

Wasserwirtschaftsamt Kempten

Hochwasserrückhaltebecken Westerheim

Anlage 1 – Hydraulische Berechnungen

März 2025

Ingenieurbüro Winkler und Partner GmbH

Dipl.-Ing. Erhard Winkler · Dr.-Ing. Nina Winkler · Dipl.-Ing. Rüdiger Koch
Schloßstraße 59 A · 70176 Stuttgart
0711-66987-0 · www.iwp-online.de · info@iwp-online.de



Inhaltsverzeichnis

1.	Freibordberechnung.....	1
1.1	Eingangswerte	1
1.2	Bestimmung der erforderlichen Freibordhöhe f_1 im HWBF 1	3
1.3	Bestimmung der erforderlichen Freibordhöhe f_2 im HWBF 2	4
1.4	Gewählter Freibord	5
2.	Bemessung des Absperrbauwerks hinsichtlich der Hochwassersicherheit.....	6
2.1	Grundlagen der Bemessung	6
2.2	Ermittlung der Leistungsfähigkeit.....	7
2.3	Hochwasserbemessungsfall 1	8
2.4	Hochwasserbemessungsfall 2	8
2.5	Leistungsfähigkeit bei Extremereignissen.....	8
2.6	Abflussdiagramm	9
3.	Tosbeckendimensionierung - Energieumwandlung im Durchlassbauwerk.....	11
3.1	Gestaltung des Bauwerks	11
3.2	Berechnungsgrundlagen.....	11
3.2.1	Berechnung des klassischen Wechselsprungs [4].....	13
3.2.2	Sohlrauhheit	13
3.3	Berechnungsergebnisse	14
4.	Sohlschubspannung	16
5.	Literatur und Regelwerke.....	17

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1:	Einteilung der Sektoren.....	2
Abbildung 2:	Systemskizze schwimmergesteuerte Klappe.....	7
Abbildung 3:	Abflussdiagramm	10
Abbildung 4:	Klassischer Wechselsprung.....	13
Abbildung 5:	Abmessungen Tosbecken	15

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1:	Böschungparameter.....	1
Tabelle 2:	Winkel α zwischen Dammachse / Sektorende und Streichlänge S_i	1
Tabelle 3:	Eingangswerte Zuiderseeformel	2
Tabelle 4:	Berechnung der mittleren Wellenhöhe h_{We} im HWBF 1	3
Tabelle 5:	Berechnung der mittleren Wellenhöhe h_{We} im HWBF 2.....	4
Tabelle 6:	Erforderliche Dammkronenhöhe	5
Tabelle 7:	Kenndaten Verschlüsse	6
Tabelle 8:	Kenndaten Hochwasserentlastung	6
Tabelle 9:	Eingangsparameter Tosbeckenbemessung.....	14
Tabelle 10:	Berechnungsergebnisse Tosbeckendimensionierung	14
Tabelle 11:	Eingangsparameter Sohlspannung.....	16

1. Freibordberechnung

1.1 Eingangswerte

Die Freibordbemessung erfolgt nach DVWK Merkblatt 246/1997 [2]. Aufgrund der Lage des HRB Westerheim ist der Standort als windexponiert zu betrachten.

Für das geplante Dammbauwerk sind die folgenden Böschungsparameter zu berücksichtigen:

Tabelle 1: Böschungsparameter

	Typ	Parameter
Wasserseitige Böschungsneigung		1 : 3
Böschungsrauhheit	Rasenfläche	$k_D \cdot k_R = 0,80$
Bauwerkstyp		$k_x = 2,40$

Die Berechnung des Freibords hat am kritischsten Punkt zu erfolgen, an dem sich die größten Streichlängen ergeben. Unter Berücksichtigung der vorhandenen Topografie ist dies i.d.R. in Dammmitte der Fall.

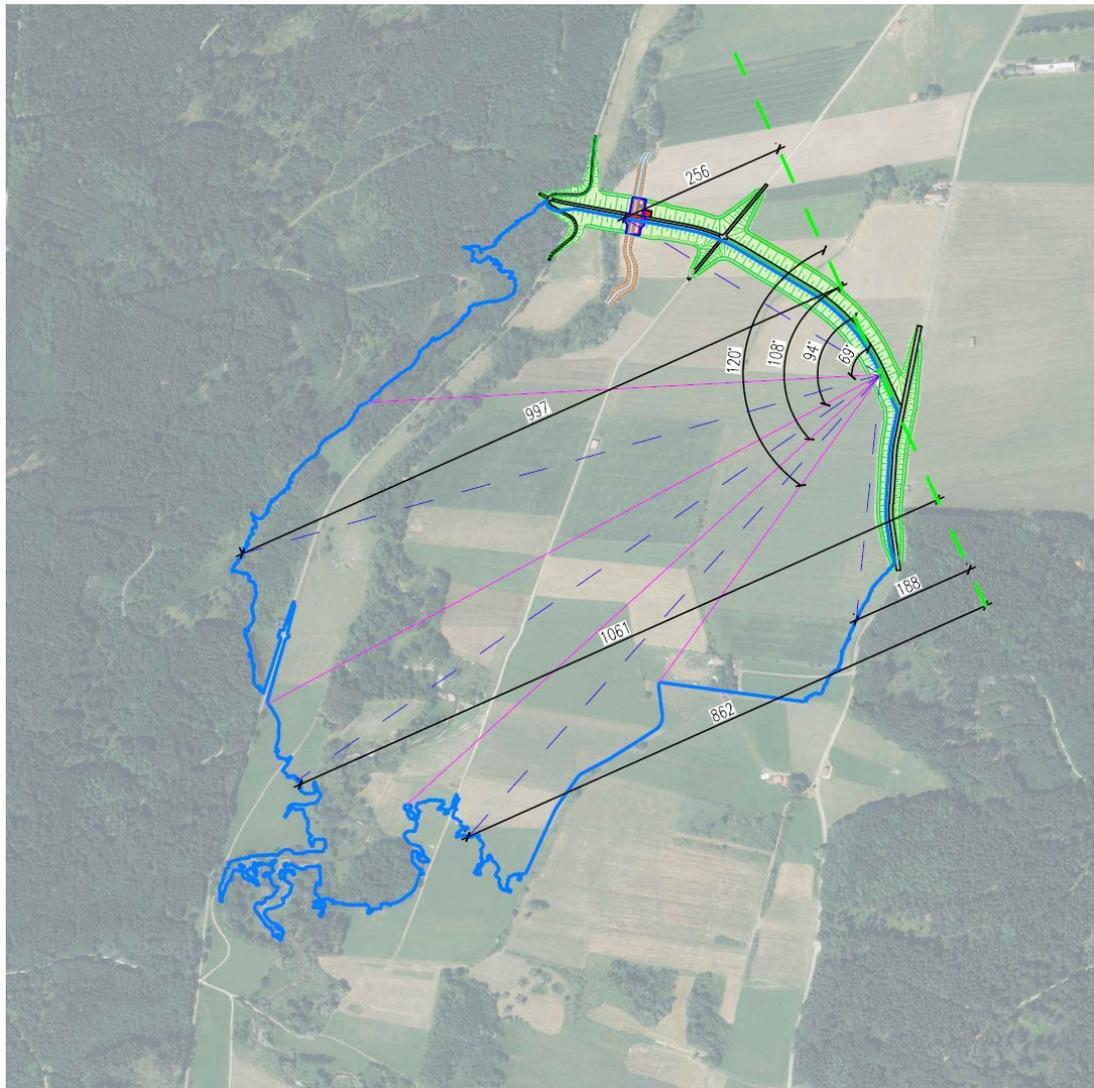
Die Freibordbemessung wurde für insgesamt drei verschiedene Punkte durchgeführt. Im Folgenden wird lediglich die Berechnung am kritischsten Punkt beschrieben.

Tabelle 2: Winkel α zwischen Dammachse / Sektorende und Streichlänge S_i

	α [°]	S_i [m]
1	0	256
	69	
2	94	997
	108	
3	120	1.061
	180	
4	180	862
5		188

Die Einteilung der Staufläche in die 5 Sektoren, kann der nachfolgenden Abbildung entnommen werden.

Abbildung 1: Einteilung der Sektoren



Für die Berechnung des Windstaus über die Zuiderseeformel gelten die folgenden Berechnungswerte:

Tabelle 3: Eingangswerte Zuiderseeformel

Maximale Streichlänge S	S = 1.061 m
Winkel zwischen maßg. Windrichtung und max. Streichlänge	$\beta = 24^\circ$
Mittlere Wassertiefe	d = 2,63 m

Die mittlere Wassertiefe wurde über das Verhältnis von Stauinhalt / Staufläche bestimmt.

1.2 Bestimmung der erforderlichen Freibordhöhe f_1 im HWBF 1

Die maßgebende Windgeschwindigkeit ergibt sich für den HWBF 1 wie folgt:

$$w_{10,10 \min} = f \cdot w_{10} = 1,1 \cdot 29 = 31,9 \text{ m/s}$$

Die mittlere Wellenhöhe bestimmt sich wie folgt:

Tabelle 4: Berechnung der mittleren Wellenhöhe h_{We} im HWBF 1

Sektor	α [°]	α^*_i [-]	a_i [-]	S_i [m]	$h_{We,i}$ [m]	$a_i \cdot h_{We,i}^2$ [-]
1	0	0,0000	0,2768	256	0,29	0,0235
	69	0,2768				
2	94	0,5444	0,2675	997	0,43	0,0504
	108	0,6935				
3	120	0,8045	0,1492	1.061	0,44	0,0288
	180	1,0000				
4			0,1109	862	0,42	0,0197
5			0,1955	188	0,26	0,0129
Summe						0,1353
$h_{We} = \sqrt{a_i \cdot h_{We,i}^2}$						0,37 m

Die mittlere Wellenperiode T_{We} kann damit wie folgt berechnet werden:

$$T_{We} = 6,2 \cdot w_{10} \cdot \frac{\pi}{g} \cdot \left(\frac{g \cdot h_{We}}{w_{10}^2} \right)^{0,625} = 1,86 \text{ s}$$

Die mittlere Wellenlänge L_{We} ergibt sich damit zu:

$$L_{We} = g \cdot \frac{T_{We}^2}{2 \cdot \pi} = 5,42 \text{ m}$$

Mit der Wellenaufformel nach Hunt ergibt sich:

$$h_{Au} = k_D \cdot k_R \cdot k_X \cdot \sqrt{h_{We} \cdot L_{We}} \cdot \tan \alpha = 0,90 \text{ m}$$

Der Windstau h_{Wi} nach Zuiderseeformel ergibt sich zu:

$$h_{Wi} = w_{10}^2 \cdot S \cdot \frac{\cos \beta}{486110 \cdot d} = 0,08 \text{ m}$$

Damit ergibt sich der erforderliche Freibord im HWBF 1 zu:

$$f_1 = f_{Wi} = h_{Wi} + h_{Au} = 0,98 \text{ m}$$

1.3 Bestimmung der erforderlichen Freibordhöhe f_2 im HWBF 2

Die maßgebende Windgeschwindigkeit ergibt sich für den HWBF 1 wie folgt:

$$w_{10,10 \text{ min}} = f \cdot w_{10} = 1,1 \cdot 29 = 31,9 \text{ m/s}$$

Auf eine Reduzierung der maßgebenden Windgeschwindigkeit um 50% im HWBF 2 gemäß der Arbeitshilfe zu DIN 19700 [3] bzw. der „Thüringer Technische Anleitung Stauanlagen“ wird auf der sicheren Seite liegend verzichtet.

Die mittlere Wellenhöhe bestimmt sich wie folgt:

Tabelle 5: Berechnung der mittleren Wellenhöhe h_{We} im HWBF 2

Sektor	α [°]	α^*_i [-]	a_i [-]	S_i [m]	$h_{we,i}$ [m]	$a_i \cdot h_{we,i}^2$ [-]
1	0	0,0000	0,2768	256	0,29	0,0235
	69	0,2768				
2	94	0,5444	0,2675	997	0,43	0,0504
	108	0,6935				
3	120	0,8045	0,1492	1.061	0,44	0,0288
	180	1,0000				
4			0,1109	862	0,42	0,0197
5			0,1955	188	0,26	0,0129
Summe						0,1353
$h_{we} = \sqrt{a_i \cdot h_{we,i}^2}$						0,37 m

Die mittlere Wellenperiode T_{We} kann damit wie folgt berechnet werden:

$$T_{We} = 6,2 \cdot w_{10} \cdot \frac{\pi}{g} \cdot \left(\frac{g \cdot h_{We}}{w_{10}^2} \right)^{0,625} = 1,86 \text{ s}$$

Die mittlere Wellenlänge L_{We} ergibt sich damit zu:

$$L_{We} = g \cdot \frac{T_{We}^2}{2 \cdot \pi} = 5,42 \text{ m}$$

Mit der Wellenaufformel nach Hunt ergibt sich:

$$h_{Au} = k_D \cdot k_R \cdot k_X \cdot \sqrt{h_{We} \cdot L_{We}} \cdot \tan \alpha = 0,90 \text{ m}$$

Der Windstau h_{Wi} nach Zuiderseeformel ergibt sich zu:

$$h_{Wi} = w_{10}^2 \cdot S \cdot \frac{\cos \beta}{486110 \cdot d} = 0,08 \text{ m}$$

Im HWBF 2 ist ein Sicherheitszuschlag zu berücksichtigen. Gem. [3] ist bei der Neuplanung von Trockenbecken der Sicherheitszuschlag h_{Si} sinnvoller Weise mit $h_{Si} \geq 0,5 \text{ m}$ zu wählen.

Unter Berücksichtigung eines gewählten Sicherheitszuschlags von $0,5 \text{ m}$ ergibt sich damit der erforderliche Freibord im HWBF 2 zu:

$$f_2 = f_{Wi} + h_{Si} = h_{Wi} + h_{Au} + h_{Si} = 1,48 \text{ m}$$

1.4 Gewählter Freibord

Entsprechend der durchgeführten Freibordberechnung in Kapitel 1.2 und 1.3 ergibt sich der mindestens erforderliche Freibord zu $f_1 = 0,98 \text{ m}$ bzw. zu $f_2 = 1,48 \text{ m}$.

Tabelle 6: Erforderliche Dammkronenhöhe

Lastfall	Windgeschwindigkeit [m/s]	Z _H [müNHN]	Erf. Freibord [m]	OK Damm erf. [müNHN]
HWBF 1	31,9	612,55	0,98	613,53
HWBF 2	31,9	612,55	1,48	614,03

Da das Hochwasserstauziel mit $Z_V = Z_{H1} = Z_{H2}$ bestimmt wurde, ist der Freibord f_2 maßgebend. Für die vorliegende Planung wird ein Freibordmaß von $f = 1,50 \text{ m}$ angesetzt. Zum Vergleich: Beim HRB Sontheim beträgt das Freibordmaß ebenfalls $f = 1,50 \text{ m}$.

Der gewählte Freibord entspricht damit dem empfohlenen Mindestfreibord von $1,5 \text{ m}$ der TU Dresden für große Dämme und kann auch ohne Reduzierung der Windgeschwindigkeit im HWBF₂ nachgewiesen werden (zum Vergleich: bei Ansatz der halben Windgeschwindigkeit ergäbe sich im HWBF 2 ein Freibord von $1,1 \text{ m}$).

Die gewählte Dammkronenhöhe beträgt somit $612,55 \text{ müNHN} + 1,50 \text{ m} = 614,05 \text{ müNHN}$.

2. Bemessung des Absperrbauwerks hinsichtlich der Hochwassersicherheit

2.1 Grundlagen der Bemessung

Für das Durchlassbauwerk am HRB Westerheim sind die folgenden Verschlüsse bzw. Entlastungsmöglichkeiten vorgesehen:

- 2 x schwimmergesteuerte Klappe
- 1 x Betriebsauslass
- 1 x Grundablass

Tabelle 7: Kenndaten Verschlüsse

	GA	BA
Verschlussbreite [b]	7,00 m	7,00 m
Verschlusshöhe [h]	2,00 m	2,00 m
Öffnungshöhe [a]	2,00 m	2,00 m
Abflussquerschnitt [A]	14,00 m ²	14,00 m ²
Sohlhöhe [Z _{So}]	604,30 müNHN	605,20 müNHN
Stauhöhe [h _o] bei Z _V = Z _H	8,25 m	7,35 m
Stauhöhe [h _o] bei Z _K	9,75 m	8,85 m

Tabelle 8: Kenndaten Hochwasserentlastung

	Klappe 1	Klappe 2
Verschlusshöhe [h]	2,00 m	2,00 m
Verschlussbreite [b]	7,00 m	7,00 m
Überfalllänge [b]	--	--
Schwellenhöhe [S]	610,55 müNHN	610,55 müNHN
Überfallbeiwert [μ]	0,65	0,65
Überfallhöhe [h _ü] bei Z _V = Z _H	2,00 m	2,00 m
Überfallhöhe [h _ü] bzw. Stauhöhe [h _o] bei Z _K	3,5 m	3,5 m
Öffnungshöhe [a] für WSP ≥ Z _V = Z _H	1,10 m	1,10 m

2.2 Ermittlung der Leistungsfähigkeit

Die Leistungsfähigkeit für den Betriebsauslass und den Grundablass wurde wie folgt ermittelt:

$$Q = \mu \cdot A \cdot \sqrt{2g \cdot h_o}$$

mit Kontraktionsbeiwert $\psi_{90^\circ} = \frac{1}{1 + 0,64 \cdot \sqrt{1 - (a/h_o)^2}}$

und Abflussbeiwert $\mu_A = \frac{\psi}{\sqrt{1 + \frac{\psi \cdot a}{h_o}}}$

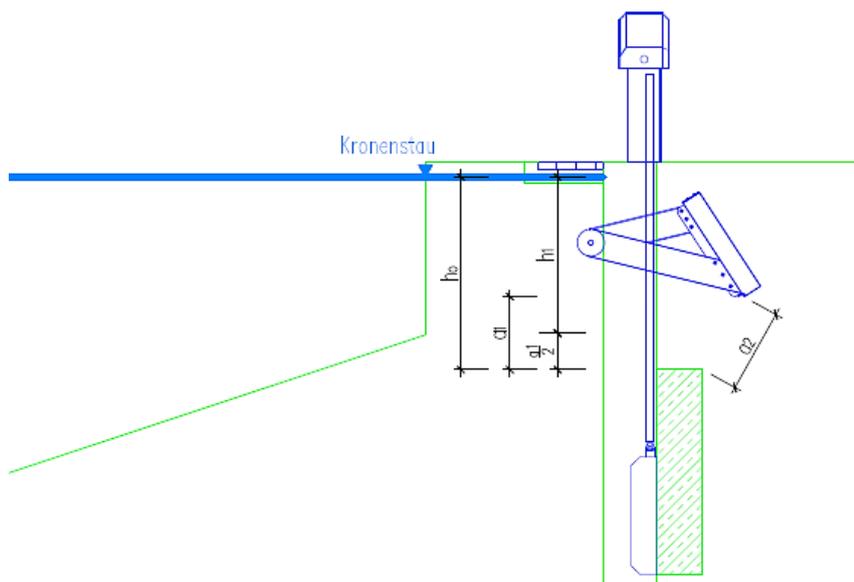
Die Bemessung der schwimmergesteuerten Klappen erfolgte durch die HST Systemtechnik GmbH & Co. KG. Durch die Klappenkonstruktion erfolgt bis zum Bemessungswasserspiegel ein freier Abfluss. Die Abflussleistung berechnet sich damit im HWBF 1 und HWBF 2 zu:

$$Q_{HWE} = \frac{2}{3} \cdot \mu \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot h_u^{3/2}$$

Für Wasserstände $> Z_V = Z_{H1} = Z_{H2}$ ist nach Angabe der HST Systemtechnik GmbH & Co. KG aufgrund der hohen Überstauhöhe im Verhältnis zur Öffnungshöhe ein anderer Berechnungsansatz zu wählen. Die Berechnung erfolgt in diesem Fall mit der Ausflussformel nach Torricelli:

$$Q_{HWE} = \mu \cdot a_2 \cdot b \cdot \sqrt{2g \cdot h_1} \quad \text{mit:} \quad h_1 = h_o - \frac{a_1}{2}$$

Abbildung 2: Systemskizze schwimmergesteuerte Klappe



2.3 Hochwasserbemessungsfall 1

Im Hochwasserbemessungsfall 1 (HWBF 1) ist bei mehreren Entlastungsmöglichkeiten mit beweglichen Verschlüssen immer das Leistungsfähigste nicht in Ansatz zu bringen ((n-1)-Regel). Der Grundablass wird daher nicht in Ansatz gebracht.

Der abzuführende Bemessungsabfluss beträgt $BHQ_1 = 111,6 \text{ m}^3/\text{s}$. Unter Berücksichtigung der Angaben aus Kapitel 2.1 und 2.2 ergibt sich für den HWBF 1 das folgende Abflussvermögen:

Abfluss über Klappe 1	$Q_{HWE1} =$	38,0 m^3/s
Abfluss über Klappe 2	$Q_{HWE2} =$	38,0 m^3/s
Parallelentlastung über BA-Schütz	$Q_{BA} =$	96,3 m^3/s
Gesamtabfluss	$Q_{ges} =$	172,3 $\text{m}^3/\text{s} > BHQ_1$

Der im HWBF 1 abführbare Gesamtabfluss beträgt bei Hochwasserstauziel $Z_{H1} = Z_V = 612,55 \text{ müNHN}$ mit $Q_{ges} = 172,3 \text{ m}^3/\text{s}$ mehr als $BHQ_1 = 111,6 \text{ m}^3/\text{s}$.

2.4 Hochwasserbemessungsfall 2

Im Hochwasserbemessungsfall 2 (HWBF 2) dürfen alle Verschlüsse zum Nachweis der Hochwassersicherheit angesetzt werden.

Der abzuführende Bemessungsabfluss beträgt $BHQ_2 = 150,8 \text{ m}^3/\text{s}$. Unter Berücksichtigung der Angaben aus Kapitel 2.1 und 2.2 ergibt sich für den HWBF 2 das folgende Abflussvermögen:

Abfluss über Klappe 1	$Q_{HWE1} =$	38,0 m^3/s
Abfluss über Klappe 2	$Q_{HWE2} =$	38,0 m^3/s
Parallelentlastung über BA-Schütz	$Q_{BA} =$	96,3 m^3/s
Parallelentlastung über GA-Schütz	$Q_{GA} =$	102,5 m^3/s
Gesamtabfluss	$Q_{ges} =$	274,8 $\text{m}^3/\text{s} > BHQ_2$

Der im HWBF 2 abführbare Gesamtabfluss beträgt bei Hochwasserstauziel $Z_{H1} = Z_{H2} = 612,55 \text{ müNHN}$ mit $Q_{ges} = 274,8 \text{ m}^3/\text{s}$ deutlich mehr als $BHQ_2 = 150,8 \text{ m}^3/\text{s}$.

Somit verfügt die Stauanlage bereits bei Vollstau gegenüber BHQ_2 eine Leistungsreserve von $274,8 \text{ m}^3/\text{s} - 150,8 \text{ m}^3/\text{s} = 124,0 \text{ m}^3/\text{s}$.

2.5 Leistungsfähigkeit bei Extremereignissen

Zusätzlich zu den beiden Hochwasserbemessungsfällen 1 und 2 wurde auch die Leistungsfähigkeit bei Extremereignissen wie dem „vermutlich größten Hochwasser“ (Probable Maximum Flood = PMF) betrachtet.

Für den Lastfall PMF ($Q = 400,2 \text{ m}^3/\text{s}$) werden alle Verschlussorgane mit ihrer vollen Leistungsfähigkeit bei einem Einstau bis zur maßgebenden Dammkronenhöhe angesetzt.

Unter Berücksichtigung der Angaben aus Kapitel 2.1 und 2.2 ergibt sich für den Lastfall PMF das folgende Abflussvermögen:

Abfluss über Klappe 1	$Q_{HWE1} =$	51,2 m ³ /s
Abfluss über Klappe 2	$Q_{HWE2} =$	51,2 m ³ /s
Parallelentlastung über BA-Schütz	$Q_{BA} =$	106,5 m ³ /s
Parallelentlastung über GA-Schütz	$Q_{GA} =$	112,2 m ³ /s
Gesamtabfluss	$Q_{ges} =$	321,1 m³/s > BHQ₂

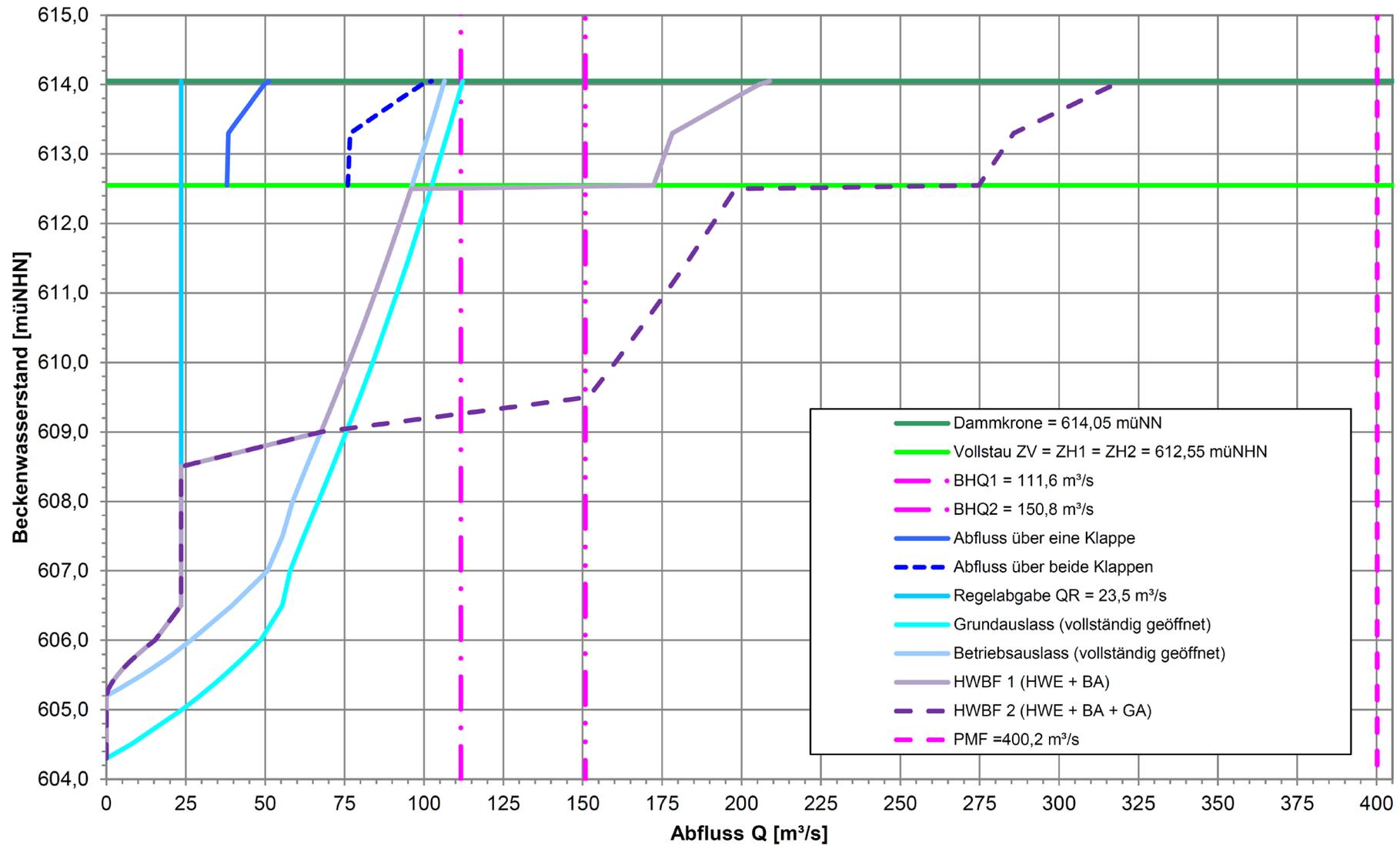
Der abführbare Gesamtabfluss bei Kronenstau $Z_K = 614,05$ müNHN beträgt $Q_{ges} = 321,1$ m³/s und entspricht damit ca. 2,13-mal $BHQ_2 = 150,8$ m³/s bzw. rd. 80% des PMF = 400,2 m³/s.

Zudem wurde vom Wasserwirtschaftsamt Kempten für den Lastfall „PMF“ eine Retentionsberechnung durchgeführt. Im Ergebnis kann nahezu die gesamte Fülle des HQ_{PMF} im Stauraum bis zum Kronenstau gehalten werden. Lediglich im östlichen Teil des Dammes wird dieser bis zu einer Höhe von 1 cm überströmt.

2.6 Abflussdiagramm

Im nachfolgenden Abflussdiagramm sind die Leistungsfähigkeiten der einzelnen Verschlussorgane dargestellt. Zusätzlich sind Kennlinien für die beiden Hochwasserbemessungsfälle 1 und 2 sowie für den Lastfall PMF unter Berücksichtigung der beabsichtigten Steuerung aufgezeigt.

Abbildung 3: Abflussdiagramm



3. Tosbeckendimensionierung - Energieumwandlung im Durchlassbauwerk

3.1 Gestaltung des Bauwerks

Das Durchlassbauwerk wird als kombiniertes Bauwerk ökohydraulisch gestaltet und erfüllt die Funktionen Grundablass mit ökologischer Durchlässigkeit, Betriebsauslass und Hochwasserentlastung. Das Tosbecken ist im rechten Feld im Bereich des Betriebsauslasses angeordnet. Es wird auf die vorgesehene Regelabgabe von $Q_R = 23,5 \text{ m}^3/\text{s}$ ausgelegt.

Die Ergebnisse der Tosbeckenbemessung sind nachfolgend dargestellt. Die Tosbeckenbemessung erfolgte hierbei für den Abfluss über das Betriebsauslassschütz.

Für das Tosbecken des Durchlassbauwerks werden folgende Abmessungen gewählt:

- Tosbeckenlänge $L_T = \text{rd. } 16,00 \text{ m}$
- Tosbeckenbreite $B = 6,5 \text{ m}$ (aufgrund Bermbreite von $1,0 \text{ m}$)
- Sohlhöhe Tosbecken $Z_{To} = 604,30 \text{ m}\text{üNHN}$
- Tosbeckeneintiefung $e = 0,90 \text{ m}$
- Sohlhöhe im Unterwasser am Tosbeckenende $Z_{su} = 605,15 \text{ m}\text{üNHN}$

3.2 Berechnungsgrundlagen

Als Berechnungsgrundlage sind folgende Randparameter anzugeben:

Z_{To} Sohlhöhe im Tosbecken in $\text{m}\text{üNHN}$

e Eintiefung des Tosbeckens hinter dem Betriebsauslassschütz in m

H_o Wasserstand im Staubereich (Oberwasser) in $\text{m}\text{üNHN}$

Q Durchfluss am Betriebsauslassschütz in m^3/s

h_u Wasserstand Flussabschnitt hinter dem Tosbecken (Unterwasser) in m

b Schützbreite in m

B Tosbeckenbreite bzw. bei Einsatz einer Überfallschwelle Breite der Überfallschwelle in m

A Öffnungshöhe Schütz in m

Für die weitere Berechnung werden folgende Grundparameter anhand der Eingabewerte bestimmt:

- q Abfluss pro Breitereinheit in $\text{m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$
- Δh Energiehöhendifferenz zwischen Einstaubereich und Tosbecken in m
- h_{gr} Grenzwassertiefe in m
- h_1 Wassertiefe im Tosbecken vor dem Wechselsprung in m
- v_1 mittlere Fließgeschwindigkeit im Tosbecken vor dem Wechselsprung in m/s
- Fr_1 Froude-Zahl im Tosbecken vor dem Wechselsprung
- ω Seitenverhältnis im Tosbecken $\omega = \frac{h_1}{B}$

Folgende Ausgabewerte sind in allen Berechnungsvarianten zu finden:

- h_2 Wassertiefe im Tosbecken hinter dem Wechselsprung (konjugierte Wassertiefe) in m
- ε Einstaugrad $\varepsilon = \frac{h_u}{(h_2 - e)}$
- e_{erf} theoretisch erforderliche Eintiefung für einen guten Einstaugrad ($\varepsilon = 1,05$) in m
- η Wirkungsgrad des Wechselsprunges bezogen auf die Energiehöhe in Prozent
- v_2 mittlere Fließgeschwindigkeit im Tosbecken hinter dem Wechselsprung in m/s
- L_r Länge der Deckwalze des Wechselsprunges in m
- L_T Empfohlene Tosbeckenlänge

Zur Bestimmung des Einstaugrades ε wurde folgende Formel verwendet:

$$\varepsilon = \frac{h_U}{(h_2 - e)}$$

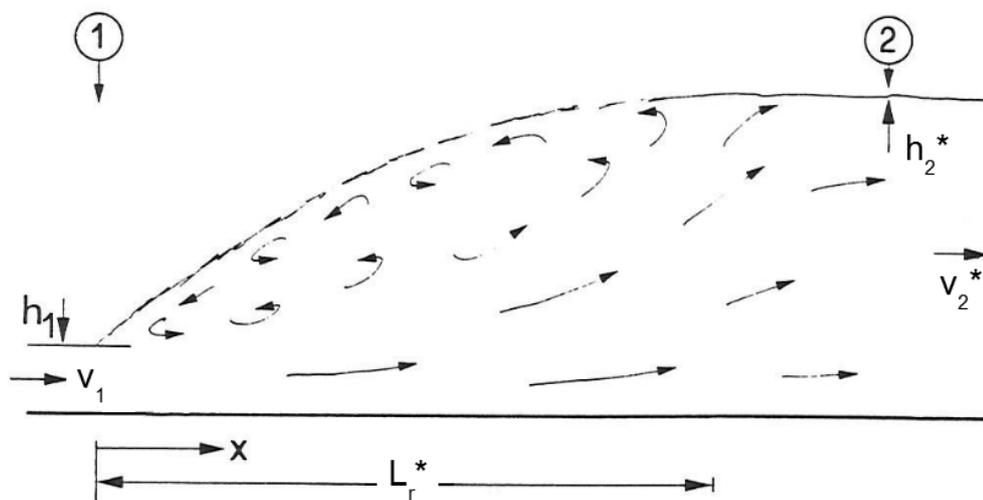
Der optimale Bereich für den Einstaugrad liegt zwischen 1,05 und 1,10.

3.2.1 Berechnung des klassischen Wechselsprungs [4]

$$Y^* = \frac{h_2^*}{h_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1 \right)$$

Anhand der Eingangs-Froude-Zahl (Fr_1) wird ein Verhältnis der konjugierten Wassertiefen berechnet. Über die Eingangswassertiefe h_1 erhält man h_2^* und im Vergleich mit e den entsprechenden Einstaugrad.

Abbildung 4: Klassischer Wechselsprung



3.2.2 Sohlrauheit

Eine Berücksichtigung der Sohlrauheit reduziert h_2^* und entsprechend auch die benötigte Eintiefung. Diese Berechnung ist genauer als die des klassischen Wechselsprungs.

Als zusätzlicher Parameter muss die äquivalente Sandrauheit der Sohle angegeben werden:

k_s äquivalente Sandrauheit in m

Angaben zu verschiedenen Rauheiten sind unter [5] nachzulesen. Nach [6] wird die Sohlrauheit wie folgt erfasst:

$$Y = \frac{1}{2} \left\{ \sqrt{1 + 8 \left[1 - \frac{2}{\pi} \arctan \left(0,8 \frac{k_s}{h_1} \right)^{0,75} \right] Fr_1^2} - 1 \right\}$$

Eine raue Sohle wirkt sich vor allem auch verkürzend auf die Wechselsprunglänge aus.

3.3 Berechnungsergebnisse

In Tabelle 9 sind die Eingangsparameter für die Tosbeckenbemessung des Betriebsauslasses dargestellt. Es wurde eine Regelabgabe von $Q_R = 23,5 \text{ m}^3/\text{s}$ bei Vollstau $Z_v = 612,55 \text{ müNHN}$ untersucht.

Tabelle 9: Eingangsparameter Tosbeckenbemessung

Eingangsparameter für unterströmtes Schütz	
$H_o =$	612,55 müNHN
$Q =$	23,5 m ³ /s
$H_u =$	606,55 müNHN
$h_u =$	1,4 m
$b =$	7,0 m
$B =$	6,5 m
$q =$	3,62 m ² /s
$\Delta h =$	8,3 m
$h_{gr} =$	1,100 m
$h_{1 \text{ it}} =$	0,288 m
$h_1 =$	0,288 m
$v_1 =$	12,54 m/s
$F_{r1} =$	7,45
$\omega =$	0,04

In Tabelle 10 sind die Berechnungsergebnisse für die Tosbeckendimensionierung dargestellt.

Tabelle 10: Berechnungsergebnisse Tosbeckendimensionierung

	klassischer Wechselsprungs	Berücksichtigung der rauen Sohle mit $k_s = 0,25 \text{ m}$
$Y^* =$	10,1	7,7
$h_2^* =$	2,90 m	2,21 m
$\varepsilon =$	0,70	1,07
$\eta =$	64 %	72 %
$L_{r^*} =$	13,0 m	6,5 m
$L_T =$	11,7 m bis 13,1 m	8,6 m bis 9,6 m

Bei einer gewählten Eintiefung von 0,90 m und unter Berücksichtigung der rauen Sohle ist der erforderliche Einstaugrad mit $\varepsilon = 1,07$ eingehalten.

Die erforderliche Mindestlänge für das Tosbecken wurde mit der folgenden Näherungsformel nachberechnet:

$$L_T = 4,5 \text{ bis } 5,0 \cdot (h_2 - h_1)$$

Damit ergibt sich für einen klassischen Wechselsprung eine erforderliche Mindestlänge von 11,7 m bis 13,1 m bzw. unter Berücksichtigung der Sohlrauheit eine Länge von 8,6 m bis 9,6 m.

Zum Vergleich erfolgte zusätzlich eine Bemessung nach Smetana:

$$L_T = 3 \cdot h_1 \cdot \sqrt{1 + 8 \cdot Fr_1^2} - 3$$

Mit diesem Ansatz ergibt sich eine erforderliche Länge von 15,7 m.

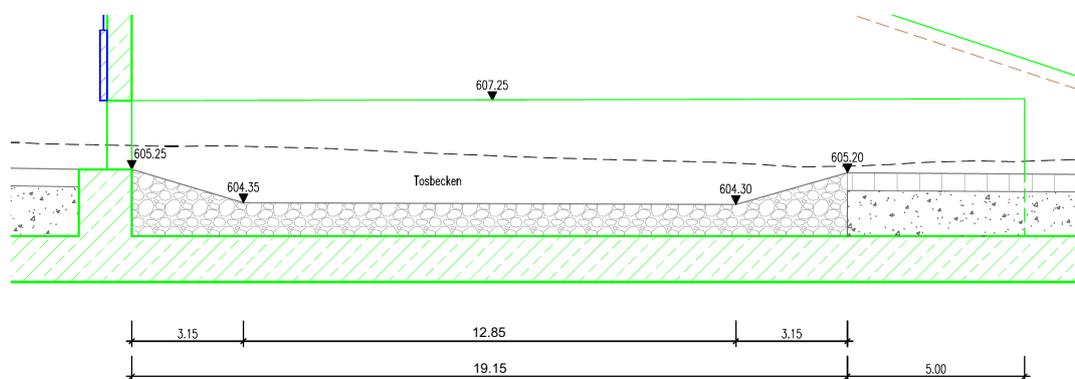
Unter Berücksichtigung der vorliegenden Berechnungsergebnisse wurde auf der sicheren Seite liegend eine Tosbeckenlänge von $L_T = 16,0$ m gewählt. Die Tosbeckenlänge setzt sich dabei aus einem Eintiefungsbereich von 12,85 m und einem Übergangsbereich mit einer Länge von 3,15 m (Neigung 1: 3,5) zusammen.

Vor dem Tosbecken so wie neben der Trennwand wird zur Gewährleistung der ökologischen Durchgängigkeit eine 1,0 m breite Berme vorgesehen.

Zwischen der Stauwand (bzw. der Berme) und dem Eintiefungsbeginn wird außerdem ein zusätzlicher Übergangsbereich von 3,15 m (Neigung 1: 3,5) angeordnet. Die erforderliche Länge für diesen Übergangsbereich wurde mit der Formel für einen horizontalen Wurf bestimmt:

$$x = v \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot e}{9,81}} \quad \text{mit} \quad v = \frac{Q}{a \cdot b}$$

Abbildung 5: Abmessungen Tosbecken



4. Sohlschubspannung

Innerhalb des Grundablasses wird aus Gründen der ökologischen Durchgängigkeit auf eine Sohlbefestigung verzichtet. Es wird lediglich eine lose Steinschüttung eingebaut. Lediglich im direkten Bereich um die Stauwand wird ein befestigter Steinsatz vorgesehen. Im Folgenden wird die Stabilität der Sohle bis zur Höhe der Regelabgabe von $Q = 23,5 \text{ m}^3/\text{s}$ nachgewiesen.

Tabelle 11: Eingangparameter Sohlspannung

	Eingangparameter
Steinschüttklasse	LMB 10/60
Kleinstkorn d	0,15 m
Max. Sohlgefälle I_E	0,4 %
Sohlbreite	7,0 m
Wasserdichte ρ	1,00
Feststoffdichte ρ_F	2,65
Kinemat. Viskosität ν	10^{-6}

Die Korn-Froude-Zahl wird in Abhängigkeit von D^* bestimmt:

$$D^* = \left(\frac{\rho' \cdot 9,81}{\vartheta^2} \right)^{1/3} \cdot d$$

mit:

$$\rho' = \frac{(\rho_F - \rho)}{\rho} = 1,65$$

Für $D^* = 3.794 \geq 150$ beträgt $F_{cr} = 0,055$.

Die kritische Sohlschubspannung ergibt sich damit zu:

$$\tau_{cr} = Fr \cdot (\rho_F - \rho) \cdot 9,81 \cdot d$$

Bei einem angenommenen Bewegungsbeginn von $\tau_{cr} = \tau_0$ ergibt sich ein kritischer Wasserstand von:

$$h = \frac{\tau_{cr}}{\rho \cdot 9,81 \cdot I_E} = 3,4 \text{ m}$$

Der Wasserstand bei Regelabgabe beträgt entsprechend den Modellergebnissen sowie einer Abschätzung über den Normalabfluss max. 1,9 m und damit deutlich unter dem kritischen Wasserstand von 3,4 m.

5. Literatur und Regelwerke

Für die erläuterten Berechnungen wurde die folgende Fachliteratur und die folgenden Regelwerke verwendet:

[1]	Technische Hydromechanik Band 1, 7. Auflage von 2013, Bollrich / Preißler
[2]	DVWK-Merkblatt 246/1997, Freibordbemessung an Stauanlagen; Bonn: Verlag Wirtschafts- und Verlagsgesellschaft Gas und Wasser mbH, 1997
[3]	Arbeitshilfe zur DIN 19700 für Hochwasserrückhaltebecken, Landesanstalt für Umwelt, Messungen und Naturschutz Baden-Württemberg (LUBW), Oktober 2007
[4]	Energy Dissipators and Hydraulic Jump; Willi H. Hager, Dordrecht, Niederlande: Kluwer Academic Publishers, 1992
[5]	Hydraulische Methoden zur Erfassung von Rauheiten (Bd. 92, DVWK Schriften), Ralph C. M Schröder, Hamburg: Verlag Paul Parey, 1990
[6]	Hydraulic Jumps on rough Beds, Francesco G. Carollo. – Vito Ferro – Vincenzo Pampalone, Journal of Hydraulic Engineering, 133. Jg., H. 9, S. 989-999, September 2007
[7]	Wasserbau: Aktuelle Grundlagen – Neue Entwicklungen, Strobl / Zunic, 2006
[8]	Überströmbare Dämme und Dammscharten, LfU (heute LUBW), 2004