

VOLLZUG DER WASSERGESETZE
**WASSERKRAFTANLAGE „HINTERÖD“
AM
„QUELLBACH ZUM KOPPENBACH“**

**Antrag auf Bewilligung gem. § 8 WHG
und Planfeststellung gem. § 68 WHG**

DURCH HERRN

**ANDREAS ROSSBAUER
HINTERÖD 1
93462 LAM**

HYDROTECHNISCHE BERECHNUNG

Cham, den 08. Oktober 2020

PLANFERTIGER:



.....
Unterschrift

VORHABENSTRÄGER:

**ANDREAS ROSSBAUER
HINTERÖD 1
93462 LAM**

.....
Unterschrift

INHALTSVERZEICHNIS

Bezeichnung	Seite
1. Abflüsse Quellbach zum Koppenbach	3
2. Bemessung Ausleitungsbauwerk	6
2.1. Bemessung Restwasseröffnung	6
2.2. Bemessung der Ausleitung	7
2.3. Abflussleistung Hochwasserentlastung bei Ausleitung	7
3. Abfluss Triebwerkskanal zum Wasserschloss	8
3.1. Abfluss im natürlichen Gerinne	9
3.2. Abfluss im Bereich Stahlrinne	9
3.2.1. Mittlere Längsneigung 6,5 %	9
3.2.2. Mittlere Längsneigung 13% (Stahlrinne)	10
3.3. Nachweis der Schubspannung	10
4. Abflüsse am Wasserschloss	11
4.1. Abfluss im Wasserschloss	11
4.2. Abflussleistung Hochwasserentlastung	11
4.3. Höhenverlust des Rechens	12
4.4. Abflussleistung Grundablass	13
4.5. Höhenverlust der Druckleitung DN 300 PVC	14
5. Abfluss Unterwasserkanal	14
6. Kraftwerksleistung	14
6.1. Turbinenleistung	15
6.2. Kraftwerksleistung, Engpassleistung	15

ANLAGEN:

- Anlage 1: Abflussbestimmung mittels Thomson-Wehr
- Anlage 2: Pegel Lohberg, Hauptwerte
- Anlage 3: Bemessung Druckleitung

1. Abflüsse Quellbach zum Koppenbach

Das Einzugsgebiet des Quellbach zum Koppenbach beträgt bis zur Ausleitungsstelle 0,86 km² (siehe Erläuterungsbericht).

Zur Ermittlung der maßgebenden Gewässerkennwerte (Niedrig- und Höchstwerte) am Quellbach wurden seit 2018 eine Abflussmessungen durchgeführt. Dazu ist in Abstimmung mit den Fachbehörden in den Bachquerschnitt ein Thomson-Wehr mit Rechteckauschnitt eingesetzt worden.



Bild 1.1: Abflussmessung im Quellbach zum Koppenbach

Die sich damit abzulesenden Abflüsse sind in der Anlage 1 ersichtlich.

Zur Ermittlung der Dauerwerte für den Quellbach wurden die Abflusswerte mit denen des amtlich geführten Pegel am Weißen Regen in Lohberg verglichen (Entfernung ca. 4 km).

Die Hauptwerte des Pegel Lohberg sind in Anlage 02 ersichtlich.

In den folgenden Abbildungen sind die jeweiligen Abflüsse vom Quellbach und Weißen Regen in Lohberg gegenübergestellt. Die Darstellung ist logarithmisch verzerrt.

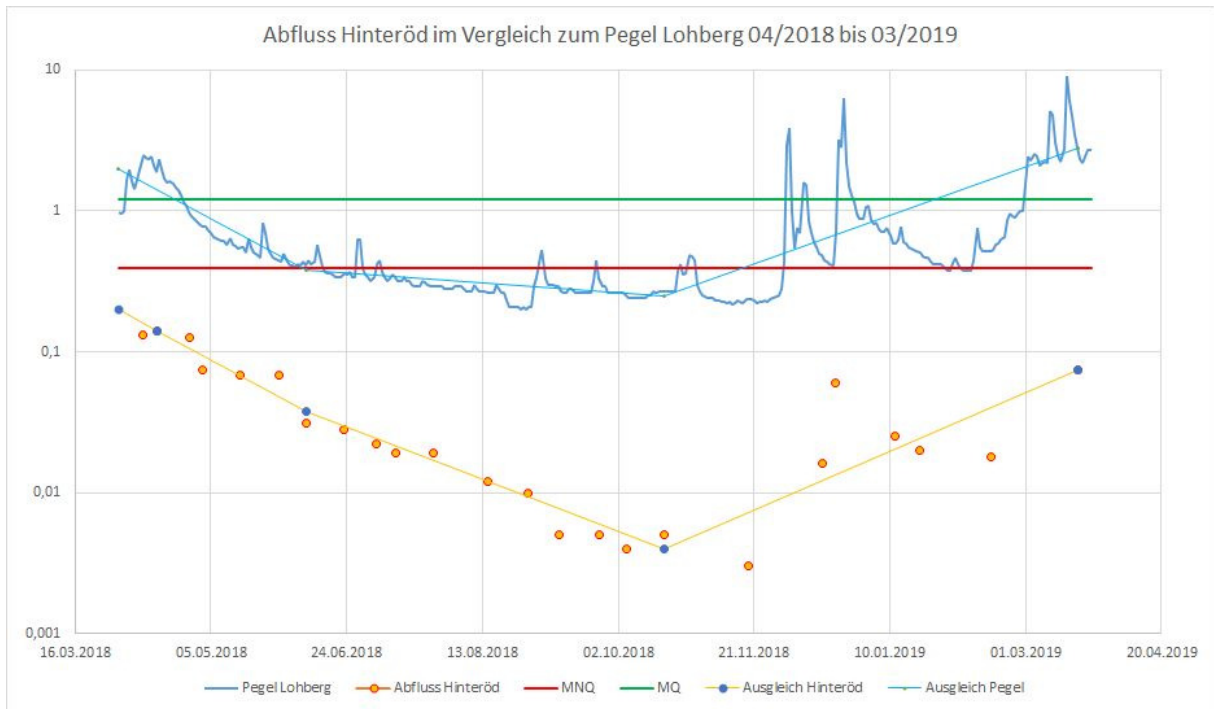


Bild 1.2: Abflussgegenüberstellung 04/2018 bis 03/2019

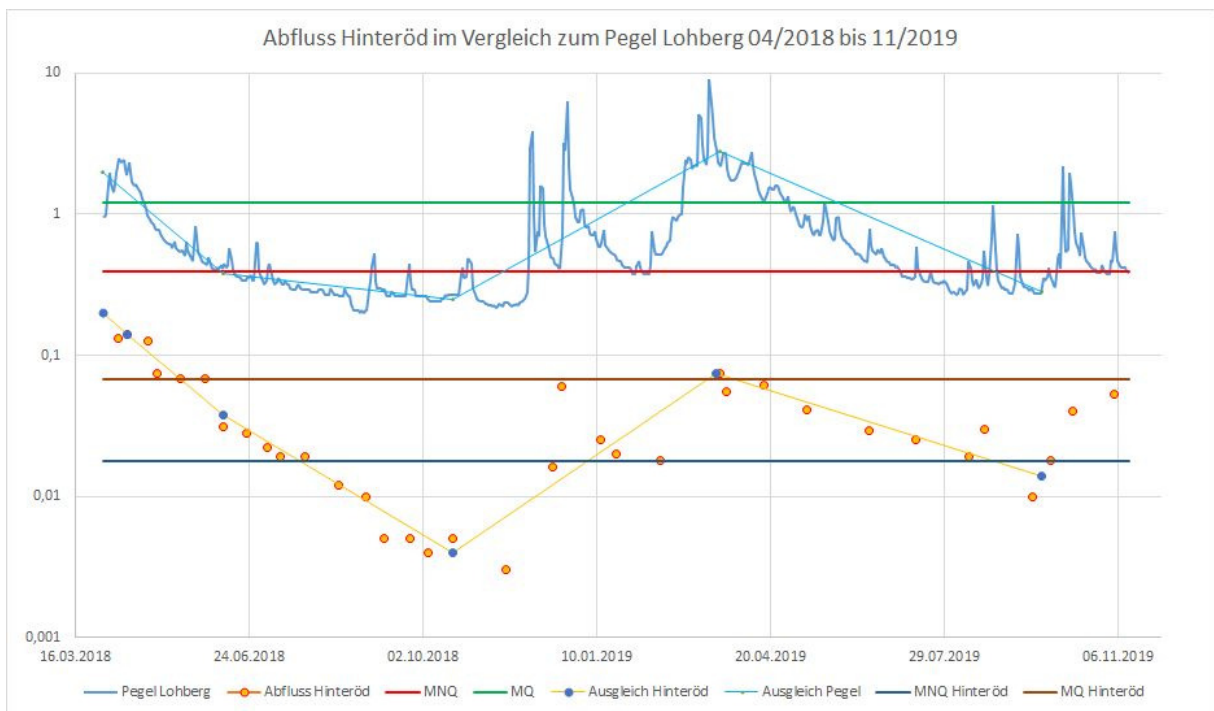


Bild 1.3: Abflussgegenüberstellung 04/2018 bis 11/2019

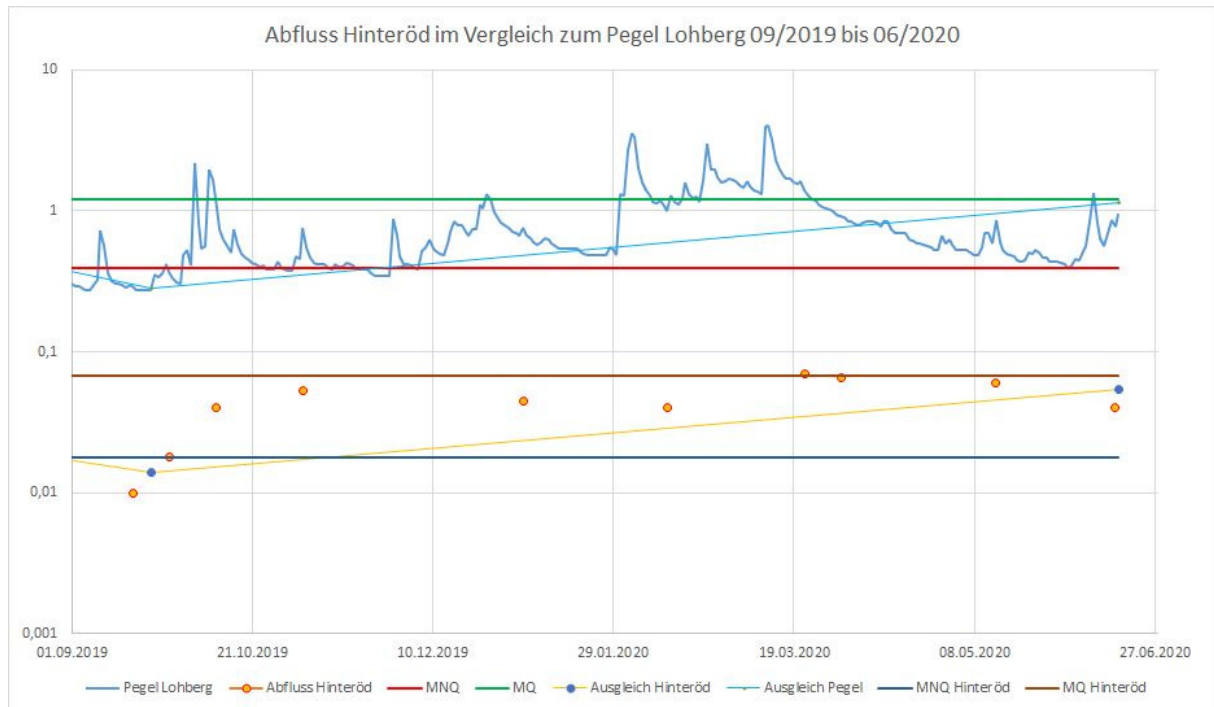


Bild 1.4: Abflussgegenüberstellung 09/2019 bis 06/2020

Es lässt sich feststellen, dass die Abflüsse am Quellarm zum Koppenbach bei Hinteröd etwa 4 bis 6% von denen des Weißen Regen ab Pegel Lohberg betragen (Ausnahme: Niedrigabfluss NQ, gemessen). Somit ergeben sich am Standort folgende Hauptwerte:

	Abflussdaten Am Pegel Loh- berg [m³/s]	Anteil Quellarm zum Koppenbach [%]	Wert für WKA „Hinteröd“ [m³/s]
Einzugsgebiet	39,07 km²	2,2	0,86 km²
NQ	0,169	2	0,003
MNQ	0,393	4,5	0,018
MQ	1,22	5,5	0,067
HQ 1	9,5	6	0,57
MHQ	12,5	6	0,75
HQ 5	17	6	1,02
HQ 100	35	6	2,1

Die ermittelten Abflusswerte für das Gewässer „Quellarm zum Koppenbach“ in Hinteröd stellen eine gute Näherung dar (Abweichung $\pm 20\%$).

2. Bemessung Ausleitungsbauwerk

Als Ausleitungsbauwerk wird ein Rechteckgerinne aus Stahl hergestellt.

2.1. Bemessung Restwasseröffnung

Im östlichen Bereich des Stahlgerinnes wird eine Restwasseröffnung zur Ableitung einer Wassermenge von $Q=5 \text{ l/s}$ angelegt. Die Öffnung ist so konstruiert, dass der Restwasserabfluss vorrangig zur Ausleitungsöffnung mit Wasser beschickt wird. Somit wird das Trockenfallen des Quellarm zum Koppbach nach der Ausleitung verhindert.

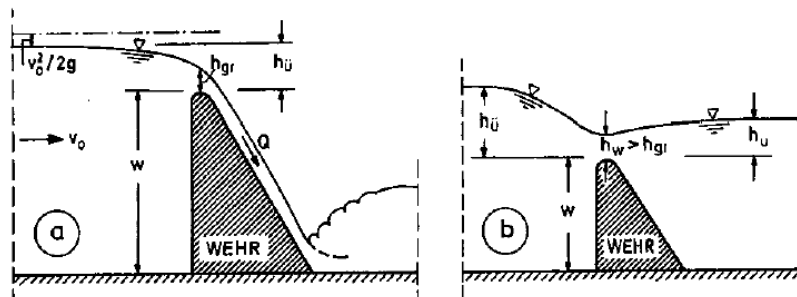


Abb. 2.67: Vollkommener (a) und unvollkommener (b) Überfall

Oberwasserspiegel (=OK „Gegenschwelle“): 837,55 m ü. NHN

Unterwasserspiegel (nach Öffnung): 837,51 m ü. NHN $\Rightarrow h_u = 0,06 \text{ m}$

Sohlhöhe der Öffnung: 837,45 m ü. NHN $\Rightarrow h_{\ddot{u}} = 0,10 \text{ m}$

Öffnungshöhe: $a = 10 \text{ cm}$ $\Rightarrow h_u / h_{\ddot{u}} = 0,60$

Überfallbreite: $b = 10 \text{ cm}$

Beiwert: $\mu = 0,50$

Abminderungsbeiwert: $c = 0,97$

Wassermenge:

$$Q = \frac{2}{3} \times c \times \mu \times b \times \sqrt{2g} \times h_{\ddot{u}}^{\frac{3}{2}} = \frac{2}{3} \times 0,97 \times 0,5 \times 0,10 \times \sqrt{2g} \times 0,10^{\frac{3}{2}} = 0,005 \text{ m}^3/\text{s}$$

Fließgeschwindigkeit in der Öffnung:

$$v = \frac{Q}{b \times a} = \frac{0,005}{0,10 \times 0,10} = 0,50 \text{ m/s} < v_{\text{max}} = 1,8 \text{ m/s}$$

2.2. Bemessung der Ausleitung

Im nördlichen Bereich des Stahlgerinnes wird eine Öffnung zur Ableitung einer Wassermenge von $Q=65 \text{ l/s}$ angelegt, die dem Triebwerkskanal mit Wasserschloss zufließt.

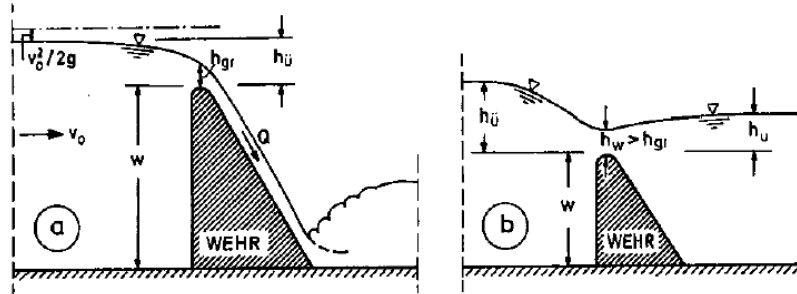


Abb. 2.67: Vollkommener (a) und unvollkommener (b) Überfall

max. WSP-Ausleitung:	837,69 m ü. NHN
Unterwasserspiegel (nach Öffnung):	837,65 m ü. NHN $\Rightarrow h_u = 0,10 \text{ m}$
Sohlhöhe der Öffnung:	837,55 m ü. NHN $\Rightarrow h_u = 0,14 \text{ m}$
Öffnungshöhe:	$a = 14 \text{ cm} \Rightarrow h_u / h_{\ddot{u}} = 0,71$
Überfallbreite:	$b = 100 \text{ cm}$
Beiwert:	$\mu = 0,5$
Abminderungsbeiwert:	$c = 0,84$

Wassermenge:

$$Q = \frac{2}{3} \times c \times \mu \times b \times \sqrt{2g} \times h_{\ddot{u}}^{\frac{3}{2}} = \frac{2}{3} \times 0,84 \times 0,5 \times 1,0 \times \sqrt{2g} \times 0,140^{\frac{3}{2}} = 0,065 \text{ m}^3/\text{s}$$

Fließgeschwindigkeit in der Öffnung:

$$v = \frac{Q}{b \times a} = \frac{0,065}{1,0 \times 0,14} = 0,46 \text{ m/s} < v_{\text{max}} = 1,8 \text{ m/s}$$

2.3. Abflussleistung Hochwasserentlastung bei Ausleitung

Die Bemessung wird mit „bordvollem“ Bauwerk geführt (Wasserspiegel=OK Stahlwand = OK Ufer). In der östlichen Einfassung wird eine Öffnung zur Ableitung von überschüssigem Triebwasser angelegt.

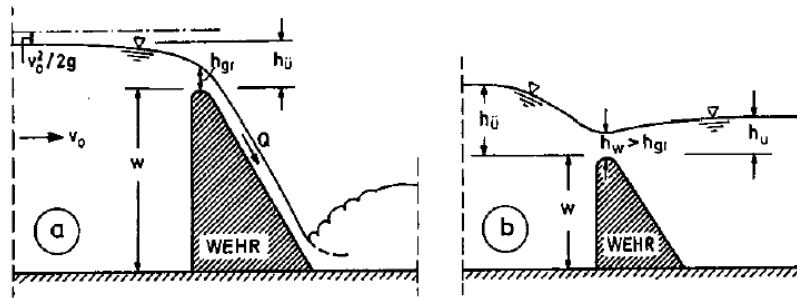


Abb. 2.67: Vollkommener (a) und unvollkommener (b) Überfall

max. WSP (Oberwasserspiegel):	838,00 m ü. NHN	
Unterwasserspiegel (nach Öffnung):	837,69 m ü. NHN	=> $h_u = 0,00\text{m}$
Sohlhöhe der Öffnung:	837,69 m ü. NHN	=> $h_{\bar{u}} = 0,31\text{ m}$
Öffnungshöhe:	$a = 31\text{ cm}$	=> $h_w / h_{\bar{u}} = 0,00$
Überfallbreite:	$b = 120\text{ cm}$	
Beiwert:	$\mu = 0,52$	
Abminderungsbeiwert:	$c = 1,0$	

Wassermenge:

$$Q = \frac{2}{3} \times c \times \mu \times b \times \sqrt{2g} \times h_{\bar{u}}^{\frac{3}{2}} = \frac{2}{3} \times 1,0 \times 0,52 \times 1,2 \times \sqrt{2g} \times 0,31^{\frac{3}{2}} = 0,318 \text{ m}^3/\text{s}$$

Fließgeschwindigkeit in der Öffnung:

$$v = \frac{Q}{b \times a} = \frac{0,318}{1,2 \times 0,31} = 0,85 \text{ m/s}$$

3. Abfluss Triebwerkskanal zum Wasserschloss

Der Abfluss im Triebwerkskanal beträgt $0,065 \text{ m}^3/\text{s}$. Das natürliche Gerinne weist eine mittlere Längsneigung von 5% auf und ist ca. 50 cm breit.

3.1. Abfluss im natürlichen Gerinne

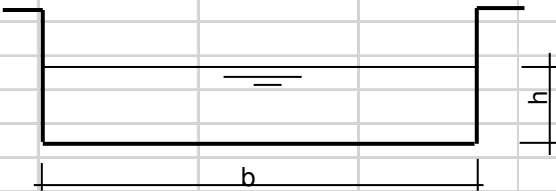
Gefälle $Im =$	0,05			
$Ks =$	30			
$b1 =$	0,50 m	$A =$	0,053 m ²	
$b2 =$	0,68 m	$U =$	0,680 m	
$h =$	0,090 m	$R =$	0,078 m	
		$V =$	1,225 m/s	
		$Q =$	0,065 m³/s	
Grenzwassertiefe				
$h_{gr} = \left(\frac{Q^2}{g \times b^2} \right)^{0,333}$		$Q =$	0,065 m ³ /s	
		$b \text{ mittel} =$	0,59 m	
		$hgr =$	0,108 m	

3.2. Abfluss im Bereich Stahlrinne

3.2.1. Mittlere Längsneigung 6,5 %

Gefälle $Im =$	0,065			
$Ks =$	80	Stahlblech, geschweisst		
$b =$	0,60 m	$A =$	0,028 m ²	
		$U =$	0,692 m	
$h =$	0,046 m	$R =$	0,04 m	
		$V =$	2,386 m/s	
		$Q =$	0,067 m³/s	
Grenzgeschwindigkeit		$vgr =$	1,03085485 m/s	

3.2.2. Mittlere Längsneigung 13% (Stahlrinne)

Gefälle $I_m =$	0,13			
$K_s =$	80	Stahlblech, geschweisst		
				
$b =$	0,60 m	$A =$	0,022 m ²	
		$U =$	0,672 m	
$h =$	0,036 m	$R =$	0,033 m	
		$V =$	2,968 m/s	
		$Q =$	0,065 m³/s	
Grenzgeschwindigkeit		$v_{gr} =$	1,0204938 m/s	

Im Bereich der Stahlrinne bzw. mit Stahlblech verbautem Gerinne (zwischen Ausleitung und Stahlrinne) stellt sich schießender Abfluss ein. Im Anschluss wird daher ein natürlich befestigter Tosbereich mit Nachbettsicherung angelegt.

3.3. Nachweis der Schubspannung

Es wird für das Gerinne des Triebwerkkanales der Schubspannungsnachweis geführt. Die Schubspannung errechnet sich nach G. Petschallies: „Entwerfen und Berechnen in Wasserbau und Wasserwirtschaft“:

$$\tau_{0,m} = \gamma_w \times r_{hy} \times I_E$$

mit: $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$

$$r_{hy} = A/U = 0,078 \text{ m}$$

$$I_E = 0,05 \text{ (mittl. Neigung 5\%)}$$

→ $\tau_{0,m} = 0,039 \text{ kN/m}^2 = 39 \text{ N/m}^2$

→ $\tau_{0,m} = 0,047 \text{ kN/m}^2 = 47 \text{ N/m}^2 \text{ (6\% Neigung)}$

Das Gerinne nach der Stahlrinne besteht aus verwurzelt, gewachsenen Waldboden mit Störsteinen versetzt und das Sohlmaterial ist steinig und kiesig mit einer Steingröße von 50-100 mm. Nach Tabelle 2.5 (aus Wolfgang Schröder: Grundlagen des Wasserbaus; Hydrologie,

Hydraulik, Wasserrecht; 4. Auflage; Seite 160) beträgt die kritische Sohlschubspannung τ_{cr} im Gerinne etwa 40-60 N/m² und liegt über der mittleren Schubspannung $\tau_{0,m}$.

Sohlenmaterial	τ_{cr} in N/m ²	Sohlenschutzschicht	τ_{cr} in N/m ²
festgelagerter Sand bzw. feiner Kies	8 bis 10	Rasen, kurzfristig belastet	20 bis 30
kolloidaler Lehm und Ton	10 bis 12,5	Rasen, längerfristig belastet	15 bis 18
Kies, $d = 5$ bis 10 mm	12,5	Spreutlage	30 bis 40
Kies, $d \approx 15$ mm	15 bis 20	Rauhwehr (Buschmatte)	40
Geröll, $d \approx 50$ mm	30 bis 40	Pflaster je nach Dicke	70 bis 200
Geröll, $d = 50$ bis 100 mm	40 bis 60	Packwerk, Oberfläche gepflastert	170
grobe Blöcke	240		

Tabelle 2.5: Erfahrungswerte der kritischen Sohlschubspannung τ_{cr}

Der ehemalige Hangkanal (=Triebwerkskanal) von der Ausleitstelle bis zur Stahlrinne muss neu profiliert und teilweise neu hergestellt werden (beschädigter Damm). Der hier anstehende Boden ist lehmig, kiesig mit Korndurchmesser bis ca. 50 mm. Da die Längsneigung in diesem Abschnitt teilweise über 5% beträgt, wird die kritische Sohlschubspannung von 30 bis 40 N/m² überschritten. Zum Erosionsschutz und zur Stabilisierung der Uferbefestigung ist auf einer Länge von ca. 65 m der Einbau von Stahlblechen in das Gerinne geplant.

4. Abflüsse am Wasserschloss

4.1. Abfluss im Wasserschloss

Fließgeschwindigkeit oberhalb Sedimentraum:

$$v = \frac{Q}{b \times h} = \frac{0,065}{1,0 \times 1,20} = 0,05 \text{ m/s}$$

4.2. Abflussleistung Hochwasserentlastung

Die Bemessung wird mit „bordvollem“ Bauwerk geführt (Wasserspiegel=OK Betonwand). In der nördlichen Betonwand ist die Stahlbetondecke tiefer zur Ableitung von überschüssigem Triebwasser angelegt.

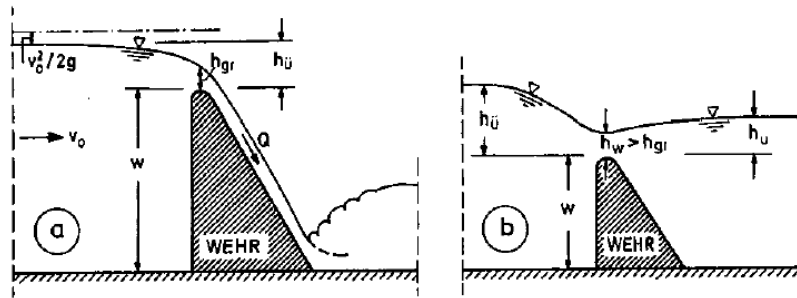


Abb. 2.67: Vollkommener (a) und unvollkommener (b) Überfall

max. WSP (Oberwasserspiegel):	824,10 m ü. NHN	
Unterwasserspiegel (nach Öffnung):	823,50 m ü. NHN	=> $h_u = -0,50$ m
Sohlhöhe der Öffnung:	824,00 m ü. NHN	=> $h_{ü} = 0,10$ m
Öffnungshöhe:	$a = 10$ cm	=> $h_u / h_{ü} = -5$
Überfallbreite:	$b = 100$ cm	
Beiwert:	$\mu = 0,52$	
Abminderungsbeiwert:	$c = 1,0$	

Wassermenge:

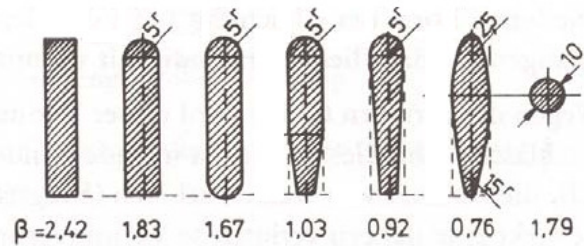
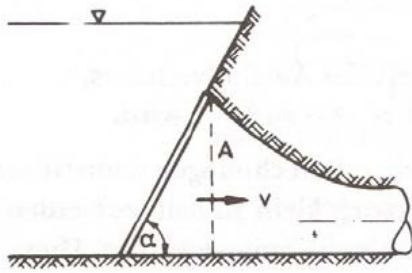
$$Q = \frac{2}{3} \times c \times \mu \times b \times \sqrt{2g} \times h_{ü}^{\frac{3}{2}} = \frac{2}{3} \times 1,0 \times 0,52 \times 1,0 \times \sqrt{2g} \times 0,10^{\frac{3}{2}} = 0,050 \text{ m}^3/\text{s}$$

Fließgeschwindigkeit in der Öffnung:

$$v = \frac{Q}{b \times a} = \frac{0,050}{1,0 \times 0,10} = 0,50 \text{ m/s}$$

4.3. Höhenverlust des Rechens

Zur Bemessung wurde die max. Ausleitungsmenge $Q = 0,065 \text{ m}^3/\text{s}$ aus dem Quellbach zum Koppenbach gewählt. Die Rechenbreite beträgt $b = 1,00$ m. Der Wasserspiegel beim Rechen beträgt $823,70$ m ü. NHN und die Sohlhöhe $822,50$ m ü. NHN. Der Rechen ist in Planbeilage 6 (Wasserschloss) ersichtlich.



$$h_{v, \text{Rechen}} = \beta \times \left(\frac{d}{a} \right)^{\frac{4}{3}} \times \sin \alpha \times \frac{v^2}{2g}$$

Formbeiwert $\beta = 2,42$

Stabdicke $d = 0,008 \text{ m}$

lichter Stababstand $a = 0,010 \text{ m}$

$$\left. \begin{array}{l} d = 0,008 \text{ m} \\ a = 0,010 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow b' = \frac{1,00}{0,010 + 0,008} \times 0,010 = 0,556 \text{ m}$$

Rechenneigung $\alpha = 67,3^\circ$

Fließgeschwindigkeit n. Rechen: $v = Q/A' = 0,065 / (0,556 \times 1,20) = 0,10 \text{ m/s}$

$$h_{v, \text{Rechen}} = 2,42 \times \left(\frac{0,008}{0,010} \right)^{\frac{4}{3}} \times \sin 67,3^\circ \times \frac{0,10^2}{2 \times 9,81} = 0,001 \text{ m}$$

Anströmgeschwindigkeit:

$$v_A = Q/A' \times \sin \alpha = 0,065 / (0,556 \times 1,20) \times \sin 67,3^\circ = 0,09 \text{ m/s}$$

Durch Zusetzen des Rechens mit Fremdgut kann sich die Verlusthöhe auf ca. 1,5 cm erhöhen (vgl. Zupke – Hydromechanik im Bauwesen, S. 58).

Durch die regelmäßige Rechenreinigung kann jedoch von einer Verlusthöhe von 0,00 m ausgegangen werden.

4.4. Abflussleistung Grundablass

Der Grundablass ist als Kunststoffrohrleitung DN 150 ausgeführt. Im Anschluss verläuft die Entlastung als offenes Gerinne entlang des ehemaligen Hangkanals. Das Rohrleitungsgefälle beträgt $I = 1,0 \%$

Die max. Abflussleistung nach Prandtl-Coolbrock bei Vollfüllung errechnet sich zu $Q = 0,0155 \text{ m}^3/\text{s}$ bei einer Fließgeschwindigkeit von $v = 0,87 \text{ m/s}$.

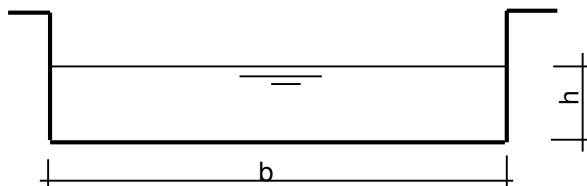
4.5. Höhenverlust der Druckleitung DN 300 PVC

Zur Bemessung wurde die max. Ausleistungsmenge $Q = 0,065 \text{ m}^3/\text{s}$ aus dem Quellbach zum Koppfenbach gewählt. Die Länge der Druckleitung DN 300 zwischen dem Wasserschloss und dem Krafthaus beträgt ca. 349,50 m. Diese gliedert sich in 203,2 m DN 300 PVC, PN 10 und 146,3 m DN 300 PVC, PN 16. Es werden die Höhenverluste im Wasserschloss (Einlauf), in der Druckleitungsstrecke sowie im Krafthaus ermittelt. Die Berechnung ist in Anlage 03 ersichtlich. Der gesamt Höhenverlust der Druckleitung ermittelt sich demnach zu 1,353 m.

5. Abfluss Unterwasserkanal

Ermittlung der sich einstellenden Wassertiefe im Gerinne des Unterwasserkanals:

$$\begin{aligned} \text{Gefälle } I_m &= 0,004 \\ K_s &= 55 \end{aligned}$$



$$b = 1,00 \text{ m}$$

$$h = 0,10 \text{ m}$$

$$A = 0,100 \text{ m}^2$$

$$U = 1,200 \text{ m}$$

$$R = 0,083 \text{ m}$$

$$V = 0,662 \text{ m/s}$$

$$Q = 0,066 \text{ m}^3/\text{s}$$

Grenzgeschwindigkeit

$$v_{gr} = 0,865 \text{ m/s}$$

6. Kraftwerksleistung

$$\text{Nennfallhöhe} \quad [\text{m}] \quad 823,70 - (0,00 + 1,353) - 736,19$$

$$\Rightarrow h_N \sim 86,157 \text{ m}$$

$$\text{Dichte des Wassers} \quad [\text{kg}/\text{m}^3] \quad \rho = 1000 \text{ kg}/\text{m}^3$$

$$\text{Durchflussmenge} \quad [\text{m}^3/\text{s}] \quad Q = 0,065 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Turbinenwirkungsgrad} \quad [-] \quad \eta_T = 0,87$$

$$\text{Wirkungsgrad des Generators} \quad [-] \quad \eta_G = 0,94$$

$$\text{Wirkungsgrad des Umformers} \quad [-] \quad \eta_U = 0,925$$

6.1. Turbinenleistung

$$P_a = \rho \rho \times g \times \eta_T \times Q \times h_N$$

$$P_a = 1000 \cdot 9,81 \cdot 0,87 \cdot 0,065 \cdot 86,157 = 47,8 \text{ kW}$$

6.2. Kraftwerksleistung, Engpassleistung

$$P_k = \rho \rho \times g \times \eta_T \times \eta_G \times \eta_U \times Q \times h_N$$

$$P_k = 1000 \cdot 9,81 \cdot 0,87 \cdot 0,94 \cdot 0,925 \cdot 0,065 \cdot 86,157 = \mathbf{41,5 \text{ kW}}$$

VOLLZUG DER WASSERGESETZE

**WASSERKRAFTANLAGE „HINTERÖD“
AM
„QUELLBACH ZUM KOPPENBACH“**

**Antrag auf Bewilligung
gem. § 8 WHG**

DURCH HERRN

**ANDREAS ROSSBAUER
HINTERÖD 1
93462 LAM**

HYDROTECHNISCHE BERECHNUNG

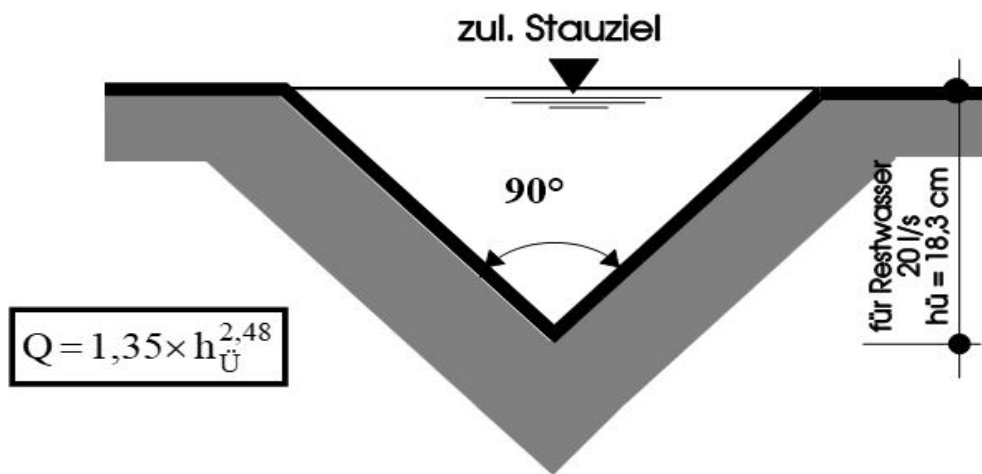
Anlagen

PLANFERTIGER:



Dreiecks-Meßwehr (Thomsonwehr)

Anlage 01



h _Ü	Q	h _Ü	Q
1,0 cm	0,01 l/s	21,0 cm	28,1 l/s
2,0 cm	0,08 l/s	22,0 cm	31,6 l/s
3,0 cm	0,23 l/s	23,0 cm	35,3 l/s
4,0 cm	0,46 l/s	24,0 cm	39,2 l/s
5,0 cm	0,80 l/s	25,0 cm	43,4 l/s
6,0 cm	1,26 l/s	26,0 cm	47,8 l/s
7,0 cm	1,85 l/s	27,0 cm	52,5 l/s
8,0 cm	2,57 l/s	28,0 cm	57,4 l/s
9,0 cm	3,44 l/s	29,0 cm	62,7 l/s
10,0 cm	4,47 l/s	30,0 cm	68,2 l/s
11,0 cm	5,66 l/s	31,0 cm	73,9 l/s
12,0 cm	7,03 l/s	32,0 cm	80,0 l/s
13,0 cm	8,57 l/s	33,0 cm	86,3 l/s
14,0 cm	10,30 l/s	34,0 cm	93,0 l/s
15,0 cm	12,22 l/s	35,0 cm	99,9 l/s
16,0 cm	14,34 l/s	36,0 cm	107,1 l/s
17,0 cm	16,67 l/s	37,0 cm	114,7 l/s
18,0 cm	19,20 l/s	38,0 cm	122,5 l/s
19,0 cm	21,96 l/s	39,0 cm	130,7 l/s
20,0 cm	24,94 l/s	40,0 cm	139,1 l/s

Pegel Lohberg

Hauptzahlen

Statistik Lohberg / Weißer Regen

Wasserstand (Jahresreihe 1970 - 2013)				
	Winter	Sommer	Jahr	
NW	14	17	14	cm
MNW	28	28	27	cm
MW	39	36	38	cm
MHW	84	83	96	cm
HW	136	190	190	cm

Abflüsse (Jahresreihe 1962 - 2013)				
	Winter	Sommer	Jahr	
NQ	0,169	0,227	0,169	m ³ /s
MNQ	0,452	0,457	0,393	m ³ /s
MQ	1,33	1,1	1,22	m ³ /s
MHQ	9,26	9,71	12,5	m ³ /s
HQ	26,6	47,1	47,1	m ³ /s

Höchste Wasserstände		
Seit letzter Änderung des Pegelnullpunktes		
1.	190 cm	12.08.2002
2.	136 cm	21.12.1993
3.	131 cm	21.03.2002
4.	131 cm	08.12.1974
5.	130 cm	01.11.1998

Höchste Abflüsse		
im Beobachtungszeitraum		
1.	47,1 m ³ /s	12.08.2002
2.	26,6 m ³ /s	08.12.1974
3.	26,4 m ³ /s	21.03.2002
4.	24,2 m ³ /s	29.12.1974
5.	22,1 m ³ /s	21.12.1993

Jährlichkeiten der Hochwasserabflüsse (HQ _T)	
HQ ₁	9,5 m ³ /s
HQ ₂	13 m ³ /s
HQ ₅	17 m ³ /s
HQ ₁₀	20 m ³ /s
HQ ₂₀	24 m ³ /s
HQ ₅₀	30 m ³ /s
HQ ₁₀₀	35 m ³ /s

Quelle: Hochwassernachrichtendienst Bayern, www.hnd.bayern.de, Stand 06/2020

WKA Hinteröd

Berechnung Druckleitungen

Allgemeine Vorgaben

Welche Druckleitung

DN 300 PVC-U, PN 10/16

Abfluss	Q	m ³ /s	0,065	hv=
Viskosität	v	m ² /s	0,0000013	

Örtliche Verluste Wasserschloss

Innendurchmesser	d	m	0,285	DN 300 PVC-U, PN 10 = d315*15
Querschnittsfläche	A	m ²	0,064	A=d ² /4xπ
Fließgeschwindigkeit	v	m/s	1,019	v=Q/A

Rohreinlauf Scharfkantig	ζ	0,5
Summe Verlustbeiwerte		0,5

örtl. Höhenverluste Wasserschloss	hv,PS m	0,026	$h_{\bar{o}} = \zeta \times \frac{v^2}{2g}$
-----------------------------------	---------	-------	---

Leitungsverluste Abschnitt 1 PN 10

Abschnittslänge	l1	m	208	schräge Länge
Innendurchmesser	d	m	0,285	DN 300 PVC-U, PN 10 = d315*15
Reibbeiwert k	k	mm	0,01	nach Tab. 2.4, Grundlagen des Wasserbaus

Querschnittsfläche	A	m ²	0,064	A=d ² /4xπ
Fließgeschwindigkeit	v	m/s	1,019	v=Q/A
Reynoldszahl	Re	-	223375	$Re = v \times \frac{d}{\nu}$
	k/d		0,00004	
	1/Wλ		8,0011	$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \times \lg \left[2,7 \frac{(\lg Re)^{1,2}}{Re} + \frac{k/d}{3,71} \right]$

Widerstandsbeiwert	λ	0,0156
--------------------	---	--------

Höhenverlust Abschnitt 1	hv,1 m	0,603	$h_v = \lambda \times \frac{l}{d} \times \frac{v^2}{2g}$
--------------------------	--------	-------	--

Leitungsverluste Abschnitt 2 PN 16

Abschnittslänge	l1	m	152	schräge Länge
Innendurchmesser	d	m	0,268	DN 300 PVC-U, PN 16 = d315*23,4
Reibbeiwert k	k	mm	0,01	nach Tab. 2.4, Grundlagen des Wasserbaus

Querschnittsfläche	A	m ²	0,056	A=d ² /4xπ
Fließgeschwindigkeit	v	m/s	1,152	v=Q/A
Reynoldszahl	Re	-	237545	$Re = v \times \frac{d}{\nu}$
	k/d		0,00004	
	1/Wλ		8,0392	$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \times \lg \left[2,7 \frac{(\lg Re)^{1,2}}{Re} + \frac{k/d}{3,71} \right]$

Widerstandsbeiwert	λ	0,0155
--------------------	---	--------

Höhenverlust Abschnitt 2	hv,2 m	0,594	$h_v = \lambda \times \frac{l}{d} \times \frac{v^2}{2g}$
--------------------------	--------	-------	--

Örtliche Verluste in Druckleitung 1

Innendurchmesser	d	m	0,258	DN 300 PVC-U, PN 16 = d315*23,4
Querschnittsfläche	A	m ²	0,052	A=d ² /4xπ
Fließgeschwindigkeit	v	m/s	1,243	v=Q/A

Krümmen 45°, (0,09)	ζ	0,18	3 St
Krümmen 22°, (0,045)	ζ	0,27	6 St
Krümmen 15°, (0,03)	ζ	0,09	3 St
Summe Verlustbeiwerte		0,54	

örtl. Höhenverluste Abschn. 1	hv,ö1 m	0,043
-------------------------------	---------	-------

Örtliche Verluste bei Krafthaus

Innendurchmesser	d	m	0,2	DN 200
Querschnittsfläche	A	m ²	0,031	A=d ² /4xπ

Fließgeschwindigkeit	v	m/s	2,069	$v=Q/A$
Krümmen 45°, (0,09)	ζ		0,09	
Schieber DN 200	ζ		0,25	
FFR 300/200	ζ		0,06	
Verzweigung	ζ			
Summe Verlustbeiwerte			0,4	
<hr/>				
örtl. Höhenverluste Abschn. 2	h _{v,ö2}	m	0,087	
<hr/>				
Summe Höhenverluste	h _v	m	1,353	
Bruttofallhöhe	h _{geo}	m	87,510	
Nettofallhöhe h_N:	H	m	86,157	
Turbinenleistung OHNE W-Verluste	E _{el}	kW	54,94	$E_{el}=\rho \times g \times Q \times h_N$