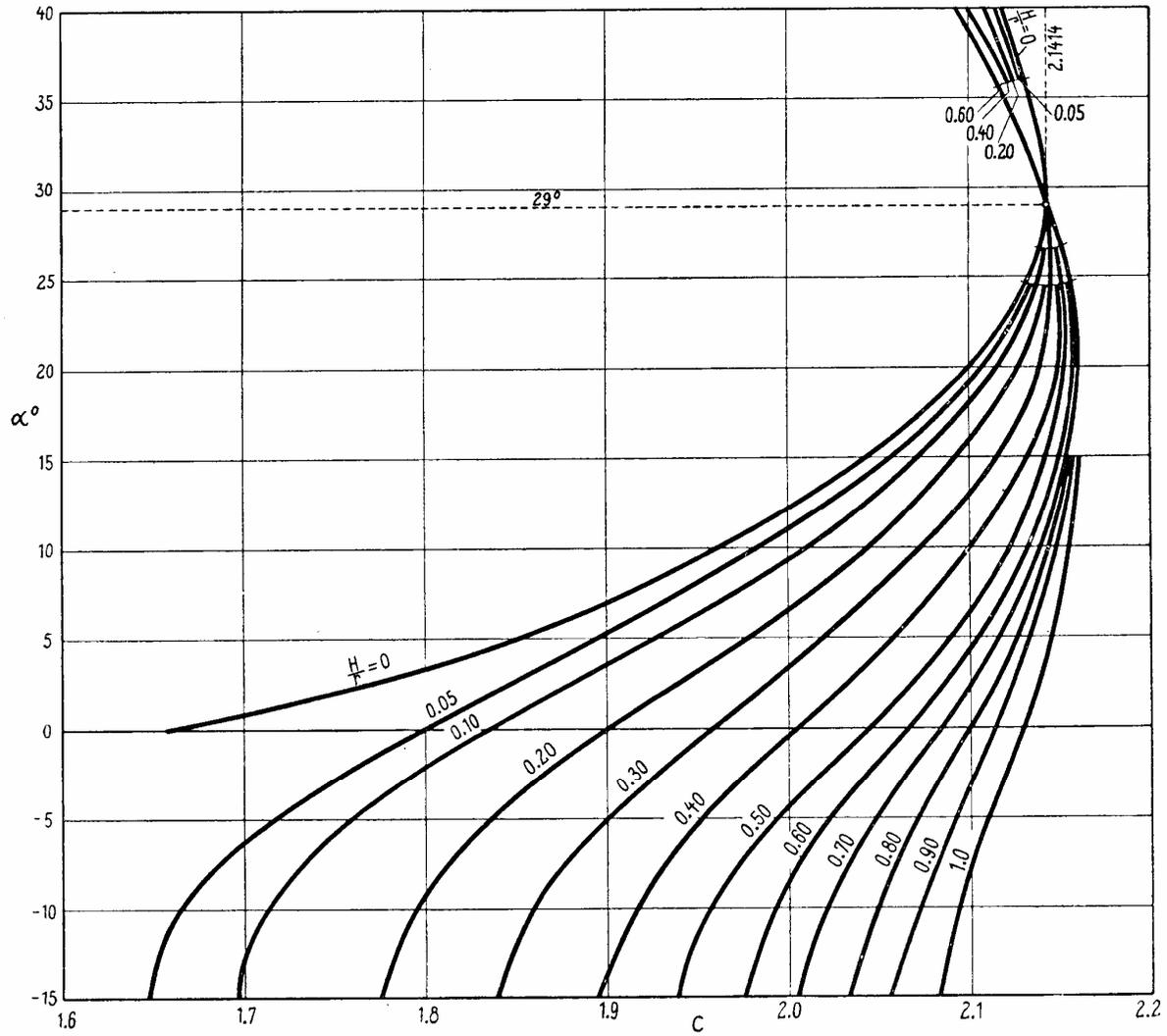


Abb. 3.5. Überfallbeiwerte C für die Stauklappe [65], [66]

Stellung Nr. 2 der Stauklappe:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{H_o}{r} = \frac{0,45}{3,00} = 0,15 \\ \alpha = 27,6^\circ \end{array} \right\} \Rightarrow C = 2,135 \text{ (abgelesen aus Abb. 3.5.)}$$

$$Q = C.B.H_0^{3/2} = 2,135 \cdot 6,00 \cdot 0,45^{3/2} = 3,87 \text{ m}^3/\text{s}$$

Stellung Nr. 3 der Stauklappe:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{H_o}{r} = \frac{1,30}{3,00} = 0,43 \\ \alpha = 0 \end{array} \right\} \Rightarrow C = 2,023 \text{ (abgelesen aus Abb. 3.5.)}$$

$$Q = C.B.H_0^{3/2} = 2,023 \cdot 6,00 \cdot 1,30^{3/2} = 18,0 \text{ m}^3/\text{s}$$

Stellung Nr. 4 der Stauklappe:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{H_o}{r} = \frac{2,00}{3,00} = 0,67 \\ \alpha = -14,8^\circ \end{array} \right\} \Rightarrow C = 2,0 \text{ (abgelesen aus Abb. 3.5.)}$$

$$Q = C.B.H_0^{3/2} = 2,0 \cdot 6,00 \cdot 2,00^{3/2} = 33,94 \text{ m}^3/\text{s} \text{ – bei vollkommen umgelegter Stauklappe}$$

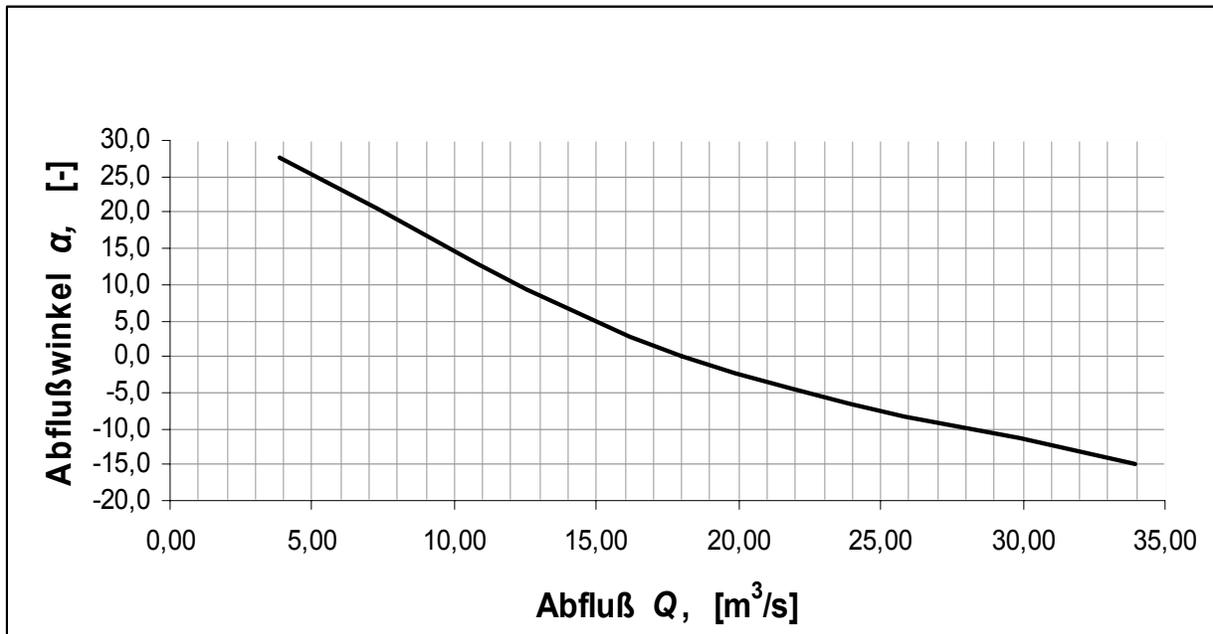


Abb. 3.6. Graphische Darstellung der Abflußmengen Q bei verschiedenen Stellungen α der Stauklappe

4.1.2. Hydrologie an der Fassungsstelle (Hydrology by the Water Intake)

4.1.2.1. Zuflüsse (Inflows)

a) Mittlere Monatsmittelwerte der Jahresreihe 1951-1981 (Mean Monthly Means of the Annual Discharge Serie 1951-1981)

Die Werte werden aus den Abflußwerten (mittlere Monatsmittel der Jahresreihe 1951-1981) am Pegel Agenau errechnet:

$$MQ_{51-81(WF)} = MQ_{51-81(Ag)} \cdot \frac{E_{WF}}{E_{Ag}} \cdot f_{WF}, \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

mit

$$f_{WF} = \frac{E_W \cdot f_W + E_V \cdot f_V}{E_{WF}}, \quad [-]$$

Hier sind:

E Einzugsgebiet, [km^2]

f Abflußspendenfaktor, [-]

mit Indizes:

WF Wasserfassung;

Ag Pegel Agenau

W Außervillgraten / Winkeltalbach

V Außervillgraten / Villgratenbach

Monat	X	XI	XII	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	Jahr
$f_{(WF)}, [-]$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,99	1,00	1,01	1,01	1,01	1,01	–
$MQ_{51-81(WF)}$ [m^3/s]	3,55	2,96	2,10	1,65	1,45	1,56	2,64	6,65	10,63	7,77	5,70	4,47	4,27

Tab. 4. Mittlere Monatsmittelwerte der Jahresreihe 1951–1981 an der Fassungsstelle

b) Abflußdauerlinie (Discharge Duration Curve)

Die Überschreitungsdauer in den einzelnen Jahren der Reihe 1951-1981 wurde für den Pegel Agenau aus den Hydrographischen Jahrbüchern von Österreich 1980 und 1981 entnommen. Die Umrechnung auf die Fassungsstelle erfolgte analog der Umrechnung der mittleren Monatsmittelwerte. Die mittlere Überschreitungsdauer der Jahresreihe 1951-1981 ist im nächsten Diagramm (siehe die nächste Abb. 4.) dargestellt.

4.1.2.2. Ausbaudurchfluß (Design Flow)

Der Ausbaudurchfluß der Wasserfassung (Maximaleinzug) ist für den 80. Tag aus der Abflußdauerlinie (Abb. 4.) abgelesen.

$$80. \text{ Tag} \rightarrow Q_A = 5 \text{ m}^3/\text{s}$$

Der Ausbaudurchfluß beträgt $Q_A = 5,00 \text{ m}^3/\text{s}$.

4.1.2.3. Dotierwasserabgabe (Ecological Discharge)

Am Wehr der Wasserfassung werden über die Rampe für Fische und Kleinlebewesen folgende Dotierwassermengen (Q_{DOT}) abgegeben:

1. Oktober bis 31. Dezember:	400 l/s (0,4 m ³ /s)
1. Jänner bis 31. März:	350 l/s (0,35 m ³ /s)
1. April bis 30. April:	400 l/s (0,4 m ³ /s)
1. Mai bis 30. September:	1000 l/s (1,0 m ³ /s)

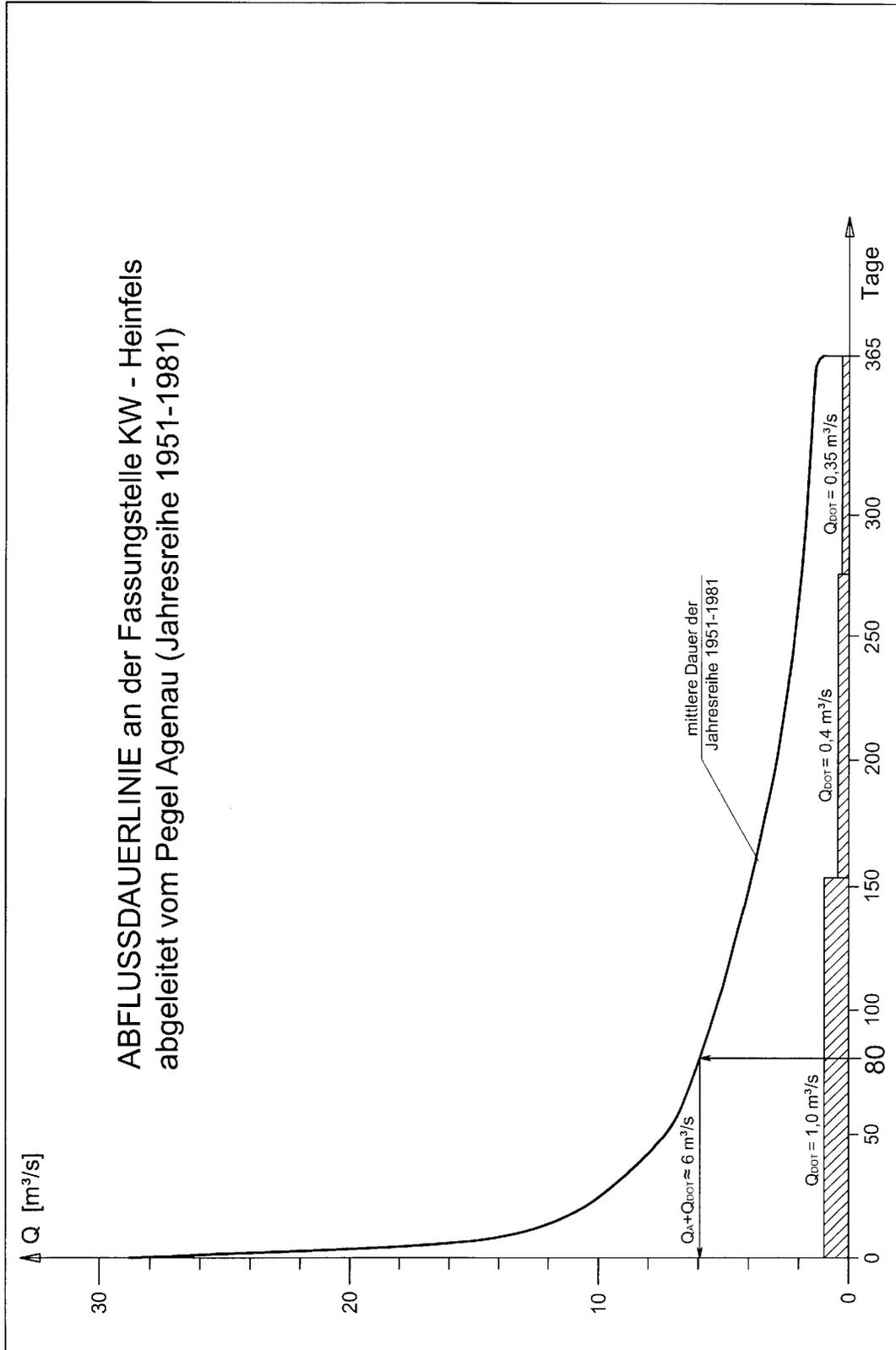


Abb. 4. Abflussdauerlinie an der Fassungstelle KW – Heinfels (Jahresreihe 1951 – 1981)

4.1.2.4. Überwasser am Wehr (Weir Overflow)

Das Überwasser (weir overflow) ist die Menge, die weder abgeleitet noch zurückgehalten werden kann, d. h. Abfluss größer als der Ausbaudurchfluss abzüglich der Sommerdotierfracht ($Q_{DOT} = 1,0 \text{ m}^3/\text{s}$ von 1. Mai bis 30. September).

Das (mittlere) Überwasser am Wehr kommt nur in den Monaten V, VI, VII vor.

$$Q_{ii} = MQ - (Q_A + Q_{DOT}), \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

Im Mai (V): $Q_{ii} = 6,65 - (5,00 + 1,00) = 0,65 \text{ m}^3/\text{s}$

Im Juni (VI): $Q_{ii} = 10,63 - (5,00 + 1,00) = 4,63 \text{ m}^3/\text{s}$

Im Juli (VII): $Q_{ii} = 7,77 - (5,00 + 1,00) = 1,77 \text{ m}^3/\text{s}$

Wassermengenmäßig sind das im Jahr

$$(60.60.24.31) \text{ s} \cdot 0,65 \text{ m}^3/\text{s} = 1\,740\,960 \text{ m}^3$$

$$(60.60.24.30) \text{ s} \cdot 4,63 \text{ m}^3/\text{s} = 12\,400\,992 \text{ m}^3$$

$$(60.60.24.31) \text{ s} \cdot 1,77 \text{ m}^3/\text{s} = \underline{4\,740\,768 \text{ m}^3}$$

$$\Sigma = 18\,882\,720 \text{ m}^3$$

4.1.2.5. Restwasserabfluß (Residual Water Flow)

Er ist die Summe des Abflusses aus Zwischeneinzugsgebiet (Einzugsgebiet der Restwasserstrecke), Dotierwasser und Überwasser nach Abzug des abgeleiteten Abflusses (Q_A).

Als Restwasserstrecke wird der Abschnitt des Villgratenbaches zwischen der Fassungsstelle und der Einmündung des Unterwasserkanales des KW – Heinfels bezeichnet.

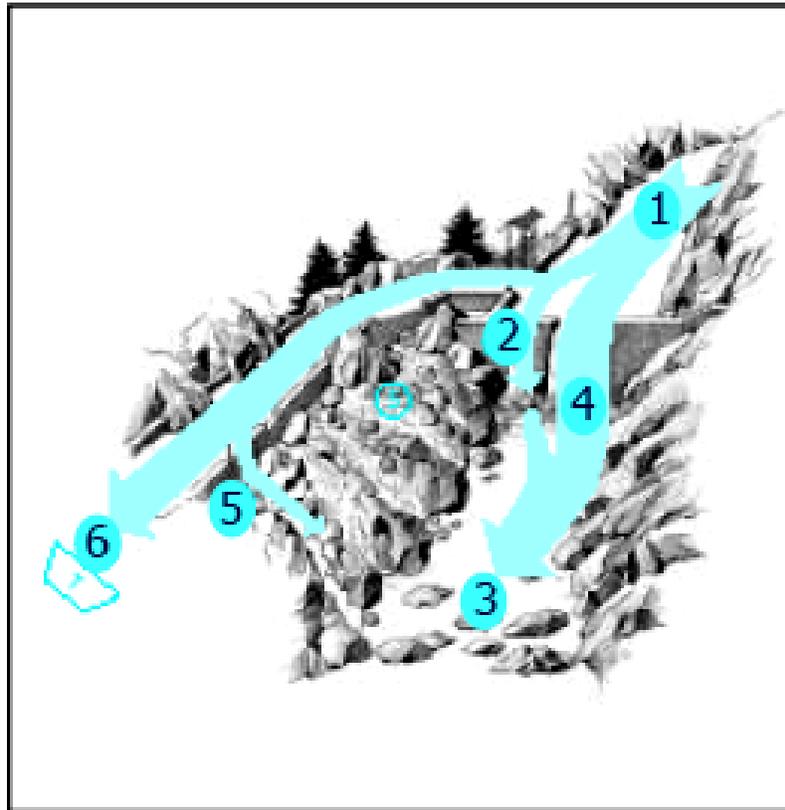


Abb. 5. Skizze der Durchflußverteilung [www.boku.ac.at/HFA/files/4a-Restwasser.pdf];

1. Wasserdargebot, Fluß Villgratenbach (River Discharge) => MQ
2. Dotierwasserabgabe über die Fischrampe (Ecological Discharge) => Q_{DOT}
3. Restwasser (Residual Water Flow) => Q_{Rest}
4. Überwasser am Wehr (Weir Overflow) => $Q_{ü}$
5. Spülwasser (Flushing Water)
6. Zufluß zu den beiden Turbinen (Nominal Discharge) => Q_A

5. Hydraulische Bemessung des Systems (Hydraulic Calculation of the System)

5.1. Einlauf (Water Intake)

Siehe Plan Nr. 3: Wehranlage Villgratenbach.

Die Sohle des Einlaufbauwerks liegt auf Höhe 1247,50 m. Man wählt als Höhe für die Einlaufschwelle 0,80 m.

Daraus folgt, dass **die Einlaufschwelle** auf $(1247,50 + 0,80) \text{ m} = 1248,30 \text{ m}$ liegt.

Die Fließgeschwindigkeit durch das Rechen soll ca. 1 m/s nicht überschreiten, damit von vornherein nur eine geringe Geschiebemenge eingetragen wird. Darüber hinaus ermöglicht diese geringe Einlaufgeschwindigkeit Fischen, sich der Sogwirkung zu entziehen. Die zwei Einlaufrechen (je eine pro Einlauföffnung) besitzen eine Nettoquerschnittsfläche von:

$$F_{R,netto} = \frac{Q_A}{v_R} = \frac{5,00}{1,00} = 5,00 \text{ m}^2$$

Der Bruttoquerschnittsfläche errechnet sich aus der Formel:

$$F_{R,brutto} = F_{R,netto} \cdot \left(1 + \frac{s}{e}\right) = 5,00 \cdot \left(1 + \frac{3}{15}\right) = 6,00 \text{ m}^2$$

Hier sind:

$s = 3 \text{ cm}$ – gewählter Rechenstabdurchmesser; Später wird auch das Kriterium für die Wahl des Rechenstabdurchmessers näher behandelt.

$e = 15 \text{ cm}$ – lichter Abstand der Rechenstäbe

Die einzelnen Stäbe der Einlaufrechen sind schwingungsfähige Strukturen; Sie unterliegen deshalb hohen wechselnden Beanspruchungen, die eine beliebige Formgebung ausschliessen. Ferner sind sie auch einer statischen Belastung durch hydrostatischen Wasserdruck, Geschwemmsel und Eis ausgesetzt. Zusätzlich führt die periodische Rechenreinigung zu hohen Quer-, Schub- und

Torsionskraftbeanspruchungen. Diesen Belastungen müssen die Rechenstäbe ein entsprechendes Widerstandsmoment, abgestützt auf entsprechende Auflager, entgegensetzen. Dies geschieht unter anderem durch eine angepasste Dimensionierung der Stabdicke bzw. des Stabdurchmesser s . Nicht zuletzt müssen die Rechenstäbe auch eine gewisse Haltbarkeit gegenüber Korrosion und Abrasion aufweisen.

Man empfiehlt in diesem Zusammenhang als Faustregel eine minimale Rechenstabdicke bzw. –durchmesser s von 1,2 cm [26], [63].

Mit einer angenommenen Rechenbreite $2 \times B_{R,brutto} = 2 \times 4,00 \text{ m} = 8,00 \text{ m}$ ergibt sich die Rechenhöhe:

$$h_R = \frac{F_{R,brutto}}{B_{R,brutto}} = \frac{6,00}{8,00} = 0,75 \text{ m}$$

Daraus erhält man die wahre Geschwindigkeit durch das zwei Rechen:

$$v'_R = \frac{Q_A}{2 \times B_{R,brutto} \cdot h_R} = \frac{5,00}{8,00 \cdot 0,75} = 0,83 \text{ m/s}$$

Hier erfolgt die Wasserentnahme unter Druck. Um eine Wirbelbildung mit unterschiedlichen Folgen, vor allem Beeinträchtigung der entnehmbaren Wassermenge und um Druckschwankungen oder unkontrollierter Lufteintrag zu vermeiden, muss eine ausreichende Einlaufüberdeckungshöhe $h_{e,\ddot{u}}$ vorhanden sein:

$$h_{e,\ddot{u}} = k_s \cdot (1 + \zeta_e) \cdot \frac{v'^2_R}{2 \cdot g} = 1,5 \cdot (1 + 0,05) \cdot \frac{0,83^2}{2 \cdot 9,81} \approx 0,10 \text{ m}$$

Hier bedeuten:

$k_s = 1,5$ – angenommener Sicherheitsbeiwert, [-]

$\zeta_e \approx 0,6$ – Verlustbeiwert für ausgerundeter Einlauf, [-]

$v'_R = 0,83 \text{ m/s}$ – Geschwindigkeit durch das Rechen

$g = 9,81 \text{ m/s}^2$ – Erdbeschleunigung

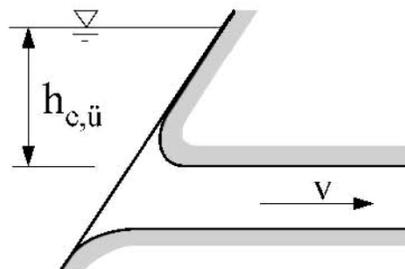


Abb. 6. Definitionsskizze zur Einlaufüberdeckungshöhe [1]

Somit beträgt die notwendige Kote des Wasserspiegels / Stauziels vor dem Einlaufbauwerk (siehe Abb. 7):

$1247,50 + 0,80 + 0,75 + 0,10 = 1249,15 \text{ m}$; Noch 15 cm Reserve und die Kote beträgt:

1249,30 m = Kote OW-Stand vor dem Einlaufrechen.

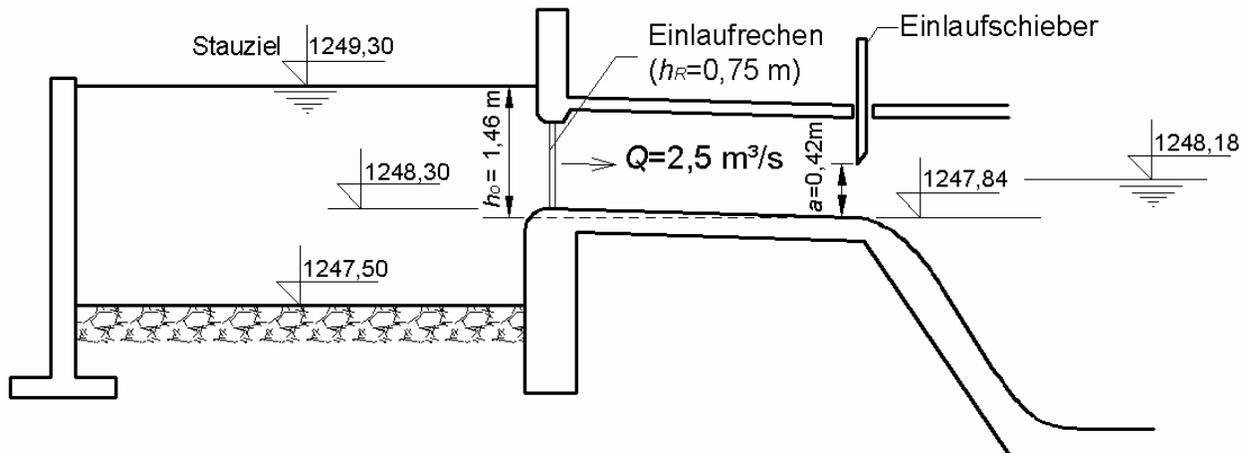


Abb. 7. Skizze des Einlaufbauwerks – 2 Einlauföffnungen, $Q_A = 2 \times 2,5 \text{ m}^3/\text{s}$

Berechnung der Fließverluste (Gesamtverluste) Σh vom Einlaufrechen bis zum Einlaufschieber bei der Kontrollöffnung (bezogen auf einen Entsander mit Einzug $Q = 2,5 \text{ m}^3/\text{s}$):

Einlaufverlust: $\zeta_e \approx 0,6$ – Verlustbeiwert für ausgerundeter Einlauf, [-]

$$h_e = \zeta_e \cdot \frac{v^2}{2g} = \zeta_e \cdot \frac{Q^2}{F^2} \cdot \frac{1}{2g} = 0,05 \cdot \frac{Q^2}{(4,00 \cdot 0,75)^2} \cdot \frac{1}{2 \cdot 9,81} = 0,000325 \cdot Q^2, \text{ [m]}$$

Rechenverlust: $\zeta_R = \beta \cdot \sin \alpha \cdot \left(\frac{s}{e}\right)^4 = 1,80 \cdot \sin 90^\circ \cdot \left(\frac{3}{15}\right)^4 = 0,211$ [-] - Verlustbeiwert

$$h_R = \zeta_R \cdot \frac{Q^2}{F^2} \cdot \frac{1}{2g} = 0,211 \cdot \frac{Q^2}{(4,00 \cdot 0,75)^2} \cdot \frac{1}{2 \cdot 9,81} = 0,0012 \cdot Q^2, \text{ [m]}$$

Hier sind:

$\beta \approx 1,80$ – Stabformbeiwert für runde Rechenstäbe, [-]

$s = 3 \text{ cm}$ – Rechenstabdurchmesser

$e = 15 \text{ cm}$ – lichter Abstand der Rechenstäbe

$\alpha = 90^\circ$ - Neigung des Rechens gegen die Horizontale

Aufweitungsverlust: Wehrkanalhöhe von 0,75 auf 0,90 m

Querschnittsfläche des Wehrkanals vor der Aufweitung: $F_1 = 4,00 \cdot 0,75 = 3,00 \text{ m}^2$

Querschnittsfläche des Wehrkanals nach der Aufweitung: $F_2 = 4,00 \cdot 0,90 = 3,60 \text{ m}^2$

$$\zeta_{Aufw} = \left(\frac{F_2}{F_1} - 1 \right)^2 = \left(\frac{3,60}{3,00} - 1 \right)^2 = 0,04 \quad [-]$$

$$h_{Aufw} = \zeta_{Aufw} \cdot \frac{Q^2}{F_2^2} \cdot \frac{1}{2g} = 0,04 \cdot \frac{Q^2}{3,60^2} \cdot \frac{1}{2 \cdot 9,81} = 0,0002 \cdot Q^2, \quad [\text{m}]$$

Einengungsverlust (vor dem Schieber in der Kontrolöffnung):

von $F_1 = 4,00 \cdot 0,90 = 3,60 \text{ m}^2$

auf $F_2 = 2,00 \cdot 0,80 = 1,60 \text{ m}^2$

Allmähliche Verengung $\Rightarrow \zeta \approx 0$

Krümmungsverlust: Vereinfachende Annahme: vernachlässigbar klein, sowohl beim linken als auch beim rechten Wehrkanal.

Reibungsverlust im Wehrkanal:

$$\text{Strickler: } h_R = \frac{L V^2}{k_{St}^2 \cdot R^{4/3}}, \quad [\text{m}] \quad \text{oder} \quad h_R = \frac{L \cdot Q^2}{F_m^2 \cdot k_{St}^2 \cdot R^{4/3}}, \quad [\text{m}]$$

mittlerer Wehrkanalquerschnitt: $F_m = b_m \cdot h_m \approx 3,00 \cdot 0,85 = 2,55 \text{ m}^2$

mittler benetzter Umfang: $U_m = 2 \cdot (b_m + h_m) = 2 \cdot (3,00 + 0,85) = 7,70 \text{ m}$

mittlerer hydraulischer Radius: $R = \frac{F_m}{U_m} = \frac{2,55}{7,70} = 0,331 \text{ m}$

Geschwindigkeitsbeiwert nach Strickler: $k_{St} = 80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ (glatt geschalte Betonwände)

Wehrkanallänge: $L_{links} \approx 11,50 \text{ m}$

$L_{rechts} \approx 6,50 \text{ m}$

linker Wehrkanal: $h_R = \frac{L \cdot Q^2}{F_m^2 \cdot k_{St}^2 \cdot R^{4/3}} = \frac{11,50 \cdot Q^2}{2,55^2 \cdot 80^2 \cdot 0,331^{4/3}} = 0,00121 \cdot Q^2, \quad [\text{m}]$

rechter Wehrkanal: $h_R = \frac{L \cdot Q^2}{F_m^2 \cdot k_{St}^2 \cdot R^{4/3}} = \frac{6,50 \cdot Q^2}{2,55^2 \cdot 80^2 \cdot 0,331^{4/3}} = 0,00068 \cdot Q^2, \quad [\text{m}]$

Verluste h , [m]	linker Wehrkanal	rechter Wehrkanal
Einlaufverlust	$0,000325 \cdot Q^2$	$0,000325 \cdot Q^2$
Rechenverlust	$0,0012 \cdot Q^2$	$0,0012 \cdot Q^2$
Aufweitungsverlust	$0,0002 \cdot Q^2$	$0,0002 \cdot Q^2$
Einengungsverlust	≈ 0	≈ 0
Krümmerverlust	≈ 0	≈ 0
Reibungsverlust	$0,00121 \cdot Q^2$	$0,00068 \cdot Q^2$
Gesamtverluste Σh	$0,00294 \cdot Q^2$	$0,00241 \cdot Q^2$
Gesamtverluste Σh in m bei $Q = 2,5 \text{ m}^3/\text{s}$	0,018	0,015

Tab. 5. Summe der Fließverluste (Gesamtverluste) vom Einlauf bis zum Schütz

Vollkommener Ausfluss hinter dem Einlaufschieber:

Toricelli:
$$Q = \mu_a \cdot a \cdot B \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}, \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$

Hier sind:

μ_a Ausflußbeiwert (siehe Teil 1, Abb. 32. c)), [-]; $\mu_a = f(h/a)$

$B_a = 2,00 \text{ m}$ – Schützbreite, [m]

$h = h_o - \Sigma h = 1,46 - 0,02 = 1,44 \text{ m}$ bei:

$$h_o = 1249,30 - 1247,84 = 1,46 \text{ m (siehe oben Abb. 7.)}$$

$$\Sigma h = 0,018 \approx 0,02 \text{ m (größerer Wert für den einen Wehrkanal – linker Wehrkanal)}$$

a Schützöffnung, [m]; wird iterativ gefunden:

I. Iteration:

Annahme: Schützöffnung $a = 0,40 \text{ m}$ bei $Q = 2,50 \text{ m}^3/\text{s}$ (Einzug)

$h/a = 1,44/0,40 = 3,60 \Rightarrow \mu_a = 0,57$ bei lotrechter Schütz (siehe Teil 1, Abb. 32. c))

$$Q = 0,57 \cdot 0,40 \cdot 2,00 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 1,44} = 2,42 \text{ m}^3/\text{s}$$

II. Iteration:

Annahme: Schützöffnung $a = 0,42$ m bei $Q = 2,50$ m³/s (Einzug)

$h/a = 1,44/0,42 = 3,43 \Rightarrow \mu_a = 0,56$ bei lotrechter Schütz (siehe Teil 1, Abb. 32. c))

$$Q = 0,56 \cdot 0,42 \cdot 2,00 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 1,44} = 2,50 \text{ m}^3/\text{s}$$

Die **Schützöffnung** muss **0,42 m hoch** und **2,00 m breit** sein damit genau der Einzug von 2,50 m³/s durchfließen kann.

5.2. Entnahmeüberfall (Frontal Spillway at the End of the Settling Basin)

Abfluß über den Entnahmeüberfall:

Der Entnahmeüberfall ist vollkommener Überfall; Dann wird der Abfluß:

$$Q_a = \frac{2}{3} \cdot \mu_{\ddot{u}} \cdot B_a \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot h_{\ddot{u}}^{3/2}, [\text{m}^3/\text{s}]$$

Daraus errechnet sich die Überfallhöhe $h_{\ddot{u}}$:

$$h_{\ddot{u}}^{3/2} = \frac{Q_a}{\frac{2}{3} \cdot \mu_{\ddot{u}} \cdot B_a \cdot \sqrt{2 \cdot g}}, [\text{m}]$$

$$h_{\ddot{u}}^{3/2} = \frac{2,50}{\frac{2}{3} \cdot 0,75 \cdot 2,00 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81}}, [\text{m}]$$

$$h_{\ddot{u}}^{3/2} = 0,5644 \text{ m} \Rightarrow h_{\ddot{u}} = 0,68 \text{ m}$$

Hier bedeuten:

$\mu_{\ddot{u}} = 0,75$ – Überfallbeiwert für rundkronigen Überfall (siehe Teil 1, Tab 4.), [-]

$B_a = 2,00$ m – Breite der Überfallkrone, [m]

Die Kote des Unterwassers (bzw. des Wasserspiegels im Einlaufspeicher / Schwallkammer) ist als Zielgröße angenommen:

Kote UW = 1247,40 m (oder Kote Oberwasser für das ganze System)

Die Kote der Überfallkrone bekommt man mit einem Sicherheitsabstand von 0,10 m von der Kote UW. Somit wird sichergestellt, dass der Überfall vollkommen ist.

Kote Überfallkrone = 1247,40 + 0,10 = 1247,50 m

Wenn man zur Kote der Überfallkrone die Überfallhöhe $h_{\ddot{u}} = 0,68$ m addiert, bekommt man die Kote des Wasserspiegels in jedem Entsander bei $Q_A/2 = 2,50$ m³/s:

Kote des Wasserspiegels im Entsander = 1247,50 + 0,68 = 1248,18 m

5.3. Bemessung der Entsanderkammer (Hydraulic Calculations of the Settling Basin)

Die Fließgeschwindigkeit des Wassers in der Entsanderkammer wird mit $v = 0,30$ m/s angenommen.

Die vertikale Sinkgeschwindigkeit der geschwebten Partikeln mit einem Durchmesser $d \geq 0,25$ mm im ruhenden (stehenden) Wasser ist aus Abb. 6.2. (Teil1) ermittelt. Der Mittelwert (aus der Kurve von Dietrich bzw. von Sudry, sowie auch von Oseen) ist:

$$w_o \approx 0,04 \text{ m/s}$$

Die Sinkgeschwindigkeit im fließenden Wasser v_s ist [1]:

$$v_s = w_o - \alpha_s \cdot v, \quad [\text{m/s}]$$

$$\alpha_s = \frac{0,132}{\sqrt{h}}, \quad [-]$$

α_s ist Verzögerungsbeiwert der Sinkgeschwindigkeit, [-].

An dieser Stelle der Berechnung ist die Wassertiefe am Anfang der Entsanderkammer h_{Anfang} noch nicht bekannt und man muß eine Annahme treffen:

Angenommen: $h_{\text{Anfang}} = 2,60$ m

$$v_s = w_o - \frac{0,132}{\sqrt{h}} \cdot v = 0,04 - \frac{0,132}{\sqrt{2,60}} \cdot 0,30 = 0,016 \text{ m/s}$$

Die Entsanderkammerlänge ist [1]:

$$L = \frac{h_{\text{Anfang}} \cdot v}{v_s} = \frac{2,60 \cdot 0,30}{0,016} = 48,75 \text{ m} \rightarrow \text{gewählt: } L = 50,00 \text{ m}$$

Die Breite der Entsanderkammer ist [1]:

$$B = \frac{Q}{h_{\text{Anfang}} \cdot v} = \frac{2,50}{2,60 \cdot 0,30} = 3,21 \text{ m} \rightarrow \text{gewählt: } B = 3,00 \text{ m}$$

Die **Kote der Sohle am Anfang der Entsanderkammer** liegt auf:

WS im Entsander - $h_{\text{Anfang}} = 1248,18 - 2,60 = \mathbf{1245,58 \text{ m}}$

Bei angenommener Sohlgefälle $l = 0,02$ (2,0%) liegt die **Kote der Sohle am Ende der Entsanderkammer** auf:

Kote der Sohle am Anfang der Entsanderkammer - $l \cdot L = 1245,58 - 0,02 \cdot 50 = \mathbf{1244,58 \text{ m}}$

Somit ist die **Wassertiefe am Ende der Entsanderkammer:**

$$h_{\text{Ende}} = 1248,18 - 1244,58 = \mathbf{3,60 \text{ m}}$$

Zur Einhaltung einer gleichmäßigen Durchströmung des Beckens ist folgende Bedingung zu erfüllen [1], [9]:

$$1) B \leq \frac{L}{8}, [\text{m}]$$

$$3,00 \text{ m} < \frac{50,00 \text{ m}}{8}$$

$$3,00 \text{ m} < 6,25 \rightarrow \text{erfüllt}$$

6. Hydraulische Berechnung des Triebwasserweges (Hydraulic Calculation of the Water Conveyance System)

6.1. Druckstollen (Pressure Tunnel)

6.1.1. Örtliche Verluste (Minor or Local Head Losses)

Die allgemeine Formel für die örtlichen Verluste ist [22]:

$$h_{\text{Ort}} = \zeta \cdot \frac{v^2}{2g}, [\text{m}]$$

Weiter werden die Verluste als Funktion vom Durchflußmenge Q ausgedrückt; Mit $v = Q/F$ bekommt man:

$$h_{\text{Ort}} = \zeta \cdot \frac{v^2}{2g} = \zeta \cdot \frac{Q^2}{F^2} \cdot \frac{1}{2g}, [\text{m}]$$

Hier sind:

v mittlere Fließgeschwindigkeit im Querschnitt, [m/s]

ζ örtlicher Widerstandsbeiwert, [-]

Q Durchflußmenge, [m³/s]

F Querschnittsfläche, [m²]

g Erdbeschleunigung, [m/s²]

Einlauf:
$$h_E = \zeta_e \cdot \frac{Q^2}{F^2} \cdot \frac{1}{2g} = 0,3 \cdot \frac{Q^2}{4,15^2} \cdot \frac{1}{2 \cdot 9,81} = 0,00170 \cdot Q^2, \text{ [m]}$$

$\zeta_e = 0,3$ für leicht abgerundete Kanten

Erweiterung:

$$h_{Erw.} = 1,0 \cdot \left(\frac{(F_1 + F_2)}{F_2} - 1 \right)^2 \cdot \frac{Q^2}{F^2} \cdot \frac{1}{2g} = 1,0 \cdot \left(\frac{(2,0 + 4,15)}{4,15} - 1 \right)^2 \cdot \frac{Q^2}{4,15^2} \cdot \frac{1}{2 \cdot 9,81} = 0,00628 \cdot Q^2, \text{ [m]}$$

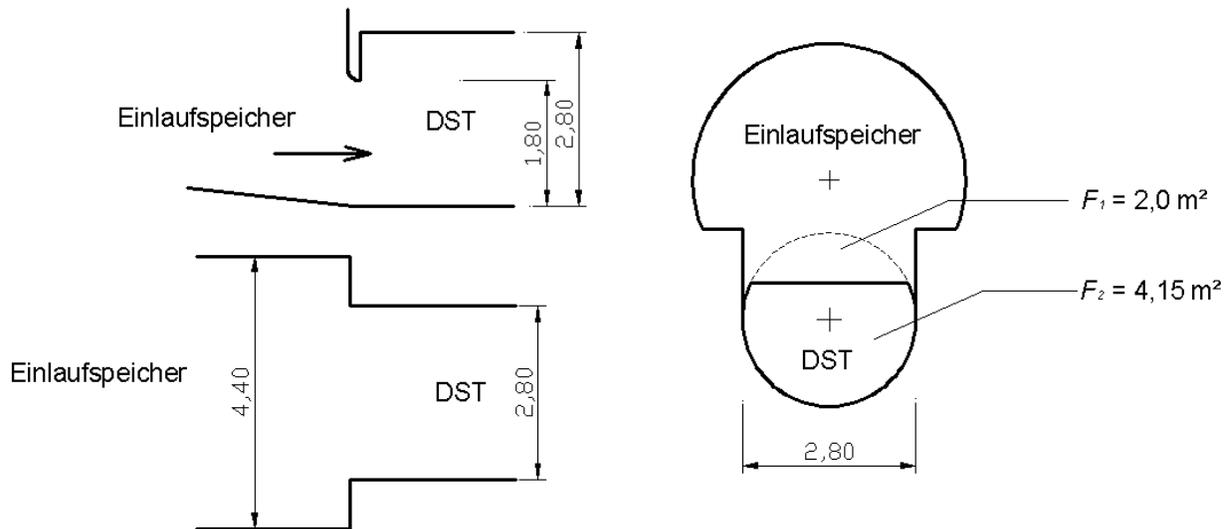


Abb. 8. Skizze Übergang Einlaufspeicher – Druckstollen (DST)

Abzweigung Wasserschloß:

Bei rechtwinkliger Abzweig ist $\zeta = 0,04$ für $Q_{WS} = 0$ (siehe nächste Abbildung) und gleichgroßen Wasserschloßdurchmesser ($D_{WS} = \text{konst.}$)

$$h_{WS} = 0,04 \cdot \frac{Q^2}{4,52^2} \cdot \frac{1}{2,9,81} = 0,0001 \cdot Q^2, \quad [\text{m}]$$

Der Verlust ist vernachlässigbar klein.

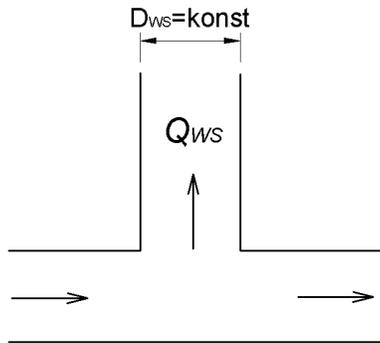


Abb. 10. Skizze Abzweigung Wasserschloß

Summe aller örtlichen Verluste im Druckstollen:

$$\sum h_{Ort,DST} = (0,00170 + 0,00628 + 0,0001) \cdot Q^2, \quad [\text{m}]$$

$$\sum h_{Ort,DST} = 0,009175 \cdot Q^2, \quad [\text{m}]$$

6.1.2. Reibungsverluste (Friction Head Losses)

Ausgangsformel ist die rein empirische Beziehung von Chézy (Chézy empirical equation, in 1775) für die querschnittsgemittelte Fließgeschwindigkeit:

$$v = C \cdot \sqrt{R \cdot I}$$

Hier sind:

$v = Q/F$ querschnittsgemittelte Fließgeschwindigkeit (mean/average velocity), [m/s]

$C = k_{st} \cdot R^{1/6}$ Fließbeiwert nach Chézy (Chézy resistance coefficient), [m^{1/2}/s]

R hydraulischer Radius (hydraulic radius), [m]; $R = D/4$ für Röhre

I Energiegefälle (gradient of the total head line), [-]

Nach Umrechnung bekommt man die Reibungsverluste im Form:

$$h_R = \frac{L.V^2}{R.C^2}, \text{ [m]}$$

Oder:

$$h_R = \frac{L.Q^2}{F^2.k_{St}^2.\left(\frac{D}{4}\right)^{4/3}}, \text{ [m]}$$

mit k_{St} Strickler-Beiwert (Geschwindigkeitsbeiwert nach Strickler), [m^{1/3}/s]

Für die verschiedenen Bereiche des Druckstollens errechnen sich die folgenden Reibungsverluste:

$$F=6,15\text{m bei } R_{DST} = 1,40 \text{ m; } k_{St} = 65, L = 2000 \text{ m} \rightarrow h_R = \frac{Q^2.L}{F^2.k_s^2.\left(\frac{D}{4}\right)^{4/3}} = 0,0201.Q^2, \text{ [m]}$$

$$F=6,05\text{m bei } R_{DST} = 1,37 \text{ m; } k_{St} = 65, L = 650 \text{ m} \rightarrow h_R = \frac{Q^2.L}{F^2.k_s^2.\left(\frac{D}{4}\right)^{4/3}} = 0,0070.Q^2, \text{ [m]}$$

$$F=5,42\text{m bei } R_{DST} = 1,31 \text{ m; } k_{St} = 65, L = 350 \text{ m} \rightarrow h_R = \frac{Q^2.L}{F^2.k_s^2.\left(\frac{D}{4}\right)^{4/3}} = 0,0050.Q^2, \text{ [m]}$$

$$F=4,52\text{m bei } R_{DST} = 1,20 \text{ m; } k_{St} = 85, L = 196 \text{ m} \rightarrow h_R = \frac{Q^2.L}{F^2.k_s^2.\left(\frac{D}{4}\right)^{4/3}} = 0,0027.Q^2, \text{ [m]}$$

$$F = 4,52 \text{ m bei } R_{DST} = 1,20 \text{ m; } k_{St} = 100, L = 62 \text{ m} \rightarrow h_R = \frac{Q^2.L}{F^2.k_s^2.\left(\frac{D}{4}\right)^{4/3}} = 0,0006.Q^2, \text{ [m]}$$

$$\sum h_R = 0,0354.Q^2, \text{ [m]}$$

6.1.3. Gesamtverluste im Druckstollen (Total Head Losses in the Pressure Tunnel)

Die Summe aller Verluste im Druckstollen bis zum Wasserschloß ist (total head losses in the pressure tunnel to the surge tank):

$$\sum h_{DST} = (0,0353 + 0,009175) \cdot Q^2 = 0,0443 \cdot Q^2, \text{ [m]}$$

Die Summe aller Verluste im Druckstollen bis Abzweigrohr (total head losses in the pressure tunnel to the branch pipe) ist:

$$\sum h_{DST} = (0,0354 + 0,0443) \cdot Q^2 = 0,0444 \cdot Q^2, \text{ [m]}$$

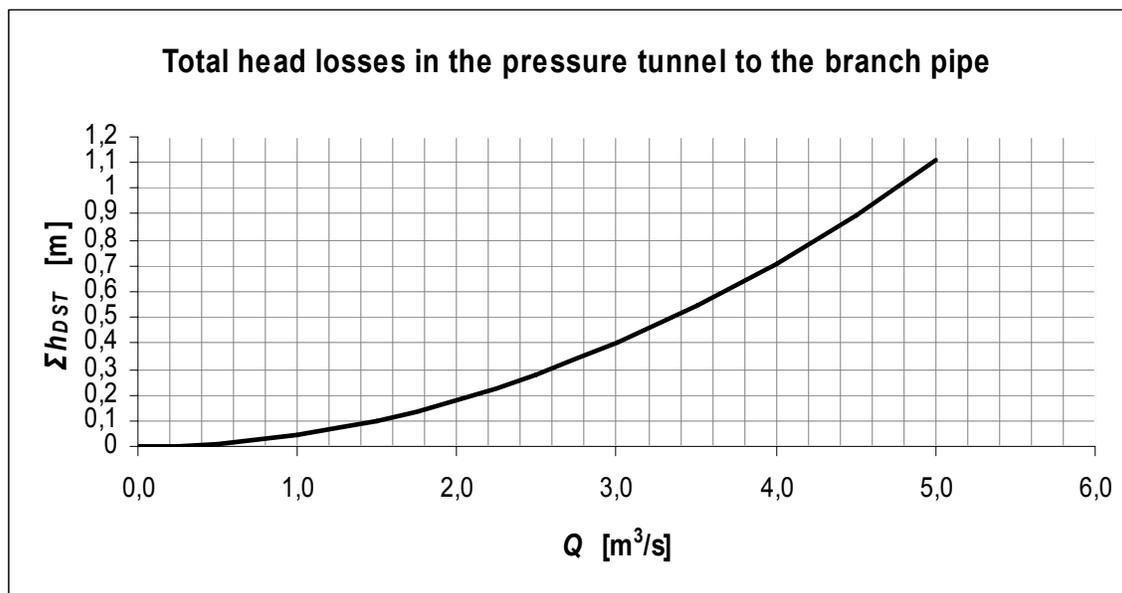


Abb. 11. Graphische Darstellung der Gesamtverluste im Druckstollen bis Abzweigrohr

6.2. Kraftabstieg bzw. Druckrohrleitung (Penstock)

6.2.1. Örtliche Verluste (Minor or Local Head Losses)

Abzweigverlust: 45° scharfkantige Abzweigung und

$$Q_{\text{Gesamtstrom}} (Q_A) / Q_{\text{Abzweigstrom}} (Q_A) = 1 \quad \Rightarrow \zeta \approx 0,48$$

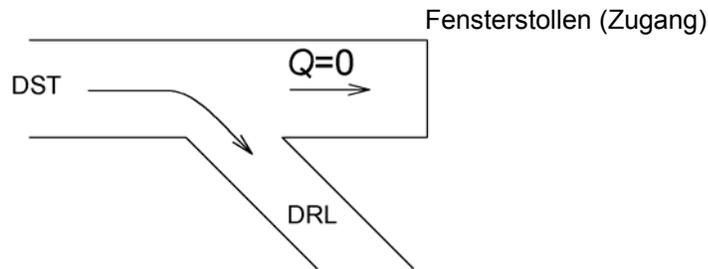


Abb. 12. Skizze der Abzweigung

$$h_{\text{Abzw}} = \zeta \cdot \frac{Q^2}{F^2} \cdot \frac{1}{2g} = 0,48 \cdot \frac{Q^2}{4,52^2} \cdot \frac{1}{2 \cdot 9,81} = 0,0012 \cdot Q^2, \quad [\text{m}]$$

Krümmerverlust:

$$\zeta_{\text{Kr}} = \left(0,131 + 1,847 \cdot \left(\frac{D_{\text{DRL}}}{2 \cdot R} \right)^{3,5} \right) \cdot \frac{\alpha^\circ}{90^\circ} = \left(0,131 + 1,847 \cdot \left(\frac{1,30}{2 \cdot 3,90} \right)^{3,5} \right) \cdot \frac{45^\circ}{90^\circ} = 0,067$$

mit $R = 3 \cdot D_{\text{DRL}} = 3 \cdot 1,30 = 3,90 \text{ m}$

$$h_{\text{Kr}} = \zeta_{\text{Kr}} \cdot \frac{Q^2}{F_{\text{DRL}}^2} \cdot \frac{1}{2g} = 0,067 \cdot \frac{Q^2}{1,327^2} \cdot \frac{1}{2 \cdot 9,81} = 0,0019 \cdot Q^2, \quad [\text{m}]$$

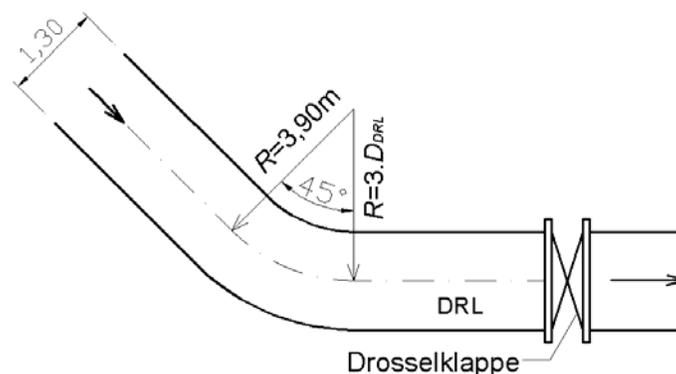


Abb. 13. Skizze der Krümmung zwischen der Abzweigung und der Drosselklappe

Drosselklappe: voll geöffnet => $\zeta \approx 0,20$

$$h_{Dr} = \zeta \cdot \frac{Q^2}{F_{DRL}^2} \cdot \frac{1}{2g} = 0,20 \cdot \frac{Q^2}{1,327^2} \cdot \frac{1}{2 \cdot 9,81} = 0,0058 \cdot Q^2, \text{ [m]}$$

Krümmerverluste:

Alle andere Krümmungsverluste auf der Trasse der Druckrohrleitung bis zum Hosenrohr sind wie der Krümmerverlust oben berechnet:

$\alpha = 25^\circ \rightarrow \zeta_{Kr} = 0,0374;$	$h_{Kr} = \zeta_{Kr} \cdot \frac{Q^2}{F_{DRL}^2} \cdot \frac{1}{2g} = 0,0011 \cdot Q^2$
$\alpha = 30^\circ \rightarrow \zeta_{Kr} = 0,0448;$	$h_{Kr} = 0,0013 \cdot Q^2$
$\alpha = 10^\circ \rightarrow \zeta_{Kr} = 0,0149;$	$h_{Kr} = 0,0004 \cdot Q^2$
$\alpha = 25^\circ \rightarrow \zeta_{Kr} = 0,0374;$	$h_{Kr} = 0,0011 \cdot Q^2$
$\alpha = 15^\circ \rightarrow \zeta_{Kr} = 0,0224;$	$h_{Kr} = 0,0006 \cdot Q^2$
$\alpha = 15^\circ \rightarrow \zeta_{Kr} = 0,0224;$	$h_{Kr} = 0,0006 \cdot Q^2$
$\alpha = 40^\circ \rightarrow \zeta_{Kr} = 0,0598;$	$h_{Kr} = 0,0017 \cdot Q^2$
160°	$\sum h_{Kr} = 0,0069 \cdot Q^2, \text{ [m]}$

Summe aller örtlichen Verluste in der Druckrohrleitung:

$$\sum h_{Ort,DRL} = (0,0012 + 0,0019 + 0,0058 + 0,0069) \cdot Q^2, \text{ [m]}$$

$$\sum h_{Ort,DRL} = 0,0158 \cdot Q^2, \text{ [m]}$$

6.2.2. Reibungsverluste (Friction Head Losses)

$$h_R = \frac{L_{DRL} \cdot Q^2}{F_{DRL}^2 \cdot k_{St}^2 \cdot \left(\frac{D_{DRL}}{4}\right)^{4/3}} = \frac{367 \cdot Q^2}{1,327^2 \cdot 100^2 \cdot \left(\frac{1,30}{4}\right)^{4/3}} = 0,0932 \cdot Q^2, \text{ [m]}$$

6.2.3. Gesamtverluste (Total Head Losses)

Bis Hosenrohr (to the Y-branch pipe):

$$\sum h = (0,0444 + 0,0158 + 0,0932) \cdot Q^2 = 0,1534 \cdot Q^2, \quad [\text{m}]$$

Bei $Q_A = 5,0 \text{ m}^3/\text{s} \Rightarrow \sum h = 0,1534 \cdot 5,0^2 = 3,84 \text{ m}$

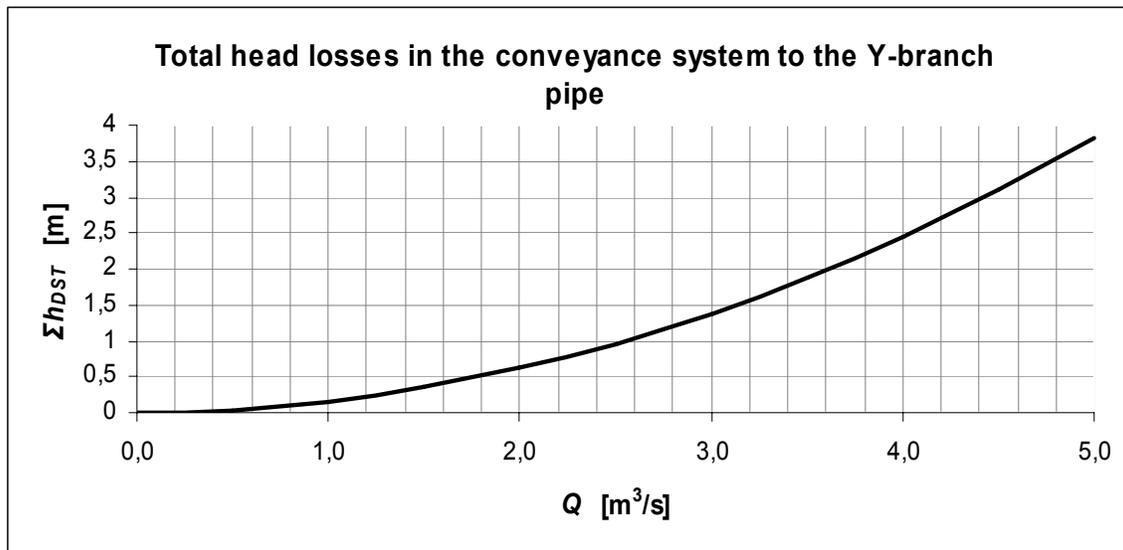


Abb. 14. Graphische Darstellung der Gesamtverluste im Triebwasserweg bis zum Hosenrohr

Hosenrohr (Y-branch pipe):

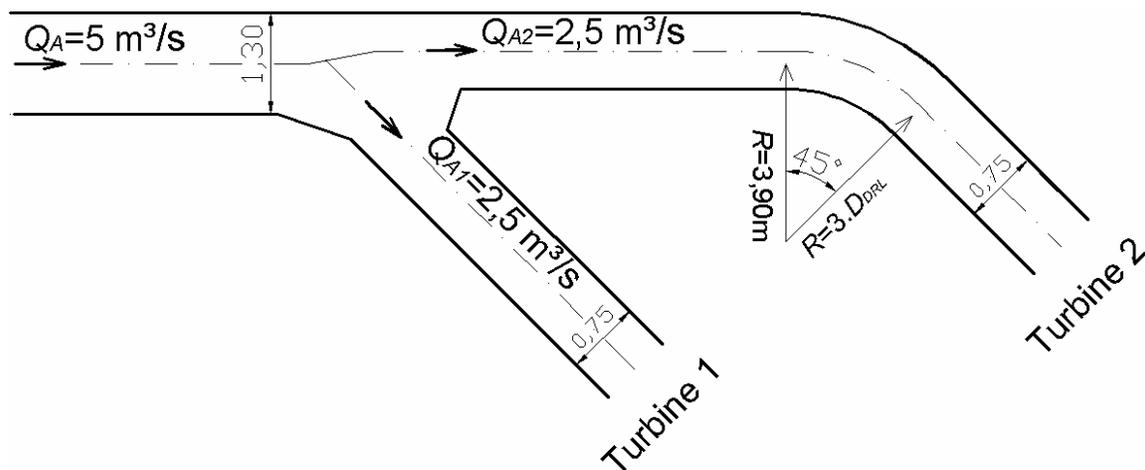


Abb. 15. Skizze des Hosenrohrs: Durchgang zur Turbine 2 mit Q_{A2} und Abzweig (45°) zur Turbine 1 mit Q_{A1}

$$1) \text{ Abzweig: } 45^\circ \text{ und } \frac{Q_{A1}}{Q_A} = \frac{2,5 \text{ m}^3/\text{s}}{5,0 \text{ m}^3/\text{s}} = 0,5 \Rightarrow \zeta = 0,44$$

$$h_{\text{Abzweig}} = \zeta \cdot \frac{Q^2}{F_{DRL}^2} \cdot \frac{1}{2g} = 0,44 \cdot \frac{Q^2}{1,327^2} \cdot \frac{1}{2 \cdot 9,81} = 0,0127 \cdot Q^2, \text{ [m]}$$

$$2) \text{ Durchgang: Abzweig } 45^\circ \text{ und } \frac{Q_{A2}}{Q_A} = \frac{2,5 \text{ m}^3/\text{s}}{5,0 \text{ m}^3/\text{s}} = 0,5 \Rightarrow \zeta \approx 0$$

$$h_{\text{Durchgang}} = \zeta \cdot \frac{Q^2}{F_{DRL}^2} \cdot \frac{1}{2g} \approx 0$$

3) Krümmen:

$$\zeta_{Kr} = \left(0,131 + 1,847 \cdot \left(\frac{D_{\text{Durchgang}}}{2 \cdot R} \right)^{3,5} \right) \cdot \frac{\alpha^\circ}{90^\circ} = \left(0,131 + 1,847 \cdot \left(\frac{0,75}{2,3,90} \right)^{3,5} \right) \cdot \frac{45^\circ}{90^\circ} = 0,062$$

$$h_{Kr} = \zeta_{Kr} \cdot \frac{Q^2}{F_{\text{Durchgang}}^2} \cdot \frac{1}{2g} = 0,062 \cdot \frac{Q^2}{0,442^2} \cdot \frac{1}{2 \cdot 9,81} = 0,0162 \cdot Q^2, \text{ [m]}$$

4) Reibungsverluste:

Turbine 2: $L_{\text{Durchgang}} = 17 \text{ m}$

$$h_R = \frac{L \cdot Q^2}{F^2 \cdot k_{St}^2 \cdot \left(\frac{D}{4} \right)^{4/3}} = \frac{17 \cdot Q^2}{0,442^2 \cdot 100^2 \cdot \left(\frac{0,75}{4} \right)^{4/3}} = 0,0835 \cdot Q^2, \text{ [m]}$$

Turbine 1: $L_{\text{Abzweigung}} = 11 \text{ m}$

$$h_R = \frac{L \cdot Q^2}{F^2 \cdot k_{St}^2 \cdot \left(\frac{D}{4} \right)^{4/3}} = \frac{11 \cdot Q^2}{0,442^2 \cdot 100^2 \cdot \left(\frac{0,75}{4} \right)^{4/3}} = 0,050 \cdot Q^2, \text{ [m]}$$

Gesamt: $L_{\text{Durchgang}} + L_{\text{Abzweigung}} = 17 + 11 = 28 \text{ m}$

$$h_R = \frac{L \cdot Q^2}{F^2 \cdot k_{St}^2 \cdot \left(\frac{D}{4} \right)^{4/3}} = \frac{28 \cdot Q^2}{0,442^2 \cdot 100^2 \cdot \left(\frac{0,75}{4} \right)^{4/3}} = 0,1335 \cdot Q^2, \text{ [m]}$$

Gesamtverluste h , [m]	Turbine 1	Turbine 2
vom Triebwassereinlauf bis zum Hosenrohr	$0,1578 \cdot Q^2$	$0,1578 \cdot Q^2$
vom Hosenrohr bis zum Unterwasser	$0,0627 \cdot Q^2$	$0,0997 \cdot Q^2$

Tab. 6. Gesamte Fallhöhenverluste im Triebwasserweg

6.3. Wasserschloß – Vorbemessung (Surge Tank – Precalculation)

Wasserschläsler begrenzen Druckschwankungen in Folge der Beschleunigung oder Verzögerung des strömenden Wassers in der Rohrleitung oder im Stollen. Jeder Vorgang eines Anfahrens oder Abbremsens von hydraulischen Maschinen löst in Folge der Durchflußänderung Druckwellen und damit Druckstöße aus, deren Größe von der Kürze der Zeit abhängt, in der das Öffnen und Schließen der Regelorgane oder des Leitapparates von Propeller-, Kaplan- oder Francis-Turbinen stattfindet.

Die Wasserschläsler haben prinzipiell vier Aufgaben zu erfüllen:

1. Hydraulische Trennung des Druckstollens (DST) von der Druckrohrleitung (DRL);
2. Dämpfung der Druckstoßentwicklung;
3. Verbesserung der Turbinenregelung;
4. Beschleunigter Ausgleich der Wassermengen.

Die Fläche des Wasserschlosses bzw. die Querschnittsfläche des Stegs F_{WS} ist nach dem ersten Thomaschen Kriterium berechnet:

$$F_{WS} \geq k_s \cdot F_{WS,kr} = k_s \cdot \frac{F_{DST} \cdot C_{DST}^2 \cdot R}{2 \cdot g \cdot (H_{brutto} - \sum h_{DST} - 3 \cdot \sum h_{DRL})}$$

$F_{WS,kr}$ kritische Querschnittsfläche des Stegs (Thoma-Querschnitt), [m²]

$k_s = 1,5$ – Sicherheitsfaktor

$H_{brutto} = 158,03$ m – Bruttofallhöhe (berechnet im nächsten Punkt 7.2. Fallhöhen)

$F_{DST} = 3,14 \cdot 1,30^2 = 5,31$ m² – mittlerer Druckstollenquerschnitt

$C_{DST} = k_{st} \cdot R^{1/6}$ – Fließbeiwert nach Chézy (Chézy resistance coefficient), [m^{1/2}/s]

R hydraulischer Radius (hydraulic radius), [m]; $R = D_{DST} / 4$ für Röhre

$k_{st} = 80 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ – mittlerer Strickler-Beiwert im Druckstollen

$D_{DST} = 2,60 \text{ m}$ – mittlerer Durchmesser des Druckstollens

$R = D_{DST} / 4 = 2,60 / 4 = 0,65 \text{ m}$

$C_{DST} = k_{st} \cdot R^{1/6} = 80 \cdot 0,65^{1/6} = 74,46 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$

$\sum h_{DST}$ – Gesamtverluste im Druckstollen bei Volllast ($Q_A = 5,00 \text{ m}^3/\text{s}$):

$$\sum h_{DST} = 0,0443 \cdot Q^2 = 0,0443 \cdot 5,00^2 = 1,11 \text{ m}$$

$\sum h_{DRL}$ – Gesamtverluste in der Druckrohrleitung bei Volllast ($Q_A = 5,00 \text{ m}^3/\text{s}$):

$$\sum h_{DRL} = (0,0158 + 0,0932) \cdot Q^2 + (0,0127 + 0,0162 + 0,1335) \cdot Q^2$$

$$\sum h_{DRL} = (0,0158 + 0,0932) \cdot 5,00^2 + (0,0127 + 0,0162 + 0,1335) \cdot 2,50^2$$

$$\sum h_{DRL} = 3,74 \text{ m}$$

$$F_{WS} \geq 1,5 \cdot \frac{5,31 \cdot 74,46^2 \cdot 0,65}{2,9,81 \cdot (158,03 - 1,11 - 3,3,74)}$$

$$F_{WS} \geq 10,04 \text{ m}^2$$

Der Durchmesser des Wasserschlosses ist dann:

$$D_{WS} = \sqrt{\frac{4 \cdot F_{WS}}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 10,04}{3,14}} = 3,58 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{D_{WS} = 4,00 \text{ m}}$$

$$F_{WS} = \frac{\pi \cdot D_{WS}^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 4,00^2}{4} = 12,57 \text{ m}^2 > F_{WS} = 10,04 \text{ m}^2$$

Der zweite Thomasche Kriterium lautet:

$$\sum h_{DST} + \sum h_{DRL} < \frac{H_{brutto}}{3}, \text{ [m]}$$

$$1,11 + 3,74 < \frac{158,03}{3}, \text{ [m]}$$

$$4,85 \text{ m} < 52,68 \text{ m} \Rightarrow \text{erfüllt}$$

Mit dem Ziel, die Netzfrequenz innerhalb möglichst geringer Toleranzen zu stabilisieren, versucht der Turbinenregler, die Drehzahl von Turbine und angekoppeltem Generator möglichst konstant zu halten. Bei Verringerung der Netzlast haben die angeschlossenen Generatoren die Tendenz, ihre Drehzahl zu erhöhen, bei Vergrößerung der Netzlast diese zu verringern. Wächst im gewählten Beispiel die Leistungsnachfrage im Netz sprunghaft an, öffnet der Turbinenregler die Leitschaufeln. Der entstehende erhöhte Durchsatz würde im Wasserschloß einen Entnahmesunk mit Abfallen des Wasserspiegels verursachen. In diesem Fall würde durch diesen Sunk- bzw. Schwalleffekt die verfügbare Fallhöhe verringert. Da jedoch mehr Leistung nachgefragt ist, sucht der Regler die Verkleinerung der Fallhöhe durch weitere Erhöhung des Durchsatzes zu kompensieren. So entstehen durch diese Regelung auf konstante Leistung kleine Schwingungen des Wasserspiegels im Wasserschloß. **Wenn die beiden Thomaschen Stabilitätsbedingungen erfüllt sind, bleiben dann die entstehenden Schwingungen im Wasserschloß gedämpft (Stabilität).** Sonst besteht die Gefahr, dass sie angefacht werden (Resonanz), was unbedingt zu vermeiden ist.

Der größte Spiegelanstieg im Wasserschloß gegenüber die Kote des Wasserspiegels im Ruhezustand (\equiv Kote $H_{OW} = 1247,40$ m) beim plötzlichen Abschalten der beiden Turbinen ist [1], [64]:

$$+z = v_{DST} \cdot \sqrt{\frac{F_{DST} \cdot L_{DST}}{F_{WS} \cdot g}} - 0,6 \cdot \sum h_{DST} = 0,94 \cdot \sqrt{\frac{5,31 \cdot 3258}{12,57 \cdot 9,81}} - 0,6 \cdot 1,11 \approx 11 \text{ m}$$

Hier sind:

$F_{DST} = 5,31 \text{ m}^2$ – mittlerer Druckstollenquerschnitt

$v_{DST} = Q_A / F_{DST} = 5,00 / 5,31 = 0,94 \text{ m/s}$ – mittlere Fließgeschwindigkeit für den ganzen
Druckstollen

$L_{DST} = 3258 \text{ m}$ – Länge des Druckstollens

$F_{WS} = 12,57 \text{ m}^2$ – Querschnittsfläche des Stags des Wasserschlosses

$g = 9,81 \text{ m/s}^2$ - Erdbeschleunigung

$\sum h_{DST} = 1,11 \text{ m}$ – Gesamtverluste im Druckstollen bei Volllast ($Q_A = 5,00 \text{ m}^3/\text{s}$)

Der größte Spiegelabsenkung im Wasserschloß gegenüber die Kote des Wasserspiegels im Ruhezustand (\equiv Kote $H_{OW} = 1247,40$ m) beim Zuschalten der beiden Turbinen ist [1], [64]:

$$-z = -v_{DST} \cdot \sqrt{\frac{F_{DST} \cdot L_{DST}}{F_{WS} \cdot g}} - \frac{\sum h_{DST}}{8} = -0,94 \cdot \sqrt{\frac{5,31 \cdot 3258}{12,57 \cdot 9,81}} - \frac{1,11}{8} \approx 11,5 \text{ m}$$

N.B.: In der Regel werden nie die beiden Turbinen gleichzeitig zugeschaltet, sondern eine nach dem anderen.

Das Wasser steigt im Wasserschloß (beim Abschalten) bis auf

$$\text{Kote } \mathbf{WS_{max}} = 1247,40 + 11 = \mathbf{1258,40 \text{ m}}$$

und sinkt (beim Zuschalten) bis auf

$$\text{Kote } \mathbf{WS_{min}} = 1247,40 - 11,5 = \mathbf{1235,90 \text{ m.}}$$

Der Druckstollen liegt stets tiefer als das Wasserschloß. Die Oberkante des Wasserschlosses soll mindestens 1,00 m [64] über dem höchsten Schwall und der tiefste Sunk mindestens 1,00 m [64] über der Stollenoberkante liegen (siehe die nächste Abbildung).

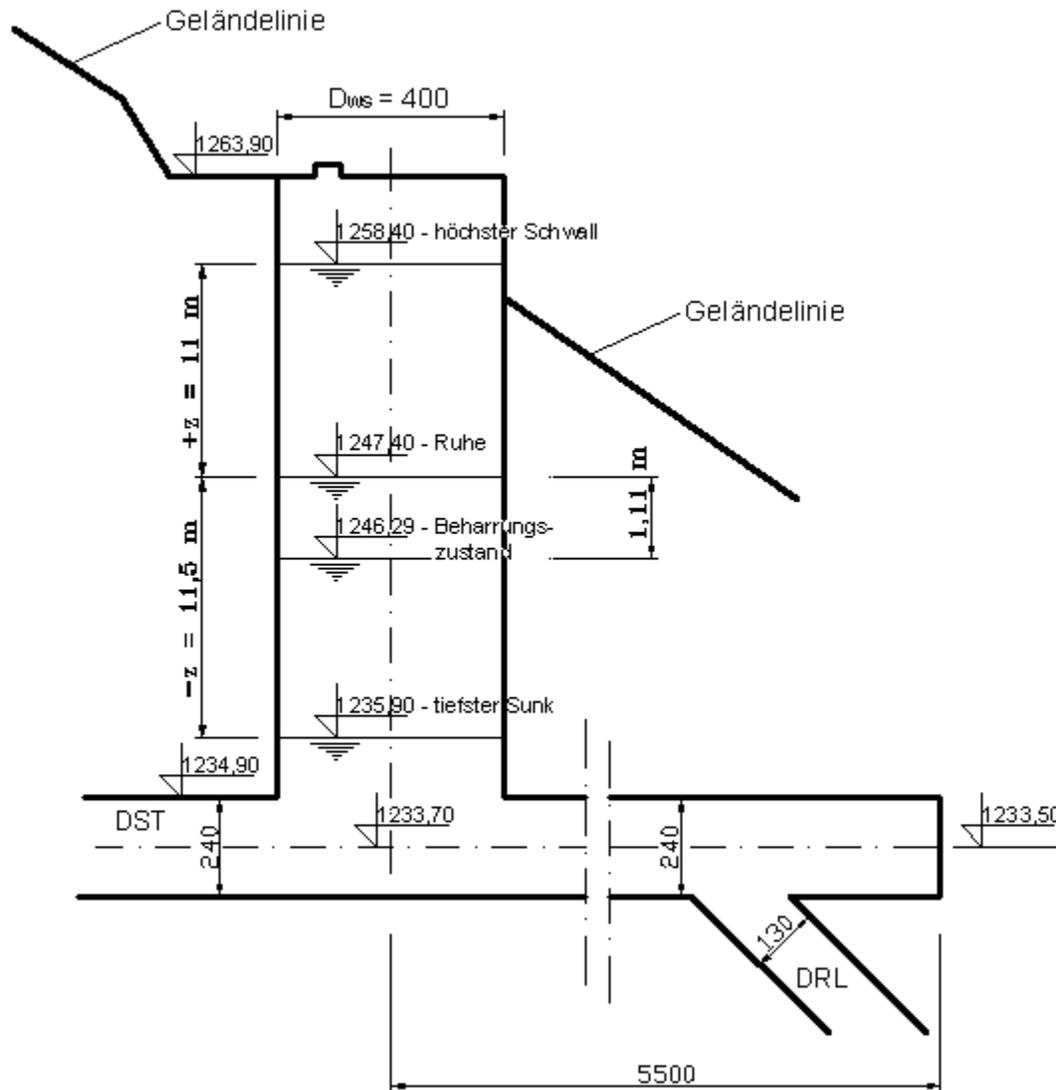


Abb. 16. Skizze des Wasserschlosses

7. Energiewirtschaft (Energy Management)

7.1. Ausbaudurchfluß (Nominal Discharge / Rated Flow)

Turbine 1: $Q_{A1} = 2,5 \text{ m}^3/\text{s}$

Turbine 2: $Q_{A2} = 2,5 \text{ m}^3/\text{s}$

Gesamt: $Q = Q_{A1} + Q_{A2} = 5,0 \text{ m}^3/\text{s}$

7.2. Fallhöhen (Heads)

Die Nutz- bzw. Nettofallhöhe ist:

$$H_{netto} = H_{brutto} - H_{Verlust}, \quad [m]$$

$H_{Verlust}$ gesamte Fallhöhenverluste im Triebwasserweg

Die Roh- bzw. Bruttofallhöhe ist:

$$H_{brutto} = H_{OW} - H_{UW}, \quad [m]$$

Die Oberwasserspiegel im Einlaufspeicher (nach dem Entnahmeüberfall der Entsanderkammer) ist:

$$H_{OW} = 1247,40 \text{ m} - \text{angenommen als Zielgröße}$$

Die Unterwasserspiegel im Unterwasserkanal Heinfels (UW-Kanal) ist aus der Schlüsselkurve des Kanals (vorgegeben, Abb. 17.) bei verschiedenen Durchflussmengen abgelesen:

Bei $Q = 0 \text{ m}^3/\text{s} \rightarrow H_{UW} = 1088,50$ (Schwellenhöhe im UW – Kanal)

$Q = Q_{A1} = 2,50 \text{ m}^3/\text{s} \rightarrow H_{UW} = 1088,95$

$Q = Q_A = 5,00 \text{ m}^3/\text{s} \rightarrow H_{UW} = 1089,37$

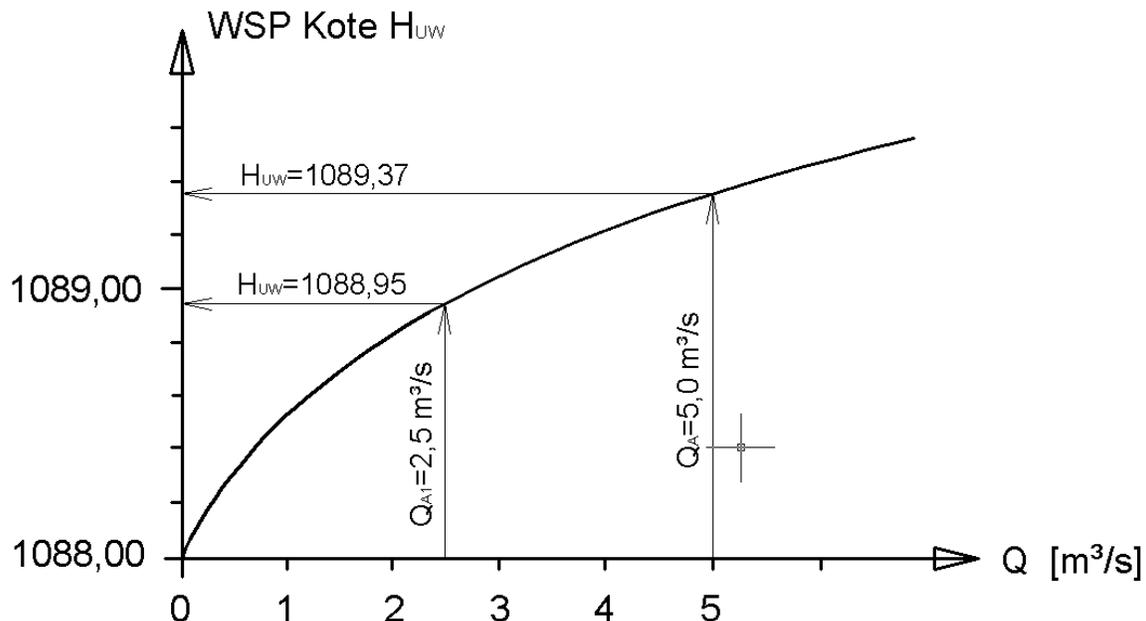


Abb. 17. Schlüsselkurve des Unterwasserkanals

$$H_{brutto} = H_{OW} - H_{UW} = 1247,40 - 1089,37 = 158,03 \text{ m}$$

Verlusthöhen:

Vom Triebwassereinlauf bis zum Hosenrohr: $H_{Verlust} = 0,1578 \cdot Q^2 = 0,1578 \cdot 5,00^2 = 3,95 \text{ m}$

Vom Hosenrohr bis zum Unterwasser:

$$\text{Turbine 1: } H_{Verlust,1} = 0,0627 \cdot Q^2 = 0,0627 \cdot 2,50^2 = 0,39 \text{ m}$$

$$\text{Turbine 2: } H_{Verlust,2} = 0,0997 \cdot Q^2 = 0,0997 \cdot 2,50^2 = 0,62 \text{ m}$$

Nutzfallhöhen:

$$\text{Turbine 1: } H_{netto} = H_{brutto} - H_{Verlust} = 158,03 - (3,95 + 0,39) = 153,69 \text{ m}$$

$$\text{Turbine 2: } H_{netto} = H_{brutto} - H_{Verlust} = 158,03 - (3,95 + 0,62) = 153,46 \text{ m}$$

7.3. Wirkungsgrade (Energy Conversion Efficiencies)

Der Gesamtwirkungsgrad des Kraftwerks ist:

$$\eta_{Ges} = \eta_T \cdot \eta_G \cdot \eta_{Tr}, \quad [\%]$$

Hier sind:

$\eta_G \approx 97 \%$ – Generatorwirkungsgrad

$\eta_{Tr} \approx 99 \%$ – Trafo-Wirkungsgrad

η_T Turbinenwirkungsgrad, [%]:

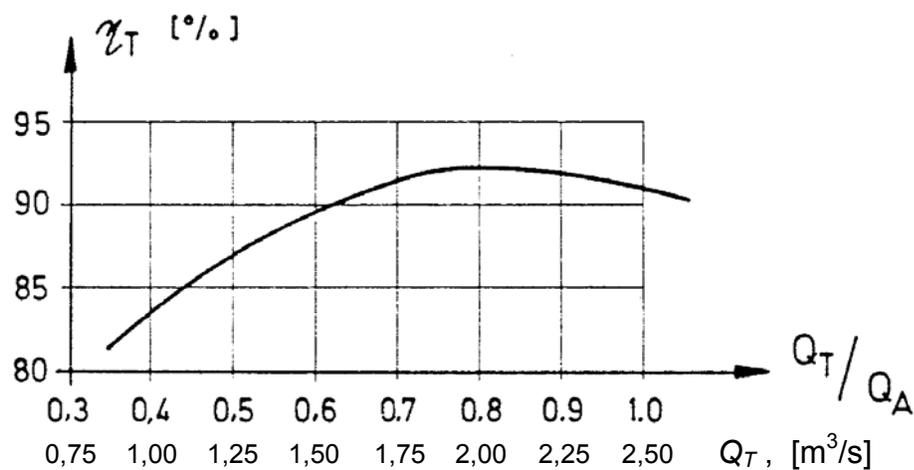


Abb. 18. Turbinenwirkungsgrad für die beide Turbinen in Abhängigkeit des Turbinendurchflusses Q_T



Bei $Q_T / Q_A = 1,0 \Rightarrow \eta_T = 91\%$

$$\eta_{Ges} = \eta_T \cdot \eta_G \cdot \eta_{Tr} = 0,91 \cdot 0,97 \cdot 0,99 = 0,874 \quad [-]$$

7.4. Leistung (Capacity)

$$P = 9,81 \cdot Q \cdot H_{netto} \cdot \eta_{Ges}, \quad [\text{kW}]$$

Ausbauleistung Turbine 1: $P_1 = 9,81 \cdot 2,50 \cdot 153,69 \cdot 0,874 = 3294 \text{ kW}$

Ausbauleistung Turbine 2: $P_2 = 9,81 \cdot 2,50 \cdot 153,46 \cdot 0,874 = 3289 \text{ kW}$

Gesamtleistung: $P = 3294 + 3289 = 6583 \text{ kW} \approx 6,6 \text{ MW}$

7.5. Arbeitsvermögen (Energy Capability)

$$A = P \cdot t_T, \quad [\text{kWh}]$$

Hier sind:

A elektrische Arbeit, [kWh]

P Leistung, [kW]

t_T Turbinenlaufzeit = 24 Std./Tag bei Laufbetrieb

Monat	$Q_{\text{Einzug}} =$ $MQ_{51-81(WF)} - Q_{\text{DOT}}$	H_{OW}	H_{UW}	Turbine 1 ($Q_{A1} = 2,50 \text{ m}^3/\text{s}$)						Turbine 2 ($Q_{A2} = 2,50 \text{ m}^3/\text{s}$)						A_{Ges}			
				Q_T	H_{verlust}	H_{netto}	η_T	η_{Ges}	P_1	A_1	Q_T	H_{verlust}	H_{netto}	η_T	η_{Ges}		P_2	A_2	
	m^3/s	m	m	m^3/s	m	m	%	%	MW	GWh	m^3/s	m	m	%	%	MW	GWh	GWh	
—																			
Oktober	3,15	1247,40	1089,03	1,65	1,74	156,63	90,5	86,9	2,20	1,64	1,50	1,79	156,58	89,5	85,9	1,98	1,47	3,11	
November	2,56	1247,40	1088,97	2,50	1,43	157,00	91	87,4	3,36	2,42	—	—	—	—	—	—	—	2,42	
Dezember	1,70	1247,40	1088,89	—	—	—	—	—	—	—	1,70	0,74	157,77	91	87,4	2,30	1,71	1,71	
Januar	1,30	1247,40	1088,82	1,30	0,37	158,21	87,5	84,0	1,70	1,26	—	—	—	—	—	—	—	1,26	
Februar	1,10	1247,40	1088,78	—	—	—	—	—	—	—	1,10	0,31	158,31	85	81,6	1,39	0,94	0,94	
März	1,21	1247,40	1088,80	1,21	0,32	158,28	86	82,6	1,55	1,15	—	—	—	—	—	—	—	1,15	
April	2,24	1247,40	1088,93	—	—	—	—	—	—	—	2,24	1,29	157,18	87	83,5	2,89	2,08	2,08	
Mai	5,00	1247,40	1089,37	2,50	4,34	153,69	91	87,4	3,29	2,45	2,50	4,57	153,46	91	87,4	3,29	2,45	4,90	
Juni	5,00	1247,40	1089,37	2,50	4,34	153,69	91	87,4	3,29	2,37	2,50	4,57	153,46	91	87,4	3,29	2,37	4,74	
Juli	5,00	1247,40	1089,37	2,50	4,34	153,69	91	87,4	3,29	2,45	2,50	4,57	153,46	91	87,4	3,29	2,45	4,90	
August	4,70	1247,40	1089,08	2,40	3,85	154,47	91,5	87,9	3,20	2,38	2,30	4,01	154,31	92	88,3	3,08	2,29	4,67	
September	3,47	1247,40	1089,02	1,90	2,13	156,25	92,5	88,8	2,59	1,86	1,57	2,15	156,23	90	86,4	2,08	1,50	3,36	
																			pro Jahr: 35,24

Tab. 7. Zusammenstellung des Arbeitsvermögens

8. Beschreibung der Anlagenteile (Description of the Components of the System)

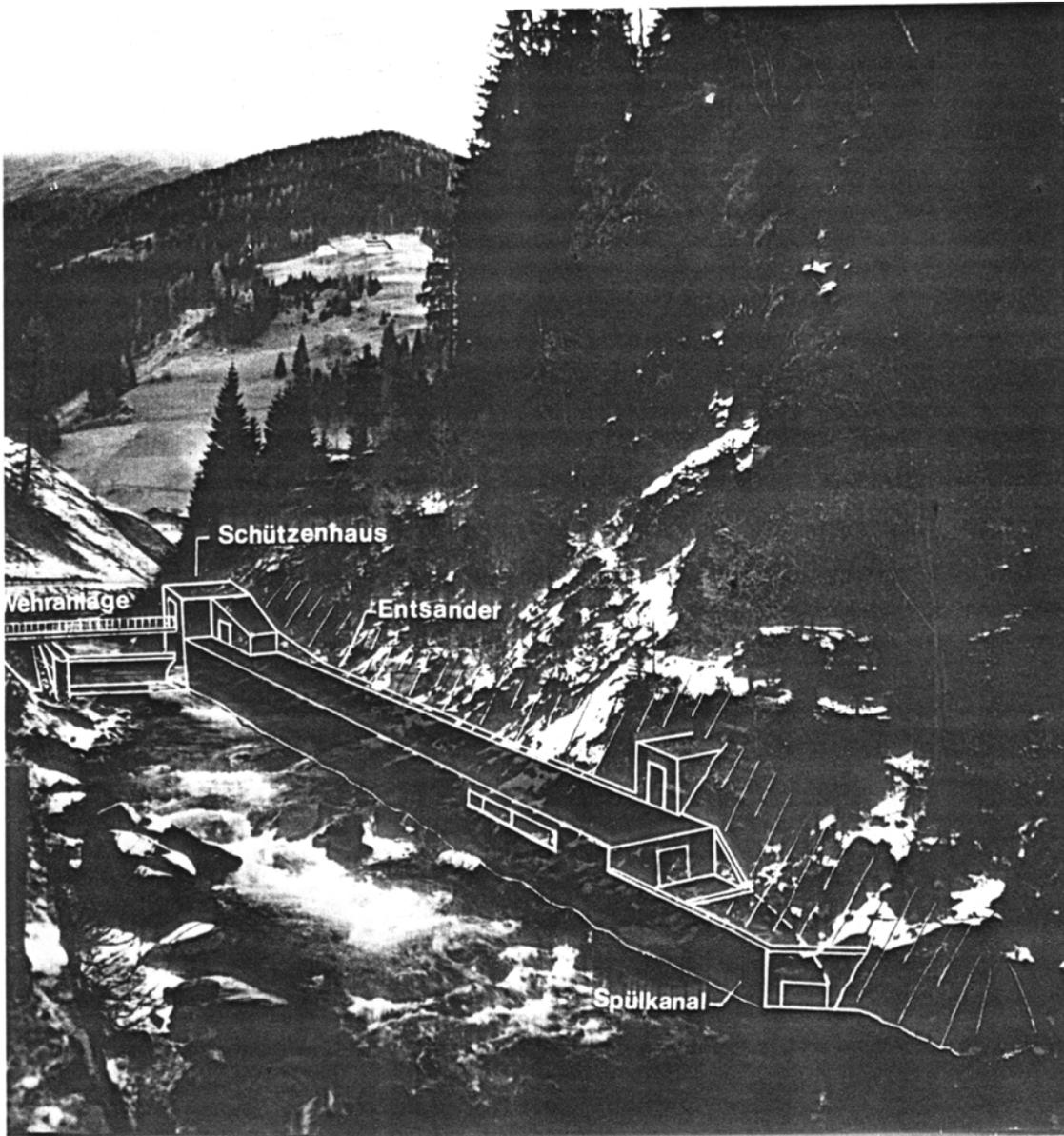


Abb. 19. Übersicht über die Wasserfassung

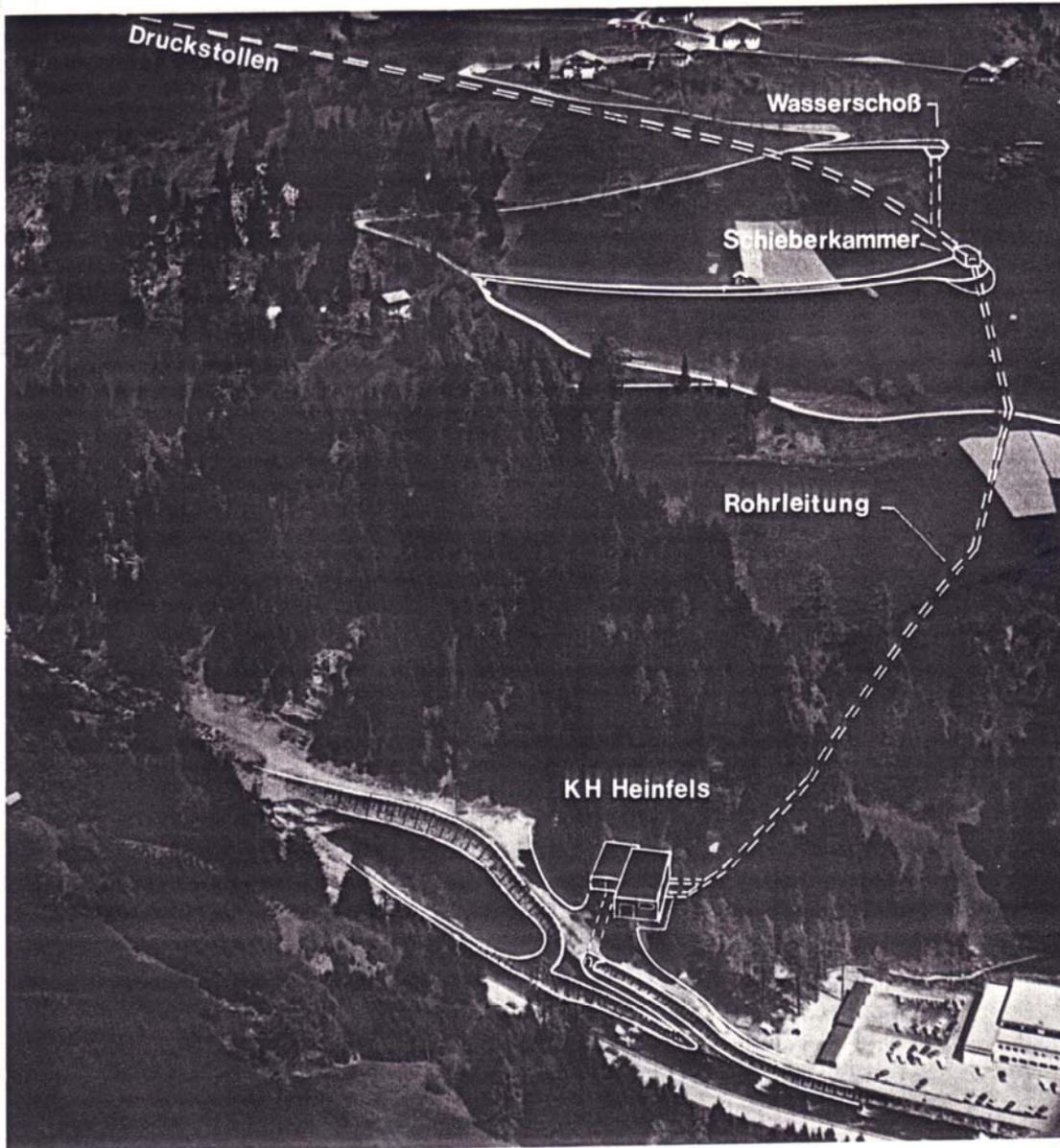


Abb. 19. Übersicht über den Triebwasserweg bis zum Krafthaus (KH) Heinfels

8.1. Wehranlage Villgratenbach (Water Intake Villgratenbach)

Siehe Plan № 3 Wehranlage Villgratenbach.

Siehe Abb. 3.2. Echtes Flußprofil bei der Wasserfassung.

Die als Wasserfassung wirkende Wehranlage Villgratenbach liegt etwa 150 m flußabwärts der Einmündung des Winkeltalbaches in den Villgratenbach. Damit erfaßt die Wehranlage ein Einzugsgebiet von 165,0 km².

Das Wehr besteht aus einem 6,00 m breiten Wehrfeld mit Stauklappe und einer Rampensperre. Die 1,50 m² breite und überströmte Rampensperre ist von Fischen und Kleinlebewesen überwindbar. Wehrfeld und Rampensperre trennt ein niedriger Wehrpfeiler. Der Wassereinzug der Wasserfassung erfolgt aus dem Wehrstau. Das Entnahmebauwerk ist linksufrig angeordnet.

Der Ausbaudurchfluß der Wasserfassung beträgt 5,00 m³/s. Um diese Wassermenge seitlich entnehmen zu können, ist am Wehr ein Aufstau von 1,80 m erforderlich. Der durch den Aufstau auf Kote 1249,30 im Villgratenbach entstehende Rückstau ist bereits 70 bis 80 m flußaufwärts der Wehranlage kaum mehr erkennbar. Bei größeren Wehrzuflüssen wandert die Stauwurzel des Rückstaus sogar noch in Richtung Wehranlage.

Um das Bachbett unterwasserseitig des Wehres nicht trockenfallen zu lassen, wird über die orographisch rechtsufrige Rampensperre laufend Dotationswasser (Dotierwasser) abgegeben. Diese Dotationswasserabgabe (Dotierwasserabgabe) ist je nach Jahreszeit mengenmäßig unterschiedlich und beträgt vom 1. Oktober bis zum 31. Dezember 400 l/s, vom 1. Januar (Jänner) bis zum 31. März 350 l/s, vom 1. bis zum 30. April 400 l/s und vom 1. Mai bis zum 30. September 1000 l/s. Zu dieser Dotierwassermenge kommt in den Sommermonaten Mai, Juni und Juli ein nicht einziehbares Überwasser hinzu, das wassermengenmäßig im Jahr etwa 18,3 Mio. m³ ausmacht.

Die maximale Wasserableitung aus dem Stau entspricht dem Ausbaudurchfluß von 5,00 m³/s. Dieser Wassereinzug erfolgt durch die beiden 75 cm hohen und 4,00 m breiten Einlauföffnungen des orographisch links, nahezu uferparallel angeordneten Entnahmebauwerkes. Obwohl die Wasserentnahme aus einem Stau erfolgt und die Unterkante der Einlauföffnungen 80 cm über der derzeitigen Bachsohle liegt, muss man, wegen der zu erwartenden raschen Verlandung des Stauraumes, mit einem

Geschiebeeinzug der Seitenentnahme rechnen. Auf eine Entkiesung und – bedingt durch die direkte Weiterleitung des Wassers zu den Turbinen – auf eine gute Entsandung des eingezogenen Wassers kann daher nicht verzichtet werden. Damit ergibt sich für die Wasserentnahme und Entsandung folgende Konstruktion: Von beiden Einlauföffnungen führt je ein kurzer Einlaufkanal zu einem Kontrollquerschnitt. In den Kontrollquerschnitten liegen die Einlaufschieber. Die Einlaufschieber steuern den Einzug der Wasserfassung und beschränken diesen unabhängig von der Stauhöhe am Wehr auf $Q_A = 5,00 \text{ m}^3/\text{s}$. Durch den jeweiligen Kontrollquerschnitt fließt das Wasser in die anschließende Entsanderkammer. Neben der Beschränkung des Wassereinzuges, steuern die Einlaufschieber auch die gleichmäßige Beaufschlagung der beiden Entsanderkammern. Der Maximaldurchfluß einer Entsanderkammer kann somit $2,50 \text{ m}^3/\text{s}$ nicht übersteigen. In diesem Fall werden Feststoffteilchen größer als $0,25 \text{ mm}$ mit Sicherheit ausgeschieden. Für eine ausreichende Entsandung des eingezogenen Wassers ist damit gesorgt.

Am unterwasserseitigen Ende der Entsanderkammern liegen die durch eine Tauchwand und einen Horizontalrechen geschützten Entnahmeüberfälle. An den Entnahmeüberfällen mißt man den Einzug der Wasserfassung. Mit Hilfe dieser Messung erfolgt die Steuerung der Einzugsbeschränkung durch den Einlaufschieber. Sollte durch fehlerhafte Einzugssteuerung wesentlich mehr als der Ausbaudurchfluß entzogen werden, dann steigt in der Entsanderkammer die Wasserspiegelhöhe an und der größte Teil des Mehreinzuges fließt über den seitlichen Entlastungsüberfall der Entsanderkammer in das unterhalb der Wehranlage liegende Bachbett. Das über den Entnahmeüberfall abstürzende Wasser sammelt sich im Triebwassersystem.

Bei Stauziel und Ausbaudurchfluß treten im Bereich der Einlauföffnungen der Seitenentnahme Strömungsgeschwindigkeiten ($V_{Rechen} = 0,83 \text{ m/s}$) auf, die Mittelkies von 10 mm Durchmesser durchaus bewegen können (nach Hjulström; Teil 1, Abb. 4.1. bzw. Abb. 4.2.). Ist der Stau verlandet, dann wird das ankommende Geschiebe weitgehendst zur Seitenentnahme wandern und dort eingezogen. In der Entsanderkammer kommt das Geschiebe zur Ablagerung. Die über Sohlmembrandosen in den Entsanderkammern registrierten Geschiebemengen lösen, beim Erreichen einer vorgegebenen Ablagerungshöhe, einen Spülvorgang aus. Der Einlaufschieber schließt

sich und das am Ende der Entsanderkammer befindliche, elektrisch betätigte Spülschütz wird angehoben. Nachdem das Wasser aus der Entsanderkammer abgeflossen ist, öffnet sich zeitrelaisgesteuert der Einlaufschieber und das einströmende Wasser beginnt das Geschiebe auszuspülen. Nach etwa 5 Minuten ist der Spülvorgang beendet. Der Spülschieber schließt sich. Elektronische Sperrschaltungen verhindern ein gleichzeitiges Auslösen des Spülvorganges in beiden Entsanderkammern. Um den Einzug extrem großer Steine zu verhindern, erhalten die Entnahmeöffnungen Rechen von 150 mm Spaltweite (Stababstand).

Die Dotierwasserabgabe an der von Fischen und Kleinlebewesen überwindbaren Rampensperre wird mit Hilfe der Abflußhöhe am Scheitel der Rampe gemessen. Abhängig vom Wehrzufluß reguliert die Stauklappe im Wehrfeld und der Einlaufschieber in der Wasserfassung die Höhe des Wehrstaues und damit die Abflußhöhe am Rampenscheitel. Durch Begrenzung des Einzuges der Wasserfassung im Kontrollquerschnitt ist die erforderliche Dotierwasserabgabe jederzeit möglich.

Bei Hochwasser und bei Überschreitung der Stauzielkote 1249,30 wird die 6,00 m breite und 1,80 m hohe Stauklappe umgelegt. Bei vollkommen umgelegter Stauklappe ist selbst die Abfuhr von $BHQ = 120 \text{ m}^3/\text{s}$ problemlos möglich. Die Hochwasserabfuhr bei umgelegter Klappe spült auch die Geschiebeanlandungen aus dem Stauraum.

8.2. Einlaufspeicher (Surge Chamber at the Beginning of the Pressure Tunnel)

Das aus den beiden Entsanderkammern abströmende Triebwasser gelangt in den unterirdischen Einlaufspeicher (Schwallkammer), der am Beginn des Druckstollens angelegt wird. Der Einlaufspeicher hat den Zweck, beim Anfahren und Lastaufnahmen der Turbinen das notwendige Wasservolumen bereitzustellen, ohne dass in den Druckstollen Luft eingezogen wird. Zugleich wirkt der Speicher als Schwallkammer mit freiem Wasserspiegel bei Wasserschloßpendelungen.

Im Bereich des Einlaufspeichers wird der Druckstollen auf etwa 40 m Länge auf einen Enddurchmesser von 4,00 m aufgeweitet. Beim Eintritt in den Druckstollen sorgt eine Tauchwand an der Stollenfirste, dass keine Luft in den Triebwasserweg eingezogen wird. Die beim Füllen des Druckstollens eingeschlossene Luft kann über eine Entlüftungsleitung in den Schwallraum mit freiem Spiegel entweichen.

Die Schwallkammer wird mit einer Betonauskleidung ausgestattet. Bei mäßiger Gebirgsqualität wird der Ausbruchsquerschnitt eiförmig gestaltet und entsprechend gesichert.

8.3. Druckstollen (Pressure Tunnel)

Siehe: - Plan № 1 Übersichtslageplan
- Plan № 2 Längenschnitt

Der 3258 m lange Druckstollen führt vom Einlaufspeicher (Schwallkammer) bei der Wasserfassung unterhalb der Ortschaft Außervillgraten durch den östlich vom Villgratental gelegenen Bergrücken bis zum Ausgang des Tales nördlich von Schloß Heinfels.

Der Druckstollen hat ein Gefälle von 3,5 ‰ und einen lichten Durchmesser von 2,80 m bis 2,40 m. Die Trasse des Triebwasserstollens durchfährt größtenteils stumpfwinklig die Gesteinsserien der Thurntaler Quarzphyllite, die mit Ausnahme einiger Störzonen als gut fräsbar und standfest beurteilt werden (siehe Punkt 3. Baugeologie).

Der Druckstollen wird vom unteren Ende bis zur Wasserfassung ohne Zwischenangriff steigend mit einer Stollenfräse Außendurchmesser 3,00 m eventuell 3,20 m aufgeföhren und für den Vortrieb je nach Gebirgsbeschaffenheit durch Stützmittel gesichert. Im wasserschloßnahen Bereich des Druckstollens und eventuelle geologische Störzonen werden mit einer Betonauskleidung versehen, die übrigen Abschnitte sollen mit bewehrtem Spritzbeton ausgekleidet werden.

Am unteren Ende des Stollens wird im oberflächennahen Bereich die Betonauskleidung mit einer Kunststoffdichtfolie zusätzlich ausgestattet und der Übergang zur Schieberkammer und zum Wasserschloß wird gepanzert. Die gepanzerte Strecke wird voraussichtlich 65 m lang und hat einen Innendurchmesser von 2,40 m. Das Ende des Druckstollens wird, nachdem die Druckrohrleitung Durchmesser 1,30 m abzweigert, mit einem Druckdeckel abgeschlossen.

Das Ausbruchsmaterial wird seitlich verfahren und über eine Schutterrinne ins Villgratental gefördert. Das anfallende Bergwasser aus dem Stollen wird ebenfalls über diese Rinne zum Villgratenbach abgeleitet. Das Ausbruchsmaterial wird aufgenommen

und auf einen Deponieplatz nach Agenau im Villgratental ca. 1,6 km verfahren und nach Wunsch der Grundbesitzer eingebaut.

Die Stollenbaustelle auf Höhe 1232 m ü. A. wird abzweigend von der Landesstraße nach Tessenberg über den asphaltierten Zufahrtsweg zum Gehöft "Rain" mit einer kurzen Stichstraße erschlossen.

8.4. Wasserschloß und Schieberkammer (Surge Tank and Valve Chamber)

Das Wasserschloß wird als senkrecht Schachtwasserschloß von ca. fast 30 m Höhe und 4,00 m Innendurchmesser ausgeführt. Es zweigt 60 m von der Schieberkammer vom gepanzerten Druckstollen ab. Der untere Bereich wird ebenfalls gepanzert, während der übrige Schachtteil des Wasserschlosses eine Betonauskleidung erhält, die nach außen durch eine Kunststoffolie abgedichtet wird. Der Schachtkopf ragt gerade aus dem Gelände heraus und wird belüftet. In der Schachtabdeckung ist eine Einstiegsöffnung

ø 600 mm vorgesehen.

Der höchste Schwallspiegel von 1258,4 m ü. A. ergibt sich bei Vollastabschaltung (Notschluß). Siehe Punkt 6.3. Wasserschloß – Vorbemessung.

Die Schieberkammer auf Kote 1232,00 m ü. A. bildet den Zugang zum Druckstollen. Dessen Ende ist durch einen gepanzerten Druckdeckel mit Mannloch ø 600 mm abgeschlossen. Die im Boden der Schieberkammer verlaufende Druckrohrleitung ø 1,30 m ist durch eine notschlußtüchtige Drosselklappe ø 1,30 m absperrbar. Talseits der Drosselklappe ist ein Ausbaurohr geplant, das für Kontrollzwecke den Einstieg in die Druckrohrleitung freigibt. Die Schieberkammer wird als Stahlbetonbauwerk hergestellt und ist größtenteils im Gelände eingeschüttet. Ein kleiner Vorplatz und die Stichstraße verbleiben als dauernde Betriebseinrichtung.

8.5. Kraftabstieg bzw. Druckrohrleitung (Penstock)

Siehe: - Plan № 1 Übersichtslageplan
- Plan № 2 Längenschnitt

Die Druckrohrleitung führt von der Schieberkammer über eine Hohendifferenz von 144 m und einer Länge von 367 m zum Krafthaus, das am Hangfuß flüßaufwärts des

E.G.O. – Werkes angeordnet wird. Das Stahlrohr hat einen Durchmesser von 1,30 m.

Die Trasse der Rohrleitung verläuft größtenteils über Wiesengrund und nur im untersten Abschnitt durch eine felsige, bewaldete Rinne. Beim Krafthaus verteilt sich die Leitung in die beiden Turbinenzuleitungen je \varnothing 750 mm, die in das Krafthaus führen und durch Kugelschieber abgesperrt werden.

Die Rohrkünette wird voraussichtlich durchwegs in felsigem Untergrund verlaufen. Das Druckrohr wird auf Beton gebettet und eingeschüttet. Der durch die Trasse verübergend beanspruchte Grund wird nachher durch Humusieren und Begrünen wieder seiner ursprünglichen Nutzung zugeführt.

8.6. Krafthaus Heinfels und UW Kanal (Power Plant Heinfels and Its Tailrace)

Das Krafthaus wird am schmalen ebenen Talboden taleinwärts des E.G.O. – Werkes zwischen Bach und dem steilen östlichen Hangfuß angeordnet. Die Zufahrt erfolgt über die bestehende Werksbrücke und Zufahrtsstraße der E.G.O – Austria.

Die Krafthausanlage besteht aus der im Grundriß ca. 17 x 26 m großen Maschinenhalle und einem kleineren seitlichen Anbau für die 25-kV-Schaltanlage und den erforderlichen Nebenräumen. Die beiden Maschinensätze, bestehend aus Francisturbinen und Generator mit liegender Welle, sind gleich groß ausgelegt (2 x je 3,35 MW, Werksleistung 6,7 MW).

Die Triebwasserführung erfolgt von dem außerhalb des Krafthauses eingeschüttet verlegten Hosenrohr über 2 Verteilrohre je \varnothing 750 mm über Festpunkte in der Krafthausaußenwand zu den Turbinen. Als Abschlußorgane sind oberwasserseitig Kugelschieber, unterwasserseitig Gleitschützen vorgesehen.

Die Maschinenblöcke (Turbinen, Generatoren und Transformatoren) werden mit einer im Strömungsfall wirkenden Stillsetzautomatik ausgerüstet. Die Krafthausanlage kann dementsprechend wärtelos betrieben werden. Periodische Kontrollen aller KW – Einrichtungen sind vorgesehen.

Alle Einrichtungen des elektro-maschinellen Teiles der Anlage werden unter Beachtung der einschlägigen Normen und Vorschriften, insbesondere der Sicherheitsvorschriften und der Bestimmungen der allgemeinen Dienstnehmerschutzverordnung ausgeführt.

Das Unterwasser gelangt über die 2 Turbinenausläufe in ein UW-Vorbecken; Von dort führt ein z. T. Abgedeckter UW-Kanal mit steilem betonierten Trapezquerschnitt von ca. 90 m Länge zum Ausmündungsbauwerk am Villgratenbach. Eine rechtsufrig vorgesehene Mittelwasser-Schrägbühne zusammen mit einer örtlichen Sohlintiefung vor dem Ausmündungsbauwerk sorgt für die Geschiebefreihaltung der Ausmündungsstelle.

9. Auswirkungen auf die Umwelt (Impact on the Environment)

Das Ausleitungskraftwerk Heinfels hat im Unterlauf des Villgratenbaches einerseits durch die Wasserausleitung in der Bachstrecke von Außervillgraten bis zum E.G.O. – Werk in Panzendorf und andererseits durch die erforderlichen Bauwerke Auswirkungen auf die Umgebung.

Der Wasserentzug (water removal) in der Entnahmestrecke ist dabei die bedeutendste Beeinträchtigung. Durch Abgabe der Pflichtwassermengen (Dotierwassermengen) von 400 l/s in den Monaten Oktober, November, Dezember und April, 350 l/s in den Wintermonaten Januar, Februar, März und 1000 l/s in den Sommermonaten Mai bis einschließlich September an der Wasserfassung, bleibt der Charakter eines Gebirgsbaches und eines Fischgewässers im Villgratenbach erhalten. Der beeinflusste Talabschnitt zwischen der Ortschaft Außervillgraten und der Wasserrückgabe oberhalb Panzendorf ist nahezu unbesiedelt und eng.

Durch die Standortwahl des Krafthauses bleibt der Villgratenbach bereits oberhalb des E.G.O. – Werkes unbeeinflusst, sodass hinsichtlich Löschwasserentnahme und Abwasserverdünnung für das Werk und das anschließende Siedlungsgebiet keine nachteiligen Auswirkungen entstehen. Zur Beweissicherung wird die Gewässergüte im Villgratenbach durch Bestimmung der Bodentierwelt vor und nach dem Wasserentzug gemessen.

Beim Entwurf der baulichen Anlagen wird soweit als möglich auf die Umwelt bedacht genommen.

Die Wasserfassung (water intake) wird in dem engen Talquerschnitt unterhalb der Ortschaft Außervillgratern angelegt. Durch ein niedriges Wehr wird der Bach nur kurz zurückgestaut. Das Pflichtwasser (Dotierwasser) wird direkt aus dem Stau über eine steinraue Rinne in das Bachbett abgeführt. Bei Hochwasser wird die Stauklappe umgelegt und nahezu der ursprüngliche Durchflußquerschnitt freigegeben. Das Entsanderbauwerk wird im Hang eingebunden und größtenteils überdeckt.

Durch die Anlage des Triebwasserstollens (pressure tunnel) wird während der Bauzeit Kulturgrund vorübergehend beansprucht. Nach Fertigstellung sind als einzige Bauwerke die Schieberkammer und der Schachtkopf des Wasserschlosses sichtbar, jedoch zum Teil im Hang eingebunden.

Das Stollen-Ausbruchsmaterial wird zu Tal gefördert und dort zu günstigen Deponieorten verfahren und eingebaut. Bei entsprechender Eignung kann es auch für Wegebau Verwendung finden.

Durch den Bau des Druckstollens wird der Wasserhaushalt im Berginnern verändert, dadurch können Quellen (springs) beeinflusst werden; Die geologischen Voraussetzungen sprechen aber nicht dafür. Zur Beweissicherung wurden im Projektgebiet alle Quellen aufgenommen und bereits vor Baubeginn mit den Schüttmessungen (discharge measurements) begonnen.

Werden genutzte Quellen beeinträchtigt, so verpflichtet sich die TIWAG, eine Ersatzwasserversorgung einzurichten.

Die Druckrohrleitung (penstock) wird in einer Künette verlegt. Das vorübergehend beanspruchte Gelände wird wieder in den ursprünglichen Zustand versetzt.

Für das Krafthaus (power plant) Heinfels wurde ein Standort, am Rande des Industriegeländes, abseits der Siedlungen von Panzendorf gewählt. Durch seine Lage am Hangfuß, in unmittelbarer Nachbarschaft zum E.G.O. – Werk kann es durch eine kurze Kabelverbindung das Werk jederzeit mit Strom versorgen (eventuell im Inselbetrieb).

Literaturverzeichnis (References)

1. Jürgen Gieseke & Emil Mosonyi (2005). *Wasserkraftanlagen: Planung, Bau und Betrieb*. Springer-Verlag Berlin Hiedelberg.
2. Report 101 (Mai 2006). *Disaster Information System of Alpine Regions*. Universität für Bodenkultur Wien, Institut für Alpine Naturgefahren.
3. <http://www.bauinf.uni-hannover.de/~milbradt/Martin/Sediment>
4. Bull. angew. Geol., Vol. 6, Nr. 1, 85-97 (Juli 2001). *Hochwasser und Feststofftransport in Wildbacheinzugsgebieten*,
5. F. Press und R. Siever (1995). *Allgemeine Geologie*. Spektrum Akademischer Verlag GmbH, Hiedelberg-Berlin-Oxford.
6. Andreas Malcherek. *Sedimenttransport und Morphodynamik*. Universität der Bundeswehr München, Institut für Wasserwesen.
7. Arvied J. Raudkivi (1993). *Sedimentation: Exclusion and Removal of Sediment from Diverted Water*. A. A. Balkema / Rotterdam / Brookfield.
8. W. D. Dietrich (1982). *Settling Velocity of Natural Particles*. Water Resources Research, 18: 1615-1625.
9. Christoph Ortmanns (2006). *Entsander von Wasserkraftanlagen*. Dissertation ETH Nr.: 16324, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich (ETH Zürich),.
10. H. N. C. Breusers und Arvied J. Raudkivi (1993). *Scouring*. A. A. Balkema / Rotterdam / Brookfield.
11. Helmut Drobir (2005). *Hydrotechnische Anlagen, Teil 1*. Skriptum, Technische Universität Wien (TU Wien), Institut für Konstruktive Wasserbau (KW).
12. Helmut Scheuerlein (1984). *Die Wasserentnahme aus geschiebeführenden Flüssen*. Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH, Berlin.

13. Ulrich Zanke (1982). *Grundlagen der Sedimentbewegung*. Springer-Verlag Berlin Heidelberg New York.
14. Harold P. Guy. *Labory Theory and Methods for Sediment Analysis*.
15. Emil Mosonyi (1966). *Wasserkraftwerke, Band I und II*. VDI-Verlag GmbH Düsseldorf.
16. R. Müller (1955). *Wasserfassungen in geschiebeführenden Flüssen*. Sonderheft der Schweizerischen Wasser- und Energiewirtschaft zur 100-Jahresfeier der Eidgenössische Technische Hochschule (ETH) Zürich, Nr. 9/10/11.
17. F. Habermaas (1935). *Geschiebewanderung in Werkkanäle und deren Verhinderung*. Wasserkraft und Wasserwirtschaft, Heft 9.
18. E. Samarin, K. Popow und W. Fandjew (1960). *Wasserbau (Übersetzung aus dem Russischen)*. VEB Verlag für Bauwesen, Berlin.
19. G. Rouvé und H. Indlekofer (1973). *The Influence of Secondary Motion on the Sediment Distribution in Channel Branches of Mild Slope Flows*. Proceedings of the IAHR Congress 1973 in Istanbul, Volume I.
20. H. Simmler (1979). *Zur Geschiebeabwehr bei Wasserfassungen – Modellversuche und Ergebnisse*. Österreichische Wasserwirtschaft, Heft 5/6.
21. Helmut Drobir und Hubert Honsowitz. *Flussmorphologie (Studienblätter)*. TU Wien, Institut für Konstruktive Wasserbau.
22. Heinrich Press und R. Schröder (1966). *Hydromechanik im Wasserbau*. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, München.
23. G. Bollrich (1996). *Technische Hydromechanik (Band 1)*. Verlag für Bauwesen, Berlin.
24. G. Peter (2005). *Überfälle und Wehre*. Vieweg Verlag, Weisbaden.
25. M. Schmidt (1957). *Gerinnehydraulik*. Bauverlag Wiesbaden.

- 26.** Hubert Meusburger (2002). *Energieverluste an Einlaufrechen von Flußkraftwerken*. In: Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie der ETH Zürich, Nr. 179.
- 27.** <http://de.wikipedia.org/>
- 28.** K. Çeçen (1977). *Die Verhinderung des Geschiebeeinlaufes zu Wasserfassungsanlagen*. Bericht Nr. 35 der Versuchsanstalt für Wasserbau der TU München, München/Obernach.
- 29.** D. Midgley (1977). *Abstraction of Water from Sediment-laden Rivers in South Africa*. Bericht Nr. 35 der Versuchsanstalt für Wasserbau der TU München, München/Obernach.
- 30.** Engineer Manual 1110-2-4000 (1989). *Sedimentation Investigations of Rivers and Reservoirs*, Department of the Army, U. S. Corps of Engineers, Washington, DC 20314-1000, 15 December 1989.
- 31.** Helmut Drobir (1981). *Entwurf von Wasserfassungen im Hochgebirge*. In: Österreichische Wasserwirtschaft, Sonderdruck aus Jahrgang 33, Heft 11/12.
- 32.** N. Eisenhauer. *Hydroinfrastuktur II (Skriptum)*. Hochschule Karlsruhe Technik und Wirtschaft.
- 33.** Emil Mosonyi (1991). *Water Power Development: High-Head Power Plants (Volume Two/A)*. Akadémiai Kiadó, Budapest.
- 34.** A. P. Engel und E. Weber (2003). *Lochblechrechen – neue Anwendungen einer alten Technik*. In: Wasserwirtschaft 93, Heft 6.
- 35.** S. Hayashi und H. Erdmannsdorfer (1991). *Automatic trashrack cleaners save costs at two Japanese schemes*. In: Water Power & Dam Construction 43, Heft 11.
- 36.** L. A. Haimerl (1962). *Rechenreinigungsmaschinen*. In: Wasserwirtschaft 52, Heft 5.
- 37.** Münster Apparatebau GmbH: *Rechenreinigungsmaschinen*. Itzehoe, Firmenschrift.
- 38.** Theodor Strobl und Franz Zunic (2006). *Wasserbau*. Springer-Verlag Berlin Heidelberg.

39. Zhou Liu (2001). *Sediment transport*. Laboratorier for Hydraulik og Havnebygning Institutet for Vand, Jord og Miljøteknik Aalborg Universitet.
40. H. Uetz (1986). *Abrasion und Erosion*. Verlag Carl Hanser, München.
41. D. Vischer und A. Huber (1993). *Wasserbau*. Springer-Verlag Berlin Heidelberg.
42. A. Huber und H. Schmid (1973). *Hydraulische und geschiebetechnische Besonderheiten und ihre Berücksichtigung bei der Wasserkraftnutzung in den Peruanischen Anden*. In: Bauzeitung 91, Heft 40, Schweiz.
43. Helmut Drobir. *Water and Energy Systems*.
44. Henri Dufour. *Die Abnutzung der Wasserturbinen, die Wasserfassungen und die Dufour-Entsander (Patente H. Dufour)*. Ingenieur-Bureau, Lausanne – Buchdruckerei La Concorde.
45. *Jahresbericht 2005* – Departement Bau, Umwelt und Geomatik (D – BAUG), Eidgenössische Technische Hochschule Zürich (ETH Zürich), 2005.
46. Pamela Meyer (2006). *Siedlungswasserwirtschaft 2, Abwasserreinigung (Grundvorlesung)*, 5. Fachsemester, 2. Vorlesung. Universität Duisburg, Essen.
47. ATV-Handbuch (1997). *Mechanische Abwasserreinigung*. Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH, Berlin.
48. Karen A. Lemke (2006). *Stream Sediment (Lecture Notes)*. Geography/Geology Department, University of Wisconsin-Stevens Point.
49. Dagfinn K. Lysne und N. B. R. Olsen, at al. (1995). *Sediment Control: Recent Developments for Headworks*. In: The international journal on hydropower & dams, 2 (2).
50. Svein Tønseth (1993). *Norwegian Invention is Key to Water Resources Development in Nepal*. In: Gemini magazine, December 1993.
51. Haakon Stole (1993). *Withdrawal of Water from Himalayan Rivers: Sediment Control at Intakes*. PhD thesis submitted to the Department of Hydraulic and Sanitary Engineering, The Norwegian Institute of Technology, The University of Trondheim.

- 52.** Meg B. Bishwakarma (2007). *Addressing Sediment Problems*. In: International Water Power and Dam Construction magazine, 15 May 2007.
- 53.** *Serpent Sediment-Sluicing System* – United States Patent 5330289, 19. Juli 1994.
- 54.** *Serpent Sediment-Sluicing System* – Canadian Intellectual Property Office, Patent CA 2084402, 2. Dezember 1992.
- 55.** Dimitar S. Kisliakov (2006). *Wasserkraftsysteme und -anlagen (Water Power Systems and Structures) – Lecture Notes*. University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy – Sofia (UACEG – Sofia), Faculty of Hydrotechnics, Department of Hydraulic Engineering.
- 56.** U. Schächli, A. Baumgartner und P. Baumann (1997). *Geschwemmsel bei Kleinwasserkraftwerken*. Bundesamt für Energiewirtschaft et al., Bern EDMZ.
- 57.** *Schwebstoffmessungen* (1986). Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau (DVWK) e. V. In: Regeln zur Wasserwirtschaft des DVWK, Heft 125.
- 58.** H. Schubert (1990). *Mechanische Verfahrenstechnik*. Dt. Verl. für Grundstoffindustrie, Leipzig.
- 59.** Dimitar N. Toshev (2006). *Tailings Dams, Slag Dumps and Hydraulic Transport – Lecture Notes*. University of Architecture, Civil Engineering and Geodesy – Sofia (UACEG – Sofia), Faculty of Hydrotechnics, Department of Hydraulic Engineering.
- 60.** *Hydrographisches Jahrbuch von Österreich 1981*. 89. Band, herausgegeben vom Hydrographischen Zentralbüro im Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Wien 1984.
- 61.** *Flächenverzeichnis der österreichischen Flußgebiete – Draugebiet* (1995). Hydrographisches Zentralbüro im Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Beiträge zur Hydrographie Österreichs, Heft Nr. 55, Wien 1995.
- 62.** J. Knauss (1983). *Wirbelbildung an Einlaufbauwerken: Luft- und Dralleintrag*. In: Schriftenreihe des Deutschen Verbandes für Wasserwirtschaft und Kulturbau e. V., Band 63.



- 63.** ASCE (1995). *Guidelines for Design of Intakes for Hydroelectric Plants*. Committee on Hydropower Intakes of the Energy Division of the American Society of Civil Engineers (ASCE) New York, New York American Society of Civil Engineers.
- 64.** Heinrich Press (1967). *Wasserkraftwerke*. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, München.
- 65.** F. H. Knapp (1960). *Ausfluß, Überfall und Durchfluß im Wasserbau*. Verlag G. Braun GmbH, Karlsruhe.
- 66.** J. N. Bradley (1954). *Rating Curves for Flow over Drum Gates*. Transactions Am. Soc. C. E., volume 119.

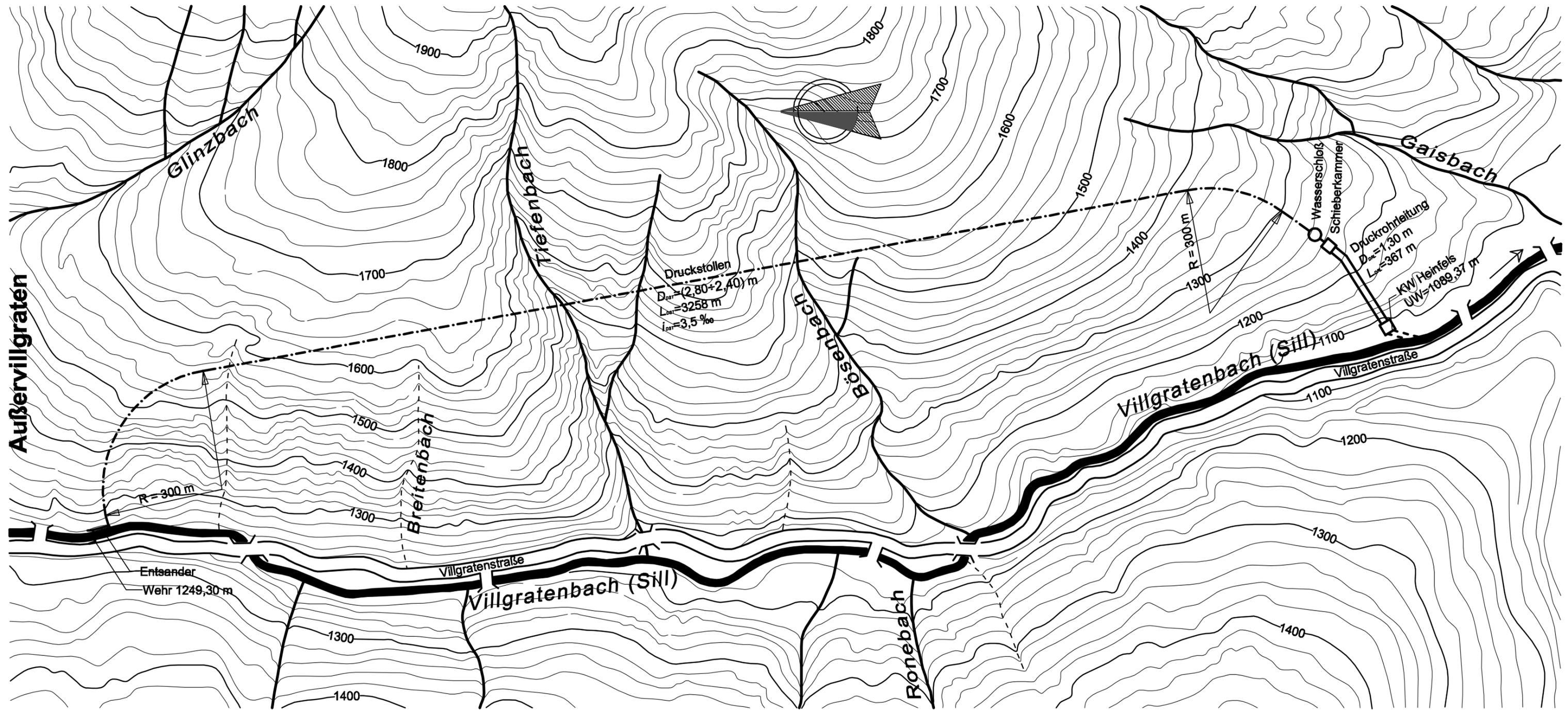
Anhang 1 (Appendix 1); genommen aus [60]

Abflüsse

Nr. 640 Außervillgraten- Agenau Villgratenbach													Nr. 641 Tassenbach Drau																
Mst.Nr. 212019 Art: SCHREIBPEGEL Einzugsgebiet: 172,1 km²													Mst.Nr. 212027 Art: SCHREIBPEGEL Einzugsgebiet: 378,8 km²																
Zuleitungen aus:			km², Ableitungen aus:			km²			E (wirksam):			km²			Zuleitungen aus:			km², Ableitungen aus:			km²			E (wirksam):			km²		
Tag	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	Tag	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII				
Berichtsjahr													Berichtsjahr																
Tägliche Abflüsse in m³/s													Tägliche Abflüsse in m³/s																
1.	2,48	2,01	1,99	3,56	3,26	14,6	7,57	7,89	5,06	7,03	3,44	2,51	1.	5,04	4,23	7,09	8,34	7,35	20,0	10,8	12,7	7,60	10,6	6,95	5,31				
2.	2,43	2,02	2,00	3,48	3,32	15,8	7,42	7,55	4,27	6,69	3,70	2,50	2.	4,97	4,27	7,09	8,45	7,35	20,5	10,5	12,0	7,01	10,2	7,51	5,34				
3.	2,48	2,01	2,02	3,53	3,35	17,6	8,19	7,13	4,26	6,29	4,09	2,48	3.	5,04	4,26	7,10	8,31	7,37	21,5	11,4	11,4	7,34	9,71	8,29	5,28				
4.	2,48	2,00	2,04	3,48	3,51	19,0	9,25	8,16	4,51	5,95	4,20	2,47	4.	5,08	4,26	7,10	7,79	7,38	22,4	13,7	12,5	7,80	9,34	8,60	5,23				
5.	2,39	1,99	2,04	3,74	3,40	17,3	7,55	7,02	4,26	5,59	4,20	2,47	5.	4,98	4,22	7,10	7,66	7,38	21,5	11,3	11,1	7,09	9,07	8,67	5,24				
6.	2,37	1,97	2,06	3,97	3,42	14,6	7,19	7,66	4,02	5,31	4,12	2,45	6.	4,88	4,16	7,10	7,42	7,39	19,0	10,8	11,4	6,84	8,67	8,36	5,15				
7.	2,33	1,97	2,06	3,82	3,49	13,3	6,95	7,36	3,86	5,07	3,77	2,44	7.	4,89	4,14	7,10	7,66	7,47	17,9	10,5	10,6	6,66	8,40	7,82	5,16				
8.	2,18	1,99	2,07	3,81	3,72	13,2	6,78	7,06	3,63	4,88	3,33	2,33	8.	4,71	4,20	7,10	7,70	7,53	17,4	10,3	9,88	6,40	7,81	7,22	5,14				
9.	2,13	2,00	2,09	3,79	4,13	14,3	6,58	7,61	3,58	4,72	3,25	2,32	9.	4,36	4,19	7,10	7,79	7,78	17,6	9,96	10,9	6,56	8,22	7,19	5,15				
10.	2,14	2,01	2,12	3,99	4,37	16,5	6,69	7,02	4,29	4,58	3,25	2,15	10.	4,57	4,12	7,09	8,31	8,02	19,5	9,81	10,1	7,11	8,11	6,71	5,15				
11.	2,14	2,01	2,16	4,21	5,29	14,6	6,73	6,93	3,93	4,57	3,20	2,10	11.	4,75	4,05	7,08	8,30	9,00	17,6	9,99	9,97	6,77	7,75	6,54	5,32				
12.	2,14	2,01	2,35	4,45	5,35	13,7	7,30	6,46	3,69	4,38	3,15	2,10	12.	4,76	3,85	7,02	7,79	9,12	16,8	10,2	9,47	6,62	7,39	6,75	5,24				
13.	2,14	2,01	2,19	4,69	5,15	13,4	7,30	6,16	3,64	4,29	3,06	2,05	13.	4,76	3,59	6,96	7,78	9,17	16,4	11,3	9,03	6,65	7,46	6,55	5,22				
14.	2,14	2,01	2,14	4,87	5,13	12,8	8,28	5,89	4,73	4,08	3,03	2,03	14.	4,63	3,69	6,94	8,31	8,82	15,7	12,8	8,60	7,47	7,08	6,53	5,29				
15.	2,13	2,00	2,14	4,94	4,99	12,3	7,25	5,71	4,09	4,03	3,06	2,00	15.	4,60	3,83	7,02	8,40	8,70	15,1	11,0	8,21	6,86	6,96	6,37	5,18				
16.	2,12	2,00	2,10	5,05	5,21	11,6	6,96	6,00	3,74	3,89	3,06	2,04	16.	4,70	3,90	7,07	8,43	8,79	14,5	10,5	8,25	6,70	6,75	6,04	5,13				
17.	2,10	2,01	1,99	4,91	5,54	10,6	7,69	7,50	3,54	3,80	2,95	1,98	17.	4,58	4,02	7,08	8,40	9,04	13,6	11,0	10,8	6,61	6,62	6,08	5,16				
18.	2,11	2,00	2,01	4,54	5,45	9,45	14,4	6,04	3,39	3,67	2,89	2,01	18.	4,66	3,78	7,07	8,31	8,92	12,7	20,2	8,68	6,55	6,43	6,00	5,25				
19.	2,12	1,99	1,95	4,16	5,63	8,68	28,0	5,68	3,36	3,59	2,79	1,99	19.	4,57	3,84	7,09	7,74	9,08	11,7	44,5	8,19	6,44	6,31	5,98	5,20				
20.	2,11	1,98	1,98	4,13	6,25	8,11	18,4	5,44	3,43	3,58	2,78	1,67	20.	4,51	3,68	7,10	7,38	9,73	11,1	26,9	7,89	6,39	6,33	5,92	5,00				
21.	2,10	1,95	2,00	3,91	7,67	7,91	15,7	6,30	3,41	3,58	2,81	1,74	21.	4,58	3,78	7,10	7,34	11,2	11,0	23,1	9,47	6,20	6,33	5,86	5,13				
22.	2,08	1,95	2,01	3,70	10,5	7,65	14,1	5,53	3,45	3,89	2,80	1,93	22.	4,40	3,67	7,09	7,34	12,7	11,0	21,1	8,22	6,52	7,63	6,93	5,16				
23.	2,07	1,96	2,04	3,59	11,4	7,12	12,8	5,25	3,44	3,88	2,68	1,93	23.	4,50	3,76	7,12	7,32	13,7	7,12	19,7	7,92	6,53	6,87	5,87	5,04				
24.	2,08	1,97	2,14	3,58	10,1	6,69	13,9	5,10	4,08	3,51	2,69	1,90	24.	4,47	3,73	7,16	7,30	12,6	9,88	21,7	7,67	7,06	6,37	5,59	5,00				
25.	2,08	1,99	2,38	3,57	9,55	6,84	13,7	4,90	4,82	3,33	2,65	1,89	25.	4,38	3,59	7,25	7,31	12,3	9,76	22,1	7,36	7,95	6,12	5,68	4,99				
26.	2,07	1,99	2,63	3,55	13,9	6,65	11,8	4,77	4,39	3,43	2,55	1,83	26.	4,36	4,05	7,33	7,31	15,9	9,68	19,0	7,29	7,18	6,26	5,55	4,94				
27.	2,07	1,99	2,65	3,68	2,4	6,43	11,1	4,66	4,91	3,53	2,54	1,78	27.	4,39	5,15	7,40	7,31	36,8	9,39	17,8	7,10	8,46	6,62	5,74	4,81				
28.	2,04	1,99	2,69	3,54	17,7	6,60	10,3	4,46	7,36	3,54	2,53	1,87	28.	4,27	7,09	7,48	7,31	25,2	9,89	16,4	6,88	12,8	7,13	5,85	5,03				
29.	2,03	2,03	2,76	3,35	15,0	9,22	9,48	4,24	7,97	3,37	2,51	1,87	29.	4,31	7,56	7,56	7,31	21,4	12,3	15,1	6,86	12,6	6,47	5,46	4,95				
30.	2,01	3,00	3,00	3,27	14,2	8,05	8,89	4,05	7,59	3,30	2,51	1,86	30.	4,38	7,64	7,64	7,32	20,1	11,0	14,1	6,71	11,3	6,41	5,40	4,89				
31.	2,00	3,84	14,2	8,48	4,30	3,39	3,39	1,92	1,92	3,39	1,92	1,92	31.	4,23	7,78	7,78	20,1	20,1	13,4	6,62	6,49	4,92	6,49	4,92	4,92				
Extremwerte in m³/s													Extremwerte in m³/s																
am	31.	21.	10.	02.	01.	27.	10.	31.	22.	25.	30.	21.	am	10.	20.	14.	25.	01.	26.	10.	25.	20.	27.	30.	29.				
NQ	2,00	1,94	1,69	3,18	3,10	6,05	6,13	3,82	3,32	3,17	2,51	1,50	NQ	3,80	3,00	6,90	7,30	7,34	8,52	7,49	5,95	5,97	5,02	5,21	4,52				
HQ	2,62	2,02	4,34	5,28	30,2	21,4	47,4	15,1	8,55	7,40	4,30	2,51	HQ	6,06	7,09	8,01	8,55	47,0	25,4	69,2	18,4	15,2	10,9	9,03	5,47				
am	03.	03.	31.	15.	27.	04.	19.	16.	29.	01.	03.	02.	am	03.	28.	31.	01.	27.	04.	19.	17.	28.	01.	03.	01.				
Monatsmittel in m³/s (MQ), l/s.km² (Mq) bzw. Monatssummen in mm (h _n)													Monatsmittel in m³/s (MQ), l/s.km² (Mq) bzw. Monatssummen in mm (h _n)																
MQ	2,17	1,99	2,25	3,96	7,60	11,5	10,2	6,10	4,36	4,35	3,12	2,08	MQ	4,63	4,11	7,17	7,78	11,9	14,9	15,5	9,15	7,48	7,48	6,55	5,13				
h _n	12,6	11,6	13,1	23,0	44,5	66,7	59,3	35,4	25,3	25,3	18,1	12,1	h _n	12,2	10,9	18,9	20,5	31,3	39,3	41,0	24,2	19,8	19,8	17,3	13,5				
h _n	34	28	35	60	119	173	159	95	66	68	47	32	h _n	33	26	51	53	84	102	110	65	51	53	45	36				
Reihe: 1976-1980 Mittlere Monatsmittel in m³/s (MQ), l/s.km² (Mq) bzw. -summen in mm (h _n)													Reihe: 1976-1980 Mittlere Monatsmittel in m³/s (MQ), l/s.km² (Mq) bzw. -summen in mm (h _n)																
MQ	1,97	1,80	1,97	2,57	7,99	13,7	9,03	6,18	4,93	4,65	3,44	2,55	MQ	4,52	4,08	5,15	6,92	15,9	22,9	16,2	12,0	10,2	11,5	8,36	6,17				
Mq	11,4	10,5	11,5	14,9	46,4	79,5	52,5	35,9	28,7	27,0	20,0	14,8	Mq	11,9	10,8	13,6	18,3	41,9	60,4	42,7	31,8	27,0	30,3	22,1	16,3				
h _n	31	26	31	39	124	206	141	96	74	72	52	40	h _n	32	26	36	47	112	157	114	85	73	81	57	44				
Reihe: 1951-1981 Mittlere Monatsmittel mit Extremwerten in m³/s													Reihe: 1951-1981 Mittlere Monatsmittel mit Extremwerten in m³/s																
NQ	1,00	0,75	0,75	1,00	1,80	3,60	2,99	2,33	2,00	1,67	1,36	1,10	NQ	2,31	2,34	2,34	2,81	4,95	7,42	5,44	5,24	4,56	4,10	3,77	3,38				
NQ	1,00	0,75	0,75	1,00	1,80	3,60	3,17	2,33	2,00	1,67	1,56	1,10	NQ	2,92	3,03	2,96	3,03	4,95	7,70	6,28	6,11	4,80	4,10	4,20	3,64				
MNQ	1,52	1,42	1,40	1,83	3,61	7,35	6,07	4,29	3,46	2,91	2,43	1,90	MNQ	4,06	3,86	4,03	5,17	8,90	14,7	11,6	8,85	7,40	6,52	5,91	4,83				
NMQ	1,08	0,95	0,95	1,46	3,59	6,06	3,85	3,07	2,55	1,89	1,79	1,37	NMQ	3,38	3,48	3,43	4,16	8,32	8,05	7,69	7,24	5,57	4,73	4,84	3,95				
MQ	1,22	1,52	1,63	2,78	6,91	11,0	8,05	5,91	4,64	3,70	3,09	2,19	MQ	4,51	4,19	4,71	7,19	14,3	20,4	15,5	11,8	10,1	8,55	7,71	5,61				
HMQ	2,80	2,41	2,61	5,91	18,1	26,2	14,2	12,7	12,9	6,30	5,61	3,68	HMQ	5,94	5,89	7,52	13,0	33,0	46,3	26,5	30,2	31,6	15,4	15,0	8,57				
MHQ	1,97	1,73	2,14	4,53	14,3	17,7	13,4	11,4	9,12	5,91	4,34	2,62	MHQ	5,45	4,97	6,40	11,1	24,9	30,6	24,8	20,6	19,9	15,2						

Anhang 2 (Appendix 2)

Strickler-Beiwert k_{St} für die Fließformel nach Manning-Strickler Naudascher, E., <i>Hydraulik der Gerinne und Gerinnebauwerke</i> , Springer-Verlag, Wien, New York, 2. Auflage, 1992	
Gerinne-Typen	k_{St} [$m^{1/3}/s$]
Erdkanäle	
Erdkanäle in festem Material, glatt	60
Erdkanäle in festem Sand mit etwas Ton oder Schotter	50
Erdkanäle mit Sohle aus Sand und Kies mit gepflasterten Böschungen	45 - 50
Erdkanäle aus Feinkies, etwa 10/20/30 mm	45
Erdkanäle aus mittlerem Kies, etwa 20/40/60 mm	40
Erdkanäle aus Grobkies, etwa 50/100/150 mm	35
Erdkanäle aus scholligem Lehm	30
Erdkanäle, mit groben Steinen angelegt	25 - 30
Erdkanäle aus Sand, Lehm oder Kies, stark bewachsen	20 - 25
Felskanäle	
Mittelgrober Felsausbruch	25 - 30
Felsausbruch bei sorgfältiger Sprengung	20 - 25
Sehr grober Felsausbruch, große Unregelmäßigkeiten	15 - 20
Gemauerte Kanäle	
Kanäle aus Ziegelmauerwerk, Ziegel, auch Klinker, gut gefugt	80
Hausteinquader	70 - 80
Sorgfältiges Bruchsteinmauerwerk	70
Kanäle aus Mauerwerk (normal)	60
Normales (gutes) Bruchsteinmauerwerk, behauene Steine	60
Grobes Bruchsteinmauerwerk, Steine nur grob behauen	50
Bruchsteinwände, gepflasterte Böschungen mit Sohle aus Sand und Kies	45 - 50
Betonkanäle	
Zementglattstrich	100
Beton bei Verwendung von Stahlschalung	90 - 100
Glattverputz	90 - 95
Beton geglättet	90
Gute Verschalung, glatter unversehrter Zementputz, glatter Beton	80 - 90
Beton bei Verwendung von Holzschalung, ohne Verputz	65 - 70
Stampfbeton mit glatter Oberfläche	60 - 65
Alter Beton, saubere Flächen	60
Betonschalen mit 150 - 200 kg Zement je m^3 , je nach Alter u. Ausführung	50 - 60
Grobe Betonauskleidung	55
Ungleichmäßige Betonflächen	50
Holzgerinne	
Neue glatte Gerinne	95
Gehobelte, gut gefügte Bretter	90
Ungehobelte Bretter	80
Ältere Holzgerinne	65 - 70
Blechgerinne	
Glatte Rohre mit versenkten Nietköpfen	90 - 95
Neue gusseiserne Rohre	90
Genietete Rohre, Niete nicht versenkt, im Umfang mehrmals überlappt	65 - 70
Sonstige Auskleidungen	
Walzgussasphalt-Auskleidung der Werkkanäle	70 - 75
Natürliche Wasserläufe	
Natürliche Flussbetten mit fester Sohle, ohne Unregelmäßigkeiten	40
Natürliche Flussbetten mit mäßigem Geschiebe	33 - 35
Natürliche Flussbetten, verkrautet	30 - 35
Natürliche Flussbetten mit Geröll und Unregelmäßigkeiten	30
Natürliche Flussbetten, stark geschiebeführend	28
Wildbäche mit grobem Geröll (kopfgroße Steine) bei ruhendem Geschiebe	25 - 28
Wildbäche mit grobem Geröll, bei in Bewegung befindlichem Geschiebe	19 - 22



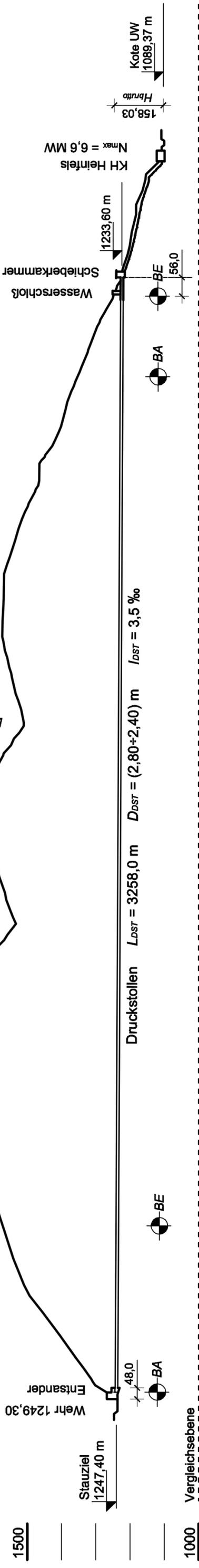
	Technische Universität Wien Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie		
	Diplomarbeit	Kleinkraftwerk im Gebirge	
Plan Nr. 1	Übersichtslageplan		M 1:10 000
Diplomant	Veselin Zarev, Matr. Nr. 0227093		Datum: XI.2007
Gesehen	Em.O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Dr.h.c. Helmut Drobir		

LÄNGENSCHNITT M 1:10 000

2000 m ü. A.

1500

Tiefenbach
Bösenbach



Kilometrierung



Längen + Lage	22,8	487,9 m	2492,8 m	221,5 m	367 m (schräg)
Achshöhe + Gefälle	1245,0		3,5 ‰	Panzerung	
Auskleidungsart			10+15 cm Spritzbeton mit Armierung \varnothing 2,80+2,70 m in Störungszonen und gebrächem Gebirge Ringbeton \varnothing 2,40 m	Ringbeton mit Foliendichtung	Rohrleitung \varnothing 1,30
Gebirgsverhalten		A: 80 %	C: 6 %	D: \approx 1 %	Sprengfels für Künette

GEBIRGSVERHALTEN

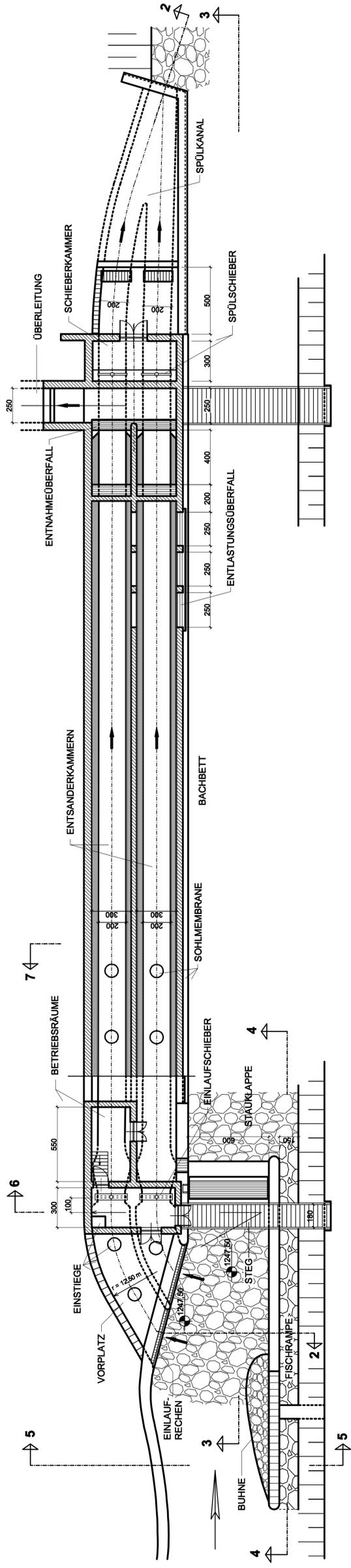
- A...standfest
- B...nachbrüchig
- C...gebräch
- D...stark gebräch bis druckhaft



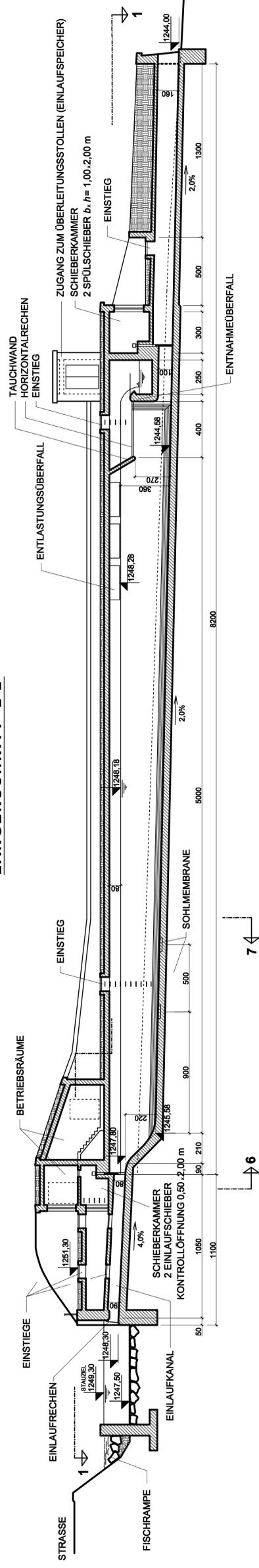
Technische Universität Wien
Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie

Diplomarbeit	Kleinkraftwerk im Gebirge	M 1:10 000
Plan Nr. 2	Längenschnitt	Datum: XI.2007
Diplomant	Veselin Zarev, Matr. Nr. 0227093	
Gesehen	Em.O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Dr.h.c. Helmut Drobir	

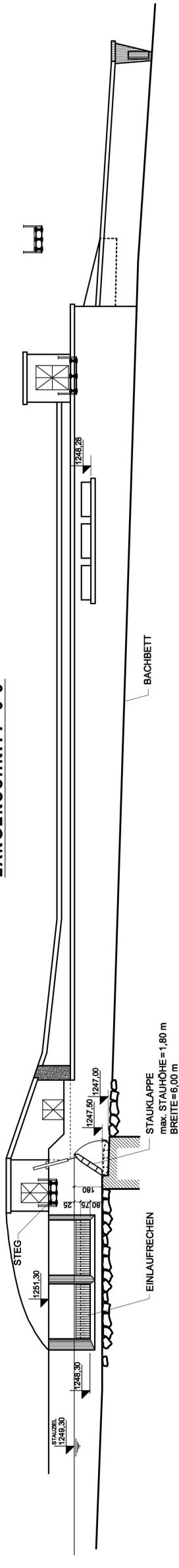
HORIZONTALSCHNITT 1-1



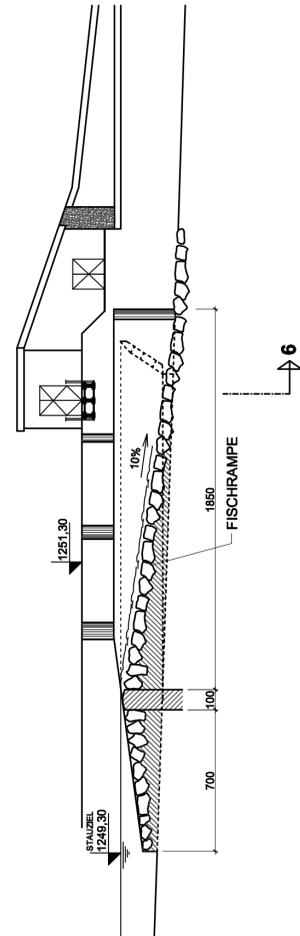
LÄNGENSCHNITT 2-2



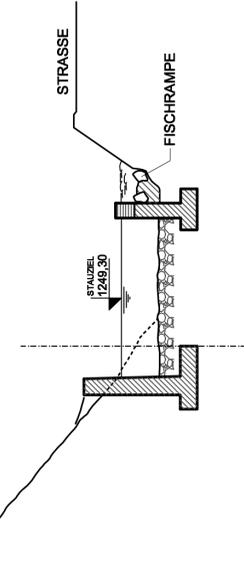
LÄNGENSCHNITT 3-3



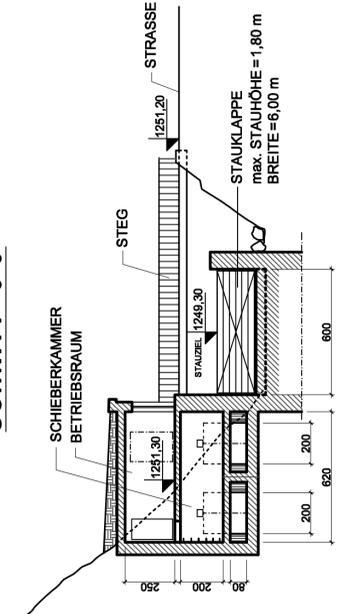
SCHNITT 4-4



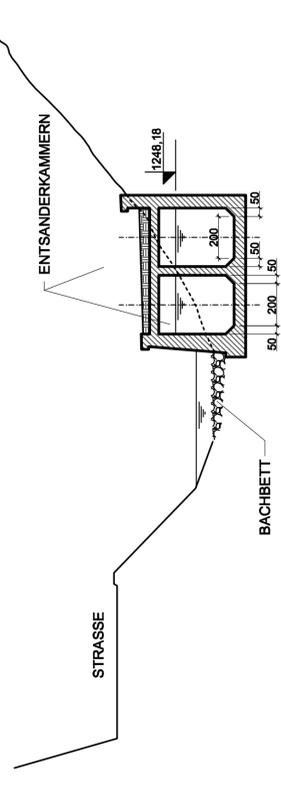
SCHNITT 5-5



SCHNITT 6-6



SCHNITT 7-7



	Technische Universität Wien Institut für Wasserbau und Ingenieurhydrologie	M 1:200
	Diplomarbeit Kleinkraftwerk im Gebirge	Datum: XI.2007
Plan Nr. 3	Wehranlage - Villgratenbach	Ersehen
Diplomat	Veselin Zarev, Matr. Nr. 0227093	Ersehen
Gesehen	Ern.O.Univ.Prof.Dipl.-Ing. Dr.techn. Dr.h.c. Helmut Drobbr	Ersehen