

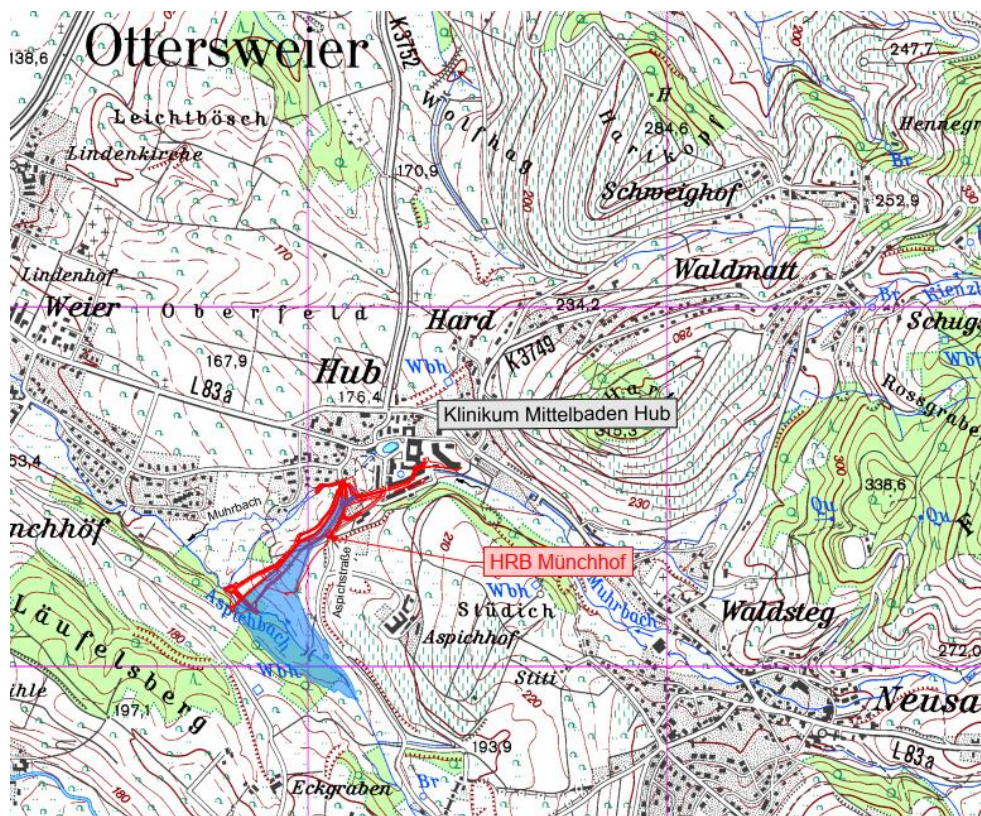
Entwurfs- und Genehmigungsplanung



**Gemeinde Ottersweier**  
*Attraktiv leben zwischen Rhein und Reben*

**Hochwasserschutzkonzept  
Notbach/Dorfbach  
HRB Münchhof**

**Erläuterungsbericht**



77833 Ottersweier, den 16.12.2022  
Gemeinde Ottersweier

Jürgen Pfetzer  
Bürgermeister

2012-152

Lauf, 16.12.2022 Lan

**ZINK**  
INGENIEURE

Poststraße 1 • 77886 Lauf  
Fon 07841703-0 • www.zink-ingenieure.de

## **Inhaltsverzeichnis:**

<b>1. Allgemeines und Sachverhalt .....</b>	<b>4</b>
<b>2. Grundlagen .....</b>	<b>4</b>
2.1 Topografische Unterlagen .....	4
2.2 Hydrologie .....	5
2.3 Hochwassergefahrenkarte .....	5
2.4 Geotechnische Erkundungen .....	5
2.5 Ökologische Gutachten / Naturschutz .....	5
2.6 Ergebnisse Vorplanung .....	6
2.7 Bemessung Lastfall Klima .....	6
<b>3. Bemessungsgrundlagen .....</b>	<b>7</b>
3.1 Allgemeines .....	7
3.2 Klassifizierung .....	8
3.3 Hochwasserbemessungsfall 3 .....	9
3.4 Hochwasserbemessungsfall 1 .....	10
3.5 Hochwasserbemessungsfall 2 .....	11
3.6 Hochwasserkennwerte .....	12
3.7 Freibordbemessung .....	13
3.8 Hochwasserentlastungsanlage .....	14
3.9 Hydraulische Berechnung .....	14
<b>4. Geplante Maßnahmen .....</b>	<b>16</b>
4.1 Absperrbauwerk und Zuwegung .....	16
4.2 Kombinationsbauwerk .....	17
4.3 Hochwasserentlastung .....	18
4.3 Aus- und Neubau Muhrbach .....	18
4.4 Beckenstauraum .....	19
4.5 HWS-Maßnahmen im Bereich Klinikum Mittelbaden .....	20
4.6 Leitungsverlegung .....	20
4.7 Weitere Maßnahmen .....	21
4.8 Bauwerksüberwachung .....	22
4.8.1 Lage- und Höhenmessung .....	22
4.8.2 Grundwasserstandsbeobachtung .....	22
4.8.3 Elektro-, mess- und technische Ausrüstung .....	22
4.9 Grunderwerb und Flächeninanspruchnahme .....	23
<b>5. Nutzen-Kosten-Untersuchung .....</b>	<b>23</b>
<b>6. Zusammenfassung .....</b>	<b>24</b>
<b>7. Verwendete Unterlagen .....</b>	<b>27</b>
7.1 Normen, Richtlinien und sonstige Veröffentlichungen .....	27
7.2 Kartengrundlagen .....	27
7.3 Planungs- und Entwurfsunterlagen .....	27

**Abbildungsverzeichnis:**

Abbildung 1 Ausschnitt Lageplan Planung (unmaßstäblich).....	7
Abbildung 2 Klassifizierung HRB Münchhof nach [A2] und [A3].....	9
Abbildung 3 Beckeninhaltslinie und Abflusskennlinie HRB Münchhof Bemessung HQ10013	
<i>Abbildung 4 Bemessungswasserspiegel Dammscharte</i> .....	14
<i>Abbildung 4 Ausschnitt Längsschnitt Muhrbach / Hochwasserentlastungsrinne</i> <i>(unmaßstäblich)</i> .....	15

**Anhänge:**

- 1 – Freibordberechnung
- 2 – Zusatzuntersuchung: Rutschung südliche Beckenböschung - Kurzerläuterung

## **1. Allgemeines und Sachverhalt**

Die Gemeinde Ottersweier plant die Realisierung eines umfangreichen Hochwasserschutzkonzeptes, das aus mehreren Bauabschnitten besteht.

Der 1. Bauabschnitt (BA), Ausbau des Notbaches östlich der Bahnlinie, sowie der BA 3.1, Neubau der Brücke Eisenbahnstraße, wurde bereits realisiert.

Des Weiteren sind folgende Maßnahmen in den nächsten Jahren vorgesehen:

<b>BA</b>	<b>Maßnahme</b>
2.1	Neubau HRB Münchhof
2.2	Gewässerausbau Muhrbach / HWS-Maßnahmen Bereich Klinikum Mittelbaden
3.2	Ausbau Dorfbach
4.0	Engstellenbeseitigung im östlichen Ortskernbereich

Ein zentraler Bauabschnitt ist der Neubau eines Hochwasserrückhaltebeckens am östlichen Ortsrand von Ottersweier (BA 2.1) sowie der Gewässerausbau und die HWS-Maßnahmen im Bereich Klinikum Mittelbaden (BA 2.2).

Der Neubau des HRB Münchhof ist ein wichtiger Bestandteil der Hochwasserschutzkonzeption der Gemeinde Ottersweier, der im Einflussbereich der Gewässer Aspichbach und Muhrbach bzw. dem Ottersweierer Dorfbach liegt. Die Hochwasserschutzkonzeption der Gemeinde Ottersweier ist für ein Bemessungshochwasser mit einer Wiederkehrzeit von 100 Jahren (TN = 100a) ausgelegt.

Für das Vorhaben wird eine wasserrechtliche Planfeststellung nach § 68 WHG beantragt.

## **2. Grundlagen**

### **2.1 Topografische Unterlagen**

Der geplante Beckenstandort sowie das betroffene Gelände im Bereich Klinikum Mittelbaden wurden in den letzten Jahren detailliert vermessungstechnisch erfasst.

#### **Leitungsauskunft:**

Eine Leitungsauskunft im Oktober 2018 und eine zweite im Januar 2020 ergab, dass entlang der Aspichstraße Stromleitungen sowie im nördlichen Bereich Telekomleitungen liegen. Im Bereich des geplanten Absperrbauwerk und Beckenstauraum kreuzt ein Schmutzwasserkanal DN 300 sowie eine Wasserleitung DN 125.

Im Bereich Klinikum Mittelbaden wurden Bestandspläne mit Darstellung der Leitungen ausgewertet (Karcher, 1976; Wipfler 1991 und 1998).

#### **Schutzgebiete:**

Bei einer Abfrage am 09.11.2020 beim Daten- und Kartendienst der LUBW wurden im Untersuchungsgebiet Schutzgebiete (Biotope nach NatSchG und LWaldG) vorgefunden (siehe Tabelle 1). Der Untersuchungsbereich liegt im Landschaftsschutzgebiet Bühlertal.

*Tabelle 1 – Schutzgebiete im Bereich HRB*

<b>Biotopnummer</b>	<b>Biotopname</b>	<b>Fläche [ha]</b>
<i>Offenlandbiotopkartierung</i>		
173142160082	Nasswiese, Seggenried und Waldsimsumpf am Aspichbach	1,31
173142161154	Feldgehölz zwischen Aspich- und Muhrbach	0,43
173142160084	Feldhecke unterhalb Aspichhof	0,03
173142160081	Waldsimsumpf im Gewinn Mittelmatten	1,14
173142160079	Muhrbach zwischen Hub und Ottersweier	0,41
173142160083	Waldsimmen-Sumpf unterhalb Hub	0,42
<i>Waldbiotopkartierung</i>		
273142160229	Aspichbach S Hub	1,87

## **2.2 Hydrologie**

Im Rahmen eines vorangegangenen Projektes wurde von Zink Ingenieure ein Flussgebietsmodell erstellt. Das geplante HRB wurde in das bestehende Flussgebietsmodell integriert und anhand der hydrologischen Kennwerte bemessen.

## **2.3 Hochwassergefahrenkarte**

Es liegen Hochwassergefahrenkarten als Endfassung (HWGK-E) mit Datenstand 20.10.2017 vor. Im Zuge der Genehmigungsplanung fand eine anlassbezogene Fortschreibung der Hochwassergefahrenkarte statt (HWGK-AF). Das vorliegende HWGK-Modell (2D-Modell) wurde von Hydrotec aktualisiert, u. a. wurden aktuelle Vermessungsaufnahmen im Bereich Riedmattengraben und Aspichbach implementiert. Das Planungskonzept wurde in einem zweiten Berechnungsmodell eingearbeitet.

Auf Grundlage des neuen Berechnungsmodells wurde der Ist- und Planzustand hydraulisch berechnet.

Die Ergebnisse sind im Bericht von Hydrotec dargestellt. Die Anlagen dieses Berichts befinden sich ausschließlich auf der beigefügten CD.

## **2.4 Geotechnische Erkundungen**

Auf Basis verschiedener Untergundaufschlüsse in den letzten Jahren erfolgte eine zusammenfassende geotechnische Beurteilung durch die Ingenieurgruppe Geotechnik [C2]. Die Berichte sind der Planmappe beigefügt.

## **2.5 Ökologische Gutachten / Naturschutz**

Das Planungskonzept wurde in Abstimmung mit dem Institut für Landschaftsökologie und Naturschutz (ILN) entwickelt. Im Rahmen der Vorplanung wurde eine Variantenprüfung mit artenschutzrechtlicher Ersteinschätzung von ILN durchgeführt [C2]. Betrachtet wurden die möglichen Auswirkungen der Varianten auf das Schutzgut Mensch, Biotope, Boden, Wasser, Klima/Luft und das Schutzgut Landschaftsbild. Die Scoping-Unterlagen [C3] wurden im

August 2019 beim Landratsamt Rastatt eingereicht. Ergebnis ist, dass eine UVP-Pflicht besteht. Die Unterlagen sind in einer separaten Mappe eingereicht.

## **2.6 Ergebnisse Vorplanung**

In den letzten Jahren wurden umfangreiche Variantenuntersuchungen bearbeitet mit dem Ziel, geeignete Standorte für den erforderlichen Hochwasserrückhalteraum zur Drosselung des Hochwasserabflusses bereitzustellen.

Im Rahmen der Vorplanung wurden verschiedene Beckenstandorte untersucht, wobei eine Bereitstellung des erforderlichen Rückhaltevolumens auch durch eine Kombination mehrerer HRB berücksichtigt wurden. Für den favorisierten Standort des HRB am südöstlichen Ortsrandbereich von Ottersweier wurden insgesamt 5 Varianten überprüft, wobei die Variante 4 im Rahmen des Untersuchungs- und Abwägungsprozesses favorisiert wurde.

Unter Berücksichtigung der Ergebnisse des Bodengutachtens und des Abstimmungsprozesses wurde die Variante 4.1 aufgrund der technischen, wirtschaftlichen und ökologischen Vorteile favorisiert.

## **2.7 Bemessung Lastfall Klima**

Es fand eine Überprüfung hinsichtlich einer Stauraumvergrößerung zur Berücksichtigung des Lastfalls HQ100-Klimaänderung statt [C4]. Nach dem Leitfaden ist für den Lastfall HQ100-Klima davon auszugehen, dass der Scheitelwert der Hochwasserwelle um den Faktor 1,15 erhöht wird. Der in der FGM-Berechnung ermittelte maximale Hochwasserscheitelwert beträgt

- $HQ100 = 23,61 \text{ m}^3/\text{s}$
- $HQ100 \text{ LF Klima} = 27,03 \text{ m}^3/\text{s}$
- $HQ100 \text{ LF Klima}/HQ100 = 1,145 \approx 1,15$

Für die Bemessung LF-Klima wurden drei Varianten überprüft:

- Volumenvergrößerung durch Geländeabtrag
- Stauzielerhöhung und Dammerhöhung durch luftseitiger Dammverstärkung
- Stauzielerhöhung und Dammerhöhung durch Mauer- bzw. Spundwandlösung

Es besteht die Möglichkeit, zukünftig mittels Spundwand den erforderlichen Freibord für den Schutzgrad Klima zu erreichen. Bei der Planung des Dammaufbaus wird bereits eine Berücksichtigung einer Stauziel- und Dammerhöhung berücksichtigt.

## 3. Bemessungsgrundlagen

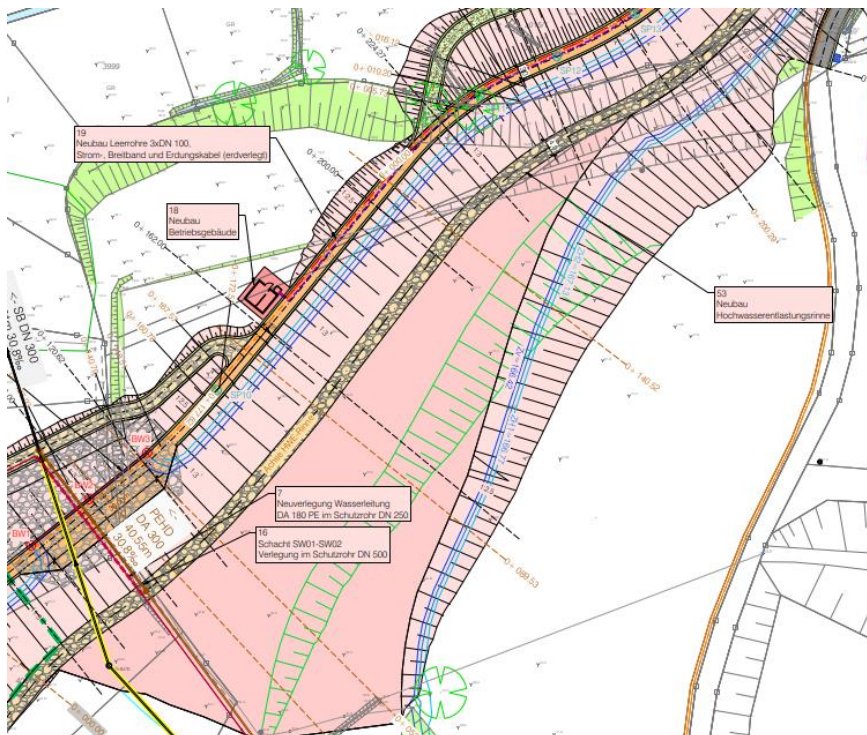
### 3.1 Allgemeines

Bei der Bemessung des Hochwasserrückhaltebeckens wurden neben den allgemein anerkannten Regeln der Technik auch Besonderheiten bezüglich Bodenmanagementkonzept und Rutschung südliche Beckenböschung (Anhang 2) berücksichtigt.

#### Bodenmanagementkonzept

Die Vorgaben, resultierend aus dem Bodenmanagement von ca. 0,20 m, werden beim Vollstauziel berücksichtigt. Das Vollstauziel  $Z_v$  wird von 166,20 (100a) auf 166,40 m+NN erhöht. Die Vorgaben des Bodenmanagements ergeben sich unter Berücksichtigung der aktuellen geotechnischen Konzeption ohne Überschuss vom Abtrag und dahineingehend einen 20 cm höheren Damm. Bisher beträgt das Abtragsvolumen rund 42.000 m<sup>3</sup>, wobei etwa 19.000 m<sup>3</sup> nicht für den Dammbau erforderlich sind. Durch den Abtrag wird ein Rückhaltevolumen von 8.000 m<sup>3</sup> geschaffen. Falls dies nicht abgetragen wird, würde sich das Stauziel (TN = 100a) um etwa 20 cm erhöhen. Der Abtragsbereich wurde nur stichprobenartig erkundet, sodass nicht sicher ist, wieviel Abtragsvolumen als Dammmaterial trotz Bindemittelzugabe tatsächlich geeignet ist. Bei einer reduzierten Abtragsfläche würde die Beckenböschung nach Nordwesten verschoben werden, diese Böschung ist in folgendem Lageplanausschnitt grün dargestellt.

Abbildung 1 Ausschnitt Lageplan Planung (unmaßstäblich)



### **Zusatzuntersuchung: Rutschung südliche Beckenböschung**

Unter Berücksichtigung der Ergebnisse von durchgeführten geotechnischen (stichpunktartigen) Berechnungen - auf Basis sehr konservativer Festigkeitskennwerte für die anstehenden Böden - wären zur umfänglichen Einhaltung des Sicherheitsniveaus gem. DIN 19700 zumindest in Teilbereichen zwischen Absperrdamm und Station 0+140 Sicherungsmaßnahmen der Hangböschungen (z. B. Vorschüttungen bis ca. auf Höhe Einstauziel) erforderlich. Eine Ertüchtigung würde einen großen temporären und dauerhaften Eingriff in den Waldbestand und den Beckenstauraum und ein Verlust vom Rückhaltevolumen bedeuten. Um eine aufwendige Ertüchtigung der südlichen Beckenböschung zu verhindern, wurde abweichend von den allgemein anerkannten Regeln der Technik (Böschungsrutschungen im Staubeckenbereich) eine Zusatzuntersuchung durchgeführt (Anhang 2).

Der Volumenverlust bei einer Böschungsrutschung bei Volleinstau (ca. 1.200 m<sup>3</sup>) wird durch eine Anhebung des Vollstauziels um ca. 2 cm ausgeglichen. Das Vollstauziel  $Z_v$  wird auf  $Z_v = 166,42$  m+NN erhöht.

### **3.2 Klassifizierung**

Für die Klassifizierung des HRB Münchhof sind als Eingangsdaten die Höhe des Absperrbauwerkes sowie der Gesamtstauraum maßgebend. In Anlehnung an [A2], [A3] und [A10] werden die Werte wie folgt ermittelt:

#### **a) Höhe des Absperrbauwerkes**

Ermittelt wird der Höhenunterschied zwischen Dammkronenoberkante und der Grundablassleitung in Achse des Absperrbauwerkes. Somit ergibt sich eine Höhe des Absperrbauwerkes am

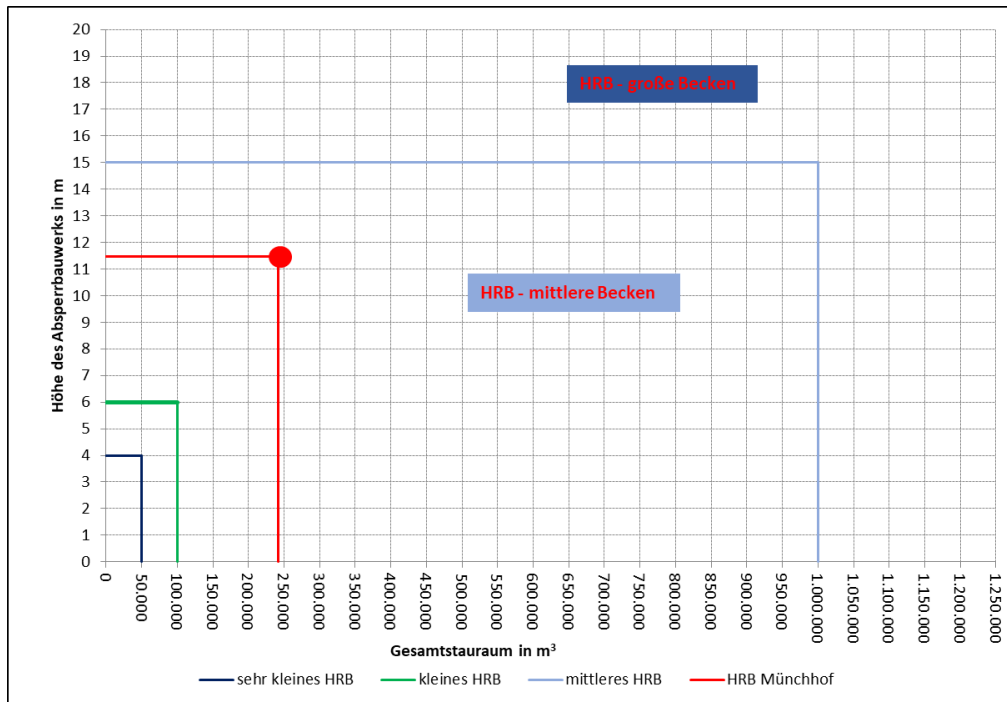
$$H = 167,95 \text{ m+NN} - 156,44 \text{ m+NN} = 11,51 \text{ m}$$

#### **b) Gesamtstauraum**

Für die Ermittlung des Gesamtstauraumes ist das höchste Stauziel in Ansatz zu bringen. Es handelt sich dabei um das außergewöhnliche Stauziel  $Z_{H2} = 167,13$ , m+NN bei einem Ereignis  $T_N = 5.000$  a. Der außergewöhnliche Gesamtstauraum liegt bei  $I_{GHR} + I_{AHR2} \approx 241.600$  m<sup>3</sup>.



Abbildung 2 Klassifizierung HRB Münchhof nach [A2] und [A3]



Bezüglich der Höhe des Absperrbauwerks und unter Berücksichtigung des Gesamtstauraums ist das HRB Münchhof als mittleres Becken einzustufen. Aufgrund der vorliegenden Rahmenbedingungen wird das HRB Münchhof als...

### **mittleres HRB**

eingestuft.

### **3.3 Hochwasserbemessungsfall 3**

Im Hochwasserbemessungsfall 3 (HWBF 3) wird der gewöhnliche Hochwasserrückhalteraum bemessen und damit der Hochwasserschutzgrad für das zu schützende Gebiet unterhalb des HRB bestimmt. Beim Nachweis wird von folgenden Anfangs- und Randbedingungen ausgegangen:

- Das HRB Münchhof wird im Regelfall als gesteuertes Becken betrieben.
- Der Grundablassschieber ( $a = 0,70\text{m}$ ) und der Ökoschieber befinden sich in Lauerstellung  
Die Hochwasserentlastungsanlage wird nicht aktiviert.
- Es wird davon ausgegangen, dass das HRB Münchhof bei Ereignisbeginn leer ist, so dass die Retentionswirkung des aktivierbaren Hochwasserrückhalterausms voll zur Verfügung steht.

**Tabelle 2 – Ergebnisse HWBF 3**

100	a	TN	Wiederkehrzeit Hochwasserbemessungsfall 3 - BHQ3
11,35	km <sup>2</sup>		Einzugsgebiet
23,61	m <sup>3</sup> /s	BHQ3	Zufluß zu HRB nach FGM bei 100a
166,42	m+NN	Zv	Vollstauziel geplant entspricht OK HWEA-Schwelle
9,36	m <sup>3</sup> /s	Qr	Regelabfluss max bei Vollstau / gesteuerter Betrieb
200.300	m <sup>3</sup>	IGHR	Gewöhnlicher Hochwasserrückhalteraum

In der folgenden Tabelle sind die maßgebenden hydrologischen Kennwerte für das HRB Münchhof dargestellt.

**Tabelle 3 – Hydrologische Kennwerte HRB Münchhof**

TN a	HQ-Max m <sup>3</sup> /s	hq_Max m <sup>3</sup> /s*km <sup>2</sup>	HQmax-ab m <sup>3</sup> /s	I m <sup>3</sup>
2	5,01	0,44	4,00	17.245
5	8,50	0,75	4,76	56.175
10	11,54	1,02	5,79	85.333
20	14,81	1,30	6,88	119.753
50	19,35	1,70	8,96	158.153
100	23,61	2,08	9,36	200.300
200	27,57	2,43	15,38	212.549
500	33,18	2,92	22,18	220.798
1000	37,94	3,34	33,44	231.816
5000	47,20	4,16	44,94	241.601
100-Klima	27,03	2,38	14,26	210.944

Der Hochwasserschutzgrad HRB Münchhof liegt bei einem Vollstauziel von  $Z_V = 166,42$  m+NN und einem gewöhnlichen Hochwasserrückhalteraum von  $I_{GHR} = 200.300$  m<sup>3</sup> bei TN = 100 a.

### 3.4 Hochwasserbemessungsfall 1

Im Hochwasserbemessungsfall 1 (HWBF 1) sind die Tragsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit des Hochwasserrückhaltebeckens ohne Einschränkungen sicherzustellen. Beim Nachweis wird von folgenden Anfangs- und Randbedingungen ausgegangen:

- a) Aufgrund der Einstufung des HRB Münchhof als mittleres Becken weist der Bemessungshochwasserzufluss  $BHQ_1$  eine Wiederkehrzeit von TN = 500a auf.
- b) Es wird davon ausgegangen, dass das HRB Münchhof bei Ereignisbeginn leer ist, so dass die Retentionswirkung des aktivierbaren Hochwasserrückhalterausms voll zur Verfügung steht. Die Hochwasserentlastungsanlagen aktivieren sich nach Überschreiten des Vollstauziels.
- c) Bei mehreren Entlastungsmöglichkeiten mit beweglichen Verschlüssen ist immer der leistungsfähigste Verschluss nicht in Ansatz zu bringen (n-1 Regel). Bei einer Klassifizierung des HRB als mittleres Becken ist eine Berücksichtigung der n-1 Regel erforderlich.

- d) Zur Berücksichtigung der n-1-Regel wird davon ausgegangen, dass der Grundablasschieber am Kombinationsbauwerk nicht funktionsfähig ist. Es wird das Stauziel ZH1 berechnet.

Tabelle 4 – Ergebnisse HWBF 1

500	a	TN	Wiederkehrzeit Hochwasserbemessungslastfall 1 - BHQ1
<b>33,18</b>	<b>m<sup>3</sup>/s</b>	<b>BHQ1</b>	<b>Zufluß zu HRB nach FGM</b>
22,18	m <sup>3</sup> /s	Qab	Gesamtabfluss aus HRB
220.800	m <sup>3</sup>	IAHR1	Außergewöhnlicher Hochwasserrückhalteraum IAHR 1
20.500	m <sup>3</sup>	I100a + IAHR1	Gesamter Hochwasserrückhalteraum
0,35	m	hü1	Überfallhöhe HWEA
<b>166,77</b>	<b>m+NN</b>	<b>ZH1</b>	<b>Stauziel</b>
0,58	m	hau	Freibord infolge Wellenauflauf
0,01	m	hwi	Freibord infolge Windstau hwi
0,00	m	hei	Freibord infolge Eisstau hei
0,00	m	hsi	Freibord infolge Sicherheitszuschlag hsi
0,59	m	f1 - erf	Gesamtfreibordmaß erforderlich
<b>167,95</b>	<b>m+NN</b>	<b>Zk -gepl.</b>	<b>geplante Dammkronenhöhe</b>
1,18	m	f1 - best.	Freibord bestehend
<b>+0,59</b>	<b>m</b>	<b>f1</b>	<b>Freibord ausreichend</b>

Der HQ500-Scheitelwert beträgt  $BHQ_1 = 33,18 \text{ m}^3/\text{s}$ . Das nachgewiesene Stauziel liegt bei  $Z_{H1} = 166,77 \text{ m+NN}$  bei einem Gesamtrückhaltevolumen von  $I_{GHR} + I_{AHR1} = 220.800 \text{ m}^3$  und befindet sich ca. 1,18 m über der geplanten Dammkronenoberkante von  $Z_K = 167,95 \text{ m+NN}$ .

### 3.5 Hochwasserbemessungsfall 2

Den Hochwasserbemessungsfall 2 (HWBF 2) muss die Stauanlage ohne globales Versagen überstehen, so dass die Tragsicherheit des Absperrbauwerkes nicht gefährdet werden darf. Als Grundlage für den Nachweis werden folgende Anfangs- und Randbedingungen zugrunde gelegt:

- a) Aufgrund der Einstufung des HRB Münchhof als mittleres Becken weist der Bemessungshochwasserzufluss  $BHQ_2$  eine Wiederkehrzeit von  $TN = 5.000 \text{ a}$  auf.
- b) Es wird davon ausgegangen, dass das HRB Münchhof bei Ereignisbeginn leer ist, so dass die Retentionswirkung des aktivierbaren Hochwasserrückhalterausms voll zur Verfügung steht. Die Hochwasserentlastungsanlagen aktivieren sich nach Überschreiten des Vollstauziels.
- c) Für die Gesamtdauer des Hochwasserereignisses wird von einem funktionsfähigen Dammbauwerk ausgegangen. Die n-1 Regel wird nicht angewandt.

*Tabelle 5 – Ergebnisse HWBF 2*

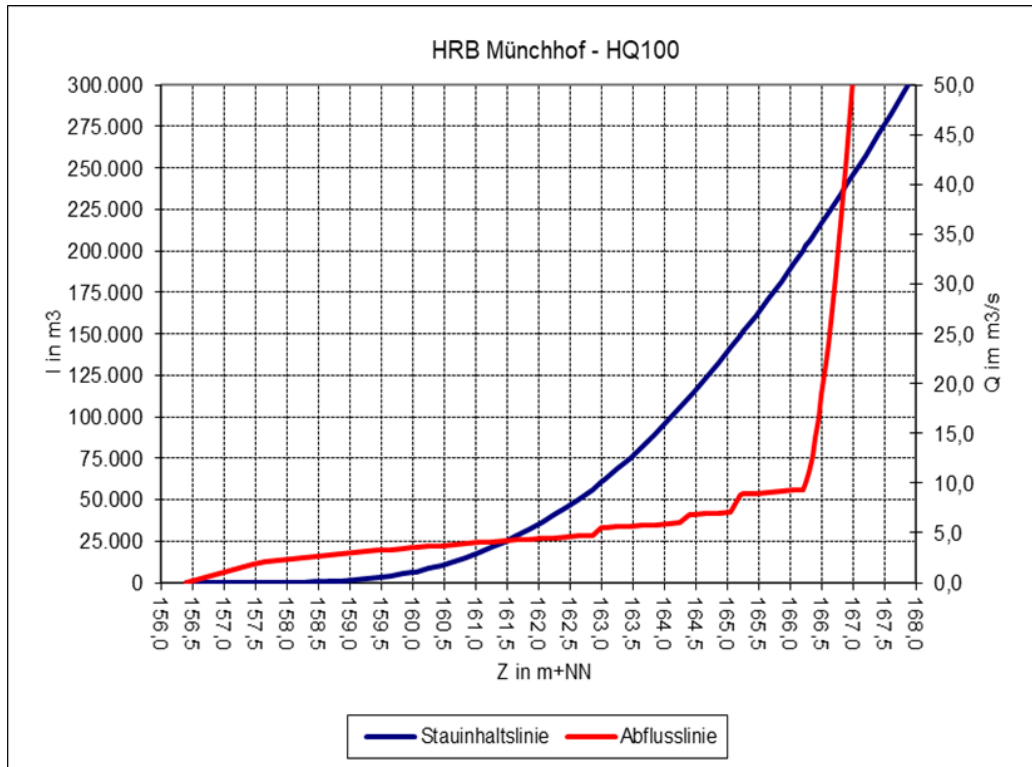
5000	a	TN	Wiederkehrzeit Hochwasserbemessungslastfall 2 - BHQ2
<b>47,20</b>	<b>m<sup>3</sup>/s</b>	<b>BHQ2</b>	<b>Zufluß zu HRB nach FGM</b>
44,94	m <sup>3</sup> /s	Qab	Gesamtabfluss aus HRB
241.600	m <sup>3</sup>	IAHR2	Außergewöhnlicher Hochwasserrückhalteraum IAHR 2
41.300	m <sup>3</sup>	I100a + IAHR2	Gesamter Hochwasserrückhalteraum
0,71	m	hü2	Überfallhöhe HWEA
<b>167,13</b>	<b>m+NN</b>	<b>ZH2</b>	<b>Stauziel</b>
0,31	m	hau	Freibord infolge Wellenauflauf
0,00	m	hwi	Freibord infolge Windstau hwi
0,00	m	hei	Freibord infolge Eisstau hei
0,50	m	hsi	Freibord infolge Sicherheitszuschlag hsi
0,81	m	f2 - erf	Gesamtfreibordmaß erforderlich
167,95	m+NN	<b>Zk -gepl.</b>	<b>geplante Dammkronenhöhe</b>
0,82	m	f2 - best.	Freibord bestehend
<b>+0,01</b>	<b>m</b>	<b>f2</b>	<b>Freibord ausreichend</b>

Der HQ5000-Scheitelwert beträgt  $BHQ_2 = 47,20 \text{ m}^3/\text{s}$ . Das nachgewiesene Stauziel liegt bei  $Z_{H2} = 167,13 \text{ m+NN}$  bei einem Gesamtrückhaltevolumen von  $I_{AHR2} + I_{GHR} = 241.600 \text{ m}^3$  und befindet sich ca. 0,82 m über der Dammkronenoberkante von  $Z_K = 167,95 \text{ m+NN}$ .

### **3.6 Hochwasserkennwerte**

Das HRB Münchhof wird für den HWBF 3 für  $TN = 100 \text{ a}$  bemessen. Geplant ist ein gesteuerter Betrieb des HRB.

Abbildung 3 Beckeninhaltslinie und Abflusskennlinie HRB Münchhof Bemessung HQ100



### 3.7 Freibordbemessung

Die Bestimmung der erforderlichen Freibordhöhen erfolgt entsprechend DVWK-Merkblatt 246 [A4]. Der Freibord setzt sich aus verschiedenen Anteilen zusammen. Berücksichtigt werden die Freibordhöhen für den Wellenaufbau  $h_{Au}$  und den Windstau  $h_{Wi}$ . Auf einen Freibord infolge von Eisstau  $h_{Ei}$  wird aufgrund der vorliegenden meteorologischen und topografischen Rahmenbedingungen und des Betriebes als Trockenbecken verzichtet. Im Regelfall ist als weiterer Bestandteil des Gesamtfreibordmaßes ein Sicherheitszuschlag von  $h_{Si} \geq 0,5$  m in Ansatz zu bringen. Im Bemessungsleitfaden [A10] wird darauf hingewiesen, dass ein entsprechender Sicherheitszuschlag in jedem Fall bei der Neuplanung von Staudämmen sinnvoll ist.

Bei der Ermittlung der Bemessungswindgeschwindigkeit wird die Windgeschwindigkeit  $w_{10}$  mit einer statistischen Wiederkehrzeit von  $T_N = 25$  a aus der Tabelle 1 des DVWK-Merkblattes [A4] entnommen, da kein meteorologisches Gutachten mit genaueren Werten für die Stauanlage vorliegt. Das zu untersuchende Dammbauwerk liegt in einer Höhenlage von ca. 160 m+NN, wobei der Standort als normale Lage klassifiziert werden kann. Die Windgeschwindigkeit wird mit  $w_{10} = 25$  m/s in Ansatz gebracht. Im HWBF 2 wird, in Anlehnung an den Leitfaden [A10], die Windgeschwindigkeit  $w_{10}$  um 50 % reduziert.

Die rechnerisch ermittelten Freibordmaße im HWBF 1 bzw. HWBF 2 betragen:

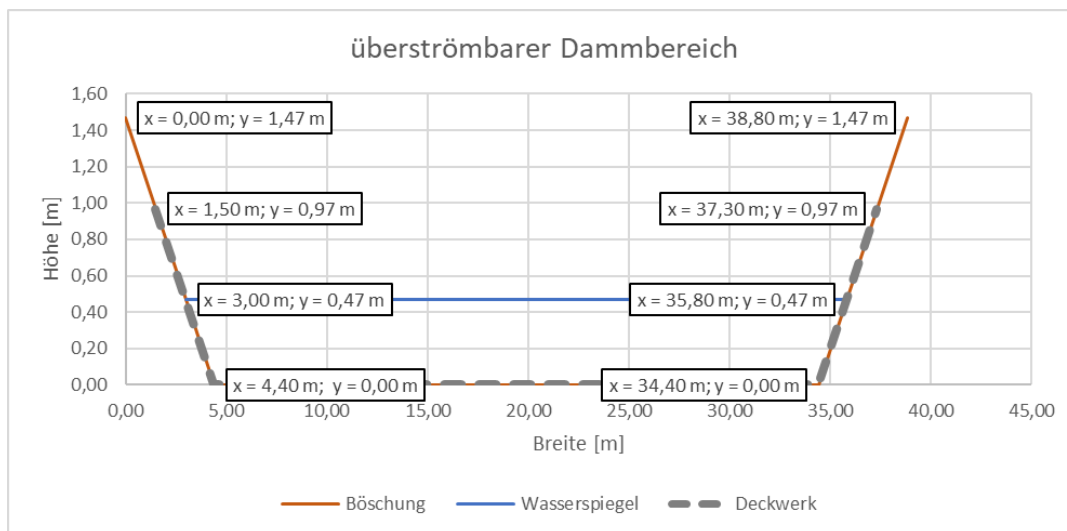
Hochwasserbemessungsfall	Freibord	
	Erforderlich	Vorhanden
HWBF 1	$f_{1, \text{erf}} = 0,59$	$f_1 = 1,18$
HWBF 2	$f_{2, \text{erf}} = 0,81$	$f_2 = 0,82$

### 3.8 Hochwasserentlastungsanlage

Die berechnete Grenztiefe ( $h_{\text{grenz}}$ ) auf der Dammscharte (Neigung 1:3) liegt bei  $h_{\text{grenz}} = 0,24$  m im HWBF1 und bei  $h_{\text{grenz}} = 0,47$  m im HWBF 2. Die Oberkante Deckwerk muss auf einer Höhe von rund 1 m liegen, sodass ein Freibord von mindestens  $f = 0,5$  m ab Wasserspiegel erreicht wird. Die Böschung muss unter Berücksichtigung des erforderlichen Freibords von  $f = 1,0$  m von der Sohle Dammscharte 1,50 m betragen. Der Freibord Höhe Dammkronenweg liegt bei 1,53 m.

Die anschließende Ablaufrinne sollte eine Sohlbreite von 1 m haben und eine Böschungsneigung von 1:3. Geplant ist eine befestigte Ablaufrinne mit einer Tiefe von mindestens 0,50 m, sodass bis einschließlich einem Abfluss  $TN = 200$  a ( $h = 0,40$  m) abgeführt werden kann. Größere Abflüsse fließen nach Westen über das angrenzende unbebaute Gelände.

Abbildung 4 Bemessungswasserspiegel Dammscharte



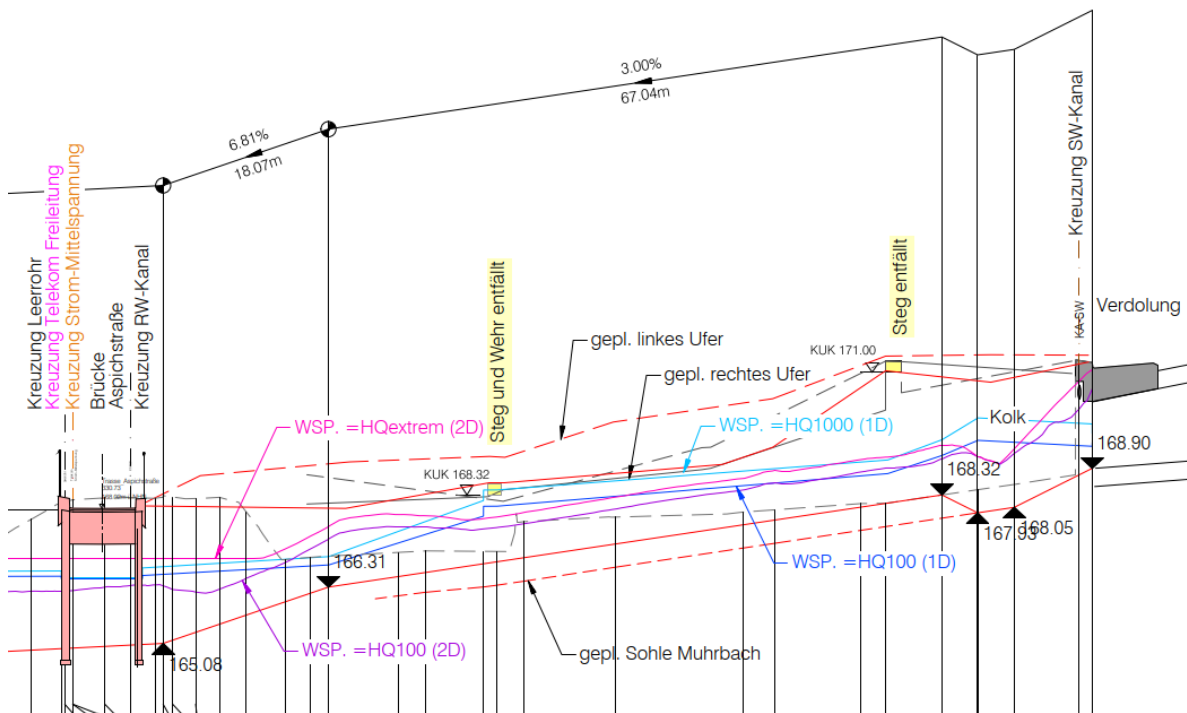
### 3.9 Hydraulische Berechnung

Auf Basis des Planungsmodells hat Hydrotec eine 2D-Berechnung durchgeführt (2D-Wasserspiegel). Zink Ingenieure hat ebenfalls eine 1D- Staulinienberechnung durchgeführt (1D-Wasserspiegel). Für die 1D-Berechnung wurde die maximale Leistungsfähigkeit der Verdolung ( $Q = 15 \text{ m}^3/\text{s}$ ) in Ansatz gebracht. Die restliche Wassermenge fließt über die Oberfläche entlang der Handwerkerstraße ab.

Als **Bemessungswasserspiegel Hochwasserentlastungsrinne<sup>1</sup> / Muhrbach** im Bereich Klinik-Gelände wird auf der sicheren Seite liegend immer der höhere Wasserspiegel in Ansatz gebracht. Ein Vergleich der Wasserspiegellage im ausgebauten Muhrbach ist in folgender Abbildung dargestellt. Der Wasserspiegel 2D TN = 100a und extrem ist in lila bzw. magenta dargestellt, der Wasserspiegel 1D ist in dunkel- bzw. hellblau dargestellt. Unmittelbar im Auslaufbereich der Verdolung ist in der Abbildung die Wassermenge über die Oberfläche in der 1D-Berechnung nicht dargestellt.

Im Bereich unmittelbar oberhalb des Neigungswechsels ist der Wasserspiegel 2D höher als der 1D, hier wurde als Bemessungswasserspiegel der 2D-Wasserspiegel verwendet. Im Bereich unmittelbar oberhalb Abzweig Muhrbach / HWE-Rinne ist der 1D-Wasserspiegel höher, hier wurde als Bemessungswasserspiegel der 1D-Wasserspiegel verwendet. Der Freibord beträgt ausgehend vom Bemessungswasserspiegel TN = 100a mindestens 50 cm.

Abbildung 5 Ausschnitt Längsschnitt Muhrbach / Hochwasserentlastungsrinne (unmaßstäblich)



Bei der **Bemessung Hochwasserschutzmaßnahmen im Klinik-Gelände** wurde ebenfalls auf der sicheren Seite liegend der Wasserspiegel aus der 1D-Berechnung verwendet. Bei der Staulinienberechnung wird nur die begrenzte Breite (Mauer / Gebäude) angesetzt. Zur Berücksichtigung z. B. Wellenbildung wurde der Freibord zur Oberkante Mauer ebenfalls auf mind. 50 cm festgelegt. Es wurde bei der Staulinienberechnung nur eine begrenzte Leistungsfähigkeit der Verdolung angesetzt, etwa bei 60 % Teilfüllung (ca. 9,5 m<sup>3</sup>/s). Die restliche Wassermenge bei TN = 100 a und TN = 1.000 a wird als Oberflächenabfluss über die Handwerkerstraße gerechnet.

<sup>1</sup>Hochwasserentlastungsrinne = HWE-Rinne

Der **Bemessungswasserspiegel HWE-Rinne** im Beckenstauraum wird für die Bemessung der Steine an der wasserseitigen Dammböschung verwendet (1D-Staulinienberechnung). Der Bemessungswasserspiegel HWE-Rinne ist in den Querschnitten lila dargestellt und beträgt ca. 80 cm, ausgehend von der Sohle HWE- Rinne. Zur Verhinderung von Erosion beim Anspringen der HWE-Rinne werden an der wasserseitigen Dammböschung (mind. 1 m über Sohle) Steine vorgesehen.

## **4. Geplante Maßnahmen**

### **4.1 Absperrbauwerk und Zuwegung**

In folgenden Kapiteln beziehen sich die jeweiligen Nummern der Teilmaßnahme auf die Nummern im Lageplan Planung (1 bis 71).

Vorgesehen ist der Bau eines Dammes, ausgehend im Norden von der Aspichstraße Richtung Südwesten bis zum Aspichbach (67). Die Dammkronenlänge beträgt ungefähr 480 m. Die wasserseitige bzw. luftseitige Böschungsneigung beträgt 1:3 bzw. 1:2.5. Die Oberkante Damm liegt am wasserseitigen Fahrbandrand bei 167,95 m+NN. Der Dammkronenweg hat eine Gesamtbreite von 4 m, eine Fahrbahnbreite von 3 m und beidseitig 0,5 m Bankett. Das Quergefälle der Fahrbahn beträgt 2,5%, des Banketts 12%. Der Aufbau der Fahrbahn besteht aus einer 15 cm starken Schicht aus Schotter-Split-Sandgemisch 0/15 und einer 35 cm darunterliegenden Schicht aus Schotter-Split-Sandgemisch 0/56.

Am südlichen Ende des Dammkronenwegs befindet sich ein Wendeplatz. Im Norden befindet sich, ausgehend vom Dammkronenweg, eine Abfahrt in den Beckenstauraum (47). Die Zufahrt zum Kombinationsbauwerk innerhalb des Beckenstauraums ist über die mit Steinen befestigte Hochwasserentlastungsrinne möglich (53). Im nördlichen Bereich ist ein Unterhaltungsweg, ausgehend von der Dammkrone zum luftseitigen Dammfußpunkt vorgesehen (20). Der Unterhaltungsweg Nord dient zur Erschließung der westlichen Grundstücke sowie zur Dammverteidigung. Die Abfahrt Damm sowie der Dammkronenweg ist mit Schranken gesichert (46).

Etwa 40 m bzw. 95 m nördlich des Kombinationsbauwerks im Beckenstauraum kreuzt eine Wasserversorgungsleitung DN 125 bzw. eine Schmutzwasserkanal DN 300 das Absperrbauwerk. Beide Leitungen werden im Kreuzungsbereich in einem Schutzrohr verlegt (16, 7). Nähere Angaben zur Verlegung der Leitungen befinden sich in Kapitel 0.

Im südlichen Bereich ist ein Zonendamm (0+042.00 bis 0+166.00), etwa bis zum Betriebsgebäude geplant. Im Bereich von Profil km 0+166.00 bis 0+220 gibt es keinen Damm, sondern nur Abtrag. Im nördlichen Bereich ab Profil km 0+220 bis zum Anschluss an die Aspichstraße ist ein homogener Damm aufgrund der geringen Einstau- und Dammhöhe vorgesehen.

Der Aufbau des Zonendamms ist im Regelquerschnitt 5-1 dargestellt. Geplant ist, wasserseitig unter dem Oberboden (30 cm stark) eine 1,50 m starke Schutzschicht und darunter eine gleich starke mineralische Dichtungsschicht. Auf der Luftseite ist ein Dränfuß sowie am Dammfußpunkt ein Entspannungsdrän zur kontrollierten Entspannung von Wasserdrücken aus gut durchlässigen Materialien (filterstabil gegenüber anstehenden Fließerdern) und in diesem Zusammenhang als zusätzliches Element zur Minimierung des Risikos von rückschreitender Erosion / Erosionsgrundbruch vorgesehen. Der restliche Stützkörper wird aus gut verdichtbaren grobkörnigen Erdstoffen oder überwiegend kiesigen Mischböden nach



DIN 18196 hergestellt. Im oberen Dammkörperbereich gibt es eine Schicht aus kiesigen Mischböden zur Erhöhung der Tragfähigkeit des Dammkronenwegs, ermöglicht eine spätere Aufkantung Lastfall Klima und verhindert eine direkte Durchsickerung der Tragschicht.

Im Bereich 0-025 bis 0+080 ist eine Bodenverbesserung (5) der in Dammaufstandsfläche anstehenden Böden der Decklage zur Erhöhung der Tragfähigkeit und aus baubetrieblichen Gründen (Frästiefe  $\geq 0,4$  m) erforderlich. Zur Verhinderung von Erosion beim Anspringen der HWE-Rinne werden durchgehend an der wasserseitigen Dammböschung (mind. 1 m über Sohle) Steine vorgesehen.

Geplant ist eine Spundwandabdichtung (2) im Bereich der Bachschotter des Aspichbachs (0-030 bis 0+030) mit lokal vergleichsweise hoher Wasserdurchlässigkeit zur Verhinderung einer direkten Unterströmung des Dammkörpers. Die Einbindung erfolgt in den unterlagernden Ton bzw. Tonstein.

## **4.2 Kombinationsbauwerk**

Um eine ausreichende terrestrische und aquatische Durchgängigkeit des geplanten Absperrbauwerkes zu gewährleisten, wird das Grundablassbauwerk als offenes Bauwerk, in Form eines U-förmigen, massiven Stahlbetonbauwerkes ausgeführt werden. In das Grundablassbauwerk ist eine Hochwasserentlastungsschwelle integriert (1). Das Bauwerk hat eine Höhe von Gewässersohle beim Grundablassschieber bis zur Oberkante Damm von 11,51 m. Das Kombinationsbauwerk hat eine lichte Breite von 10 m und eine Länge von 60,4 m.

Auf der Wasserseite der Stauwand wird im Bereich des Kombinationsbauwerkes ein gegliederter Querschnitt hergestellt mit einem aquatischen und terrestrischen Bereich. Im Bereich der geplanten Stauwand sind zwei Öffnungen zur Installation des Grundablassschiebers sowie des Betriebsablassschiebers auf der Wasserseite vorgesehen. Im aquatischen Bereich wird das Gewässerbett des Aspichbachs hergestellt, in dem der gesamte Mittelwasserabfluss sowie kleinere Hochwasserabflüsse abgeleitet werden können. Der terrestrische Bereich wird mit einem Höhenunterschied von ca. 0,6 m über der Gewässersohle angelegt. Entsprechend der geplanten Sohlgestaltung liegt die Sohle des Betriebsauslassschützes ca. 0,6 m über der Sohle des Grundablassschützes.

Der Betriebsauslass (terrestrische Bereich) hat eine lichte Weite von 2,00 m und eine lichte Höhe von 2,00 m. Im hochwasserfreien Betrieb ist der Schieber komplett geöffnet. Die Sohle am Grundablassschieber liegt auf einer Höhe von 156,44 m+NN. Der Grundablass im aquatischen Bereich hat eine lichte Weite von 1,00 m und eine lichte Höhe von 2,00.

Auf der Luftseite der geplanten Stauwand wird der Gesamtquerschnitt im Bereich des Kombinationsbauwerkes durch eine Stahlbetonzwischenwand in zwei Teilquerschnitte gegliedert. Die Oberkante der Zwischenwand wird so bemessen, dass der geplante maximale Regelabfluss im HWBF3 von  $Q_R = 9,30$  m<sup>3</sup>/s im terrestrischen Bereich abgeführt werden kann. Bei Überschreiten des Vollstauzieles  $Z_V$  und bei einer eventuell erforderlichen Hochwasserentlastung über den Grundablass ist eine Beaufschlagung des Gesamtabflussquerschnittes geplant.

Die Sohle im Bereich des Kombinationsbauwerkes wird sowohl im terrestrischen als auch im aquatischen Bereich mit einem naturnahen Blocksteinsatz gesichert. Die Blocksteine im Bereich der geplanten Gewässersohle werden in Beton versetzt und die verbleibenden Zwischenräume und die Oberfläche mit Sohlsubstrat verfüllt bzw. mit einer Stärke von ca. 0,2 m angedeckt. Die Vorlandbereiche bzw. der terrestrische Bereich wird außerdem

bereichsweise mit Mutterboden angedeckt und verfüllt. Aufgrund der erheblichen Strömungsbelastung ist im unmittelbaren Zulaufbereich bzw. im Ablaufbereich des Grundablass- und Betriebsauslassschützes geplant, den Blocksteinsatz komplett in Beton einzubauen, wobei die Zwischenräume mit Sohlsubstrat verfüllt werden und - wie in den anderen Bereichen - eine mindestens 0,2 m starke Sohlsubstratschicht aufgebracht wird. Im Auslaufbereich ist ein Tosbecken mit Störsteinen vorgesehen (62).

Die Oberkante der Stauwand entspricht dem geplanten Stauziel von  $Z_v = 166,42 \text{ m} + \text{NN}$  und fungiert als Hochwasserentlastungsschwelle. Die lichte Breite der Schwelle beträgt 10 m.

### **4.3 Hochwasserentlastung**

Die zweite Hochwasserentlastungsanlage hat eine Breite von  $B = 30 \text{ m}$  und die Oberkante Schwelle liegt bei  $Z_v = 166,42 \text{ m} + \text{NN}$  (17). Die luftseitige Böschungsneigung liegt bei 1:3. Die Dammscharte wird in Stahlbetonweise mit einer Oberbodenschicht ausgeführt. In regelmäßigen Abständen werden Querriegel (aus Stahlbeton) versetzt angeordnet, die Zwischenräume sowie über die Querriegel wird Oberboden verfüllt. Nach Fertigstellung wird die Dammscharte vollständig begrünt werden.

Als Schutz vor rückschreitender Erosion wird eine Spundwand am luftseitigen Dammscharfenfuß installiert. Am luftseitigen Böschungsfuß schließt eine 4 m breite und 50 cm tiefe mit Steinen in Beton befestigte Ablaufrinne an (15). Ein daran anschließender Unterhaltungsweg führt vom Dammkronenweg bis zum luftseitigen Dammfußpunkt Höhe Kombinationsbauwerk und wird mit Steinen befestigt (14).

Kleinere Abflüsse können schadlos über die Ablaufrinne ( $HQ \leq 200a$ ), welche luftseitig an die Dammscharte angeschlossen ist, abgeführt werden. Bei höheren Abflüssen werden die westlich angrenzenden Grünflächen, welche nicht landwirtschaftlich genutzt werden, überflutet. Hierbei handelt es sich nach Angaben von ILN um die Biototypen Fettweide, Nasswiese und Feldgehölz.

### **4.3 Aus- und Neubau Muhrbach**

Unmittelbar unterhalb des Auslaufs der Verdolung Muhrbach im Bereich Klinikum Mittelbaden wird der Muhrbach ausgebaut. Der bestehende Muhrbach wird in einem ca. 3,3 m breiten U-Profil mit Seiten aus Blocksteinen geführt. Der Muhrbach fließt nach Westen und unmittelbar vor der Aspichstraße macht der Gewässerverlauf im nahezu 90° Winkel Richtung Norden eine Richtungsänderung. Parallel zur Aspichstraße verläuft der bestehende Muhrbach etwa 40 m Richtung Norden und quert im Norden die Aspichstraße (Gewölbebrücke) Richtung Westen. Unterhalb der bestehenden Gewölbebrücke wird der Muhrbach in einem offenen Gerinne Richtung Westen geführt (37). Etwa 70 m unterhalb der Kreuzung Aspichstraße befindet sich ein Absturz im Muhrbach (42).

Der bestehende Muhrbach unterhalb des Beckens muss insbesondere auch aus gewässerökologischer Sicht beschickt werden, so dass eine Verzweigung Muhrbach und Zufluss in das HRB östlich der Aspichstraße realisiert wird. Vorgesehen ist der Aus- und Neubau des Muhrbachs und Neubau einer Hochwasserentlastungsrinne (HWE-Rinne) zwischen dem Auslauf der Verdolung und der Aspichstraße (68, 34). Bis zu einem Abfluss von ca. 1-1,5  $\text{m}^3/\text{s}$  wird nur der Muhrbach beaufschlagt, die HWE-Rinne, welche in das Becken führt, bleibt trocken. Auf einer Länge von 64 m, ausgehend vom Verdolungsauslauf, werden der Muhrbach und die HWE-Rinne parallel in einem Gerinne geführt.

Der ausgebaute Muhrbach wird in einem untergliederten Trapezprofil mit beidseitiger Böschungsneigung von 1:2 geführt. Unmittelbar im Bereich Verdolungsauslauf des Muhrbachs wird das Gewässer ausgebaut. Aufgrund der Verbreiterung des Gewässerquerschnitts muss der nördlich verlaufenden Fußweges etwa 6 m nach Norden verlegt (43). Die Sohle des Muhrbachs hat eine Breite von 1,50 m. Das Sohlgefälle bis zur Verzweigung Muhrbach / HWE-Rinne beträgt 3,0%. Linkseitig schließt eine im Verhältnis zur Muhrbachsohle 50 cm höher gelegene parallel verlaufende HWE-Rinne an. Die HWE-Rinne weist eine Breite von 2,50 m auf. Bis etwa zur Höhe des Wasserspiegels bei HQ100 wird das Gerinne mit einem Blocksteinsatz in Sohlsubstrat und teilweise in Beton versetzt, befestigt. Im Bereich der Sohle Muhrbach werden die Steine mit einer ca. 10 cm starken Sohlsubstratauflage überdeckt.

Die zwei Stege, das Wehr sowie der Absturz werden rückgebaut (33, 37). Der Zugang zur nördlichen Parkanlage ist über die Zufahrtsstraße im Klinikumgelände möglich (45). Die zwei Teiche in der südlichen Parkanlage entfallen (35), der Teich im Norden bleibt bestehen.

Der nach Norden weiterführende Muhrbach wird in einem Gerinne mit Böschungsneigung 1:2 und einer Sohlbreite von 1,50 m geführt (34). Das Gerinne wird mit 30 cm Sohlsubstrat und 20 cm Oberbodenauftrag im oberen Bereich hergestellt. Das Längsgefälle des Muhrbachs beträgt unterhalb der Verzweigung 1,7 bis 1,9 %. das umliegende Gelände wird so modelliert, dass die Entwässerung in den Muhrbach erfolgt.

Unmittelbar vor dem geplanten Durchlass DN 2000 (38) im Kreuzungsbereich der Aspichstraße ist ein Einlaufbauwerk geplant (36). Im Einlaufbauwerk befindet sich ein Schieber zur Drosselung der weiterführenden Wassermenge sowie ein Rechen zum Schutz gegen Verklausung (36). Vorgesehen ist eine 30 cm starke Sohlsubstratauflage in dem ca. 23,50 m langen Durchlass (38). Am Einlaufbauwerk wird ein Schaltschrank installiert (58). Unterhalb des Durchlasses wird der Regenwasserkanal neu an den Muhrbach angeschlossen (41). Die bisherigen Regenwasserzuläufe oberhalb des Durchlasses werden an den geplanten Kanal im Unterwasser des Durchlasses angeschlossen (39).

Unterhalb der Verzweigung Muhrbach / HWE-Rinne führt die HWE-Rinne unter der neuen Brücke Aspichstraße in den Beckenstauraum (48). Ein Neubau der Brücke Aspichstraße ist erforderlich. Die Brücke hat die lichten Maße B x H = 8,10 x 2,00m. Die kreuzenden Strom- und Telekomleitungen müssen mittels Leerrohren in der Brücke verlegt werden (49).

#### **4.4 Beckenstauraum**

Zur Volumenvergrößerung und zur Verwendung des Aushubmaterials als Dammmaterial wird der nördliche Beckenstaubereich abgegraben. Im Bereich des bestehenden Saatgutackers des Aspichshofs wird die HWE-Rinne breiter ausgeführt als hydraulisch erforderlich, da der Bodenaushub für den Dammbau verwendet werden kann. Auf einer Fläche von ungefähr 0,61 ha (ohne Böschung) findet eine Abgrabung bis zur Sohle der geplanten Hochwasserentlastungsrinne (HWE-Rinne) statt. Die HWE-Rinne im Beckenstauraum wird mit Steinen befestigt und hat eine Breite von 4 m (53).

Unmittelbar oberhalb des Kombinationsbauwerks wird eine Palisadenreihe aus Baumstämmen, welche als Grobgeröllfang dient, installiert (6).

## **4.5 HWS-Maßnahmen im Bereich Klinikum Mittelbaden**

Wichtig sind die Hochwasserschutzmaßnahmen im Bereich Klinikgelände Mittelbaden, um sicherzustellen, dass der Hochwasserabfluss in das geplante HRB Münchhof eingeleitet wird und außerdem ein ausreichender Hochwasserschutz für das Klinikgelände sichergestellt werden kann. Geplant ist neben dem Gewässerausbau (Muhrbach) mit Objektschutzmaßnahmen der Bau von Leiteinrichtungen (HWS-Mauer) im östlichen Bereich, zur weitestgehend schadlosen Hochwasserführung über die bestehende Zufahrtsstraße.

Die Handwerkerstraße wird als Flutweg genutzt, Mauerscheiben entlang der Straße verhindern Überflutungen der angrenzenden Gebäude und des nördlichen Geländes (31). Der Containerplatz zwischen den Gebäuden Metzgerei und Handwerkerbau wird angehoben, sodass das Gelände hochwasserfrei bei  $HQ_{100}$  mit ausreichendem Freibord ist (29). Die Ab- und Eingänge sowie die Kellerfenster werden gegen eindringendes Wasser als Objektschutzmaßnahmen gesichert werden (28, 44). Die zwei Zufahrtstraßen werden angehoben (45, 32) und mittels Mauerscheiben ( $h = 1 \text{ m}$ ) wird das nach Norden angrenzende Gelände vor Hochwasser geschützt (31).

Die bestehenden Schmutzwasserschächte im geplanten Flutweg (Handwerkerstraße) müssen druckdicht umgebaut werden, sodass ein Rückstau verhindert werden kann. Auch die Regenwasserzuflüsse in den Muhrbach müssen rückstausicher umgebaut werden, nicht mehr benötigte Zuflüsse können fachgerecht verschlossen werden. Es ist eine TV-Inspektion des Schmutzwasserkanals und der Regenwasserzuflüsse geplant.

Das Entnahmebauwerk am Muhrbach im Bereich des Gebäudes Hornisgrinde muss ebenfalls bezüglich Rückstau angepasst werden. Am östlichen Anfang des Klinikgeländes ist ein Geröllfang mit Palisaden am Muhrbach geplant (71).

## **4.6 Leitungsverlegung**

Unmittelbar im Einlauf der bestehenden Gewölbebrücke Aspichstraße gibt es vier Regenwasserzuläufe DN 300 von Norden bzw. Nordosten. Im Auslauf der Brücke befindet sich ein weiterer Zulauf DN 600 von Norden. Alle Zuläufe müssen verlegt und an den neuen Muhrbachverlauf angeschlossen werden (39, 41).

Im Auslauf der Brücke kreuzen ebenfalls Strom- sowie Telekomleitungen, welche in einem Schutzrohr an der Brücke entlang führen (63). Diese müssen ggf. ebenfalls verlegt werden.

Etwa 40 m bzw. 95 m nördlich des Kombinationsbauwerks im Beckenstauraum würde eine Wasserversorgungsleitung DN 125 bzw. eine Schmutzwasserkanal DN 300 das Absperrbauwerk kreuzen. Beide Leitungen werden im Zuge des Neubaus des HRB neu verlegt (7, 16).

Der Verbandssammler (Schmutzwasser, DN 300 SB<sup>2</sup>) wird im Bereich des Beckenstauraums (Stauziel  $ZH_2$ ) neu verlegt, der bestehende entfällt (9,10). Am südöstlichen Ende wird der neue Kanal PE-HD<sup>3</sup> DA 300 an den bestehenden Kanal angeschlossen. Die neue Trasse liegt östlich von der bestehenden und die Tiefenlage liegt zwischen 1,60 und 2,20 m.

---

<sup>2</sup> Stahlbeton

<sup>3</sup> Polyethylen (Kunststoff)

Die Zugänglichkeit zu den geplanten Schächten wird durch einen Schacht im bestehenden Weg SW03 sowie der Lage nicht in der häufig vernässten Talmitte erleichtert.

Die Wasserversorgungsleitung (70) wird in einer ähnlichen Trasse wie die bestehende Leitung DN 125 GGG<sup>4</sup>, ausgehend von dem südwestlichen Bereich im Beckenstauraum nach Nordosten, voraussichtlich mittels Horizontal-Spülbohrverfahren bis zum neuen Schmutzwasserkanal neu verlegt (DA 180 PE). Die Wasserversorgungsleitung verläuft ab diesem Punkt parallel zum geplanten Schmutzwasserkanal Richtung Nordwesten. Die beiden Leitungen werden in offener Grabenbauweise realisiert.

Beide Leitungen werden im Kreuzungsbereich mit dem Absperrbauwerk (Dammscharte) in einem Schutzrohr verlegt (7, 16). Der Schmutzwasserkanal DN 300 HDPE wird in einem Schutzrohr DN 500 (Stahl) bzw. die Wasserversorgungsleitung DA 180 in einem Schutzrohr DN 250 (Stahl) verlegt.

Die Wasserversorgungsleitung wird am luftseitigen Dammfußpunkt im Unterhaltungsweg nach Südosten bis zum Anschluss an die bestehende Leitung geführt. Der Schmutzwasserkanal wird an den bestehenden Kanal wieder angeschlossen.

## **4.7 Weitere Maßnahmen**

### **Ausbau und Tieferlegung Aspichstraße**

Die Aspichstraße wird auf einer Länge von ca. 175 m im Bereich des Beckens tiefer gelegt (52). Der Tiefpunkt der Straße liegt zwischen Brücke Aspichstraße und Durchlass Muhrbach. Dies ermöglicht im Falle einer Ausuferung der Muhrbachs ein gezieltes Überströmen der Aspichstraße, sodass das Wasser trotzdem dem Beckenstauraum zufließen kann.

Die zwei bestehenden Einfahrten zum Klinikum, ausgehend von der Aspichstraße, entfallen (64). Ersatz wird im Bereich der zwei Einfahrten durch eine 6 m breite Fahrbahn geschaffen (24). Die neue Einfahrt zum Klinikum wird ebenfalls an die neue Tiefenlage der Aspichstraße angepasst.

Die Aspichstraße hat im nördlichen Bereich bis Höhe Einfahrt Klinikum eine Breite von 5 m plus 0,50 m beidseitigem Bankett. Im Süden wird die Fahrbahn eine Breite von 4 m (plus 2x 0,50 m Bankett) bis zum Anschluss an den Bestand aufweisen.

### **Umbau Absturz Muhrbach**

Zur Verbesserung der ökologischen Durchgängigkeit ist ein Umbau des Absturzes in Abstimmung mit dem Ökologen vorgesehen (41).

### **Neugestaltung Parkplatz Klinikum Mittelbaden**

Der Parkplatz Hub, welcher im Osten an die Aspichstraße angrenzt, wird u. a. für die Baustelleneinrichtung verwendet. Der Parkplatz Hub (25) wird nicht nur wiederhergestellt, sondern es ist eine komplette Neugestaltung des Parkplatzes mit 81 Stellplätzen vorgesehen. Entlang der Aspichstraße sind weitere neun Parkplätze (Parkplatz Aspichstraße, 22) geplant. Der bestehende Graben entlang der Aspichstraße wird in diesem Bereich neu gebaut und unmittelbar südlich des geplanten Parkplatzes Aspichstraße nach Westen mittels einer Stahlbetonrohr DN 600 ins Becken geführt (23). Der Auslaufbereich des Zulaufes wird

---

<sup>4</sup> duktiles Gusseisen

mit Steinen befestigt. Momentan sind 88 Parkplätze vorhanden, geplant sind insgesamt 90 Parkplätze.

## **4.8 Bauwerksüberwachung**

### **4.8.1 Lage- und Höhenmessung**

Zur Überwachung der Lage- und Höhenmessung des Absperrbauwerks sind Setzungspegel SP4 bis SP20 in der Dammkrone und an den Bauwerken vorgesehen (3). Etwa alle 20 m (nach den Vorgaben des Bodengutachters) wird ein Setzungspegel unterflur mittig im Dammkronenweg gebaut. An der Hochwasserentlastungsanlage werden Messbolzen BW1 bis BW3 auf die Stahlbetonschwelle angebracht. Auch im Bereich des Kombinationsbauwerks sind Messbolzen zur Überwachung vorgesehen (BW4 bis BW9).

An der südlichen Beckenböschung sind zur Überwachung von möglichen Rutschungen drei Setzungspegel SP1 bis SP3 etwa 50 cm über dem außergewöhnlichen Stauziel ZH<sub>2</sub> geplant (11, 12, 13).

### **4.8.2 Grundwasserstandsbeobachtung**

Auf der Luftseite im Bereich des Kombinationsbauwerks sind zwei Grundwasserpegel (Unterflur) GW1 und GW2 vorgesehen (4).

### **4.8.3 Elektro-, mess- und technische Ausrüstung**

Für das HRB Münchhof ist ein gesteuerter Beckenbetrieb geplant. Die erforderliche elektro-, mess- und regeltechnische Ausrüstung wird in einem Betriebsgebäude installiert, das auf der Luftseite des Dammes erstellt wird (18). An dieser Stelle liegt das bestehende Gelände etwa in Höhe Dammoberkante. Im Betriebsgebäude wird insbesondere auch das erforderliche Notstromaggregat installiert, so dass ein Betrieb des Beckens auch bei einem Ausfall des öffentlichen Stromnetzes gewährleistet ist.

Es ist die Installation von folgenden Mess- und Kontrolleinrichtungen geplant:

- Pegellatte am Kombinationsbauwerk (wasser- und luftseitig)
- Zulaufpegel Muhrbach (Bereich Klinikum Mittelbaden)
- Zulaufpegel Becken am Aspichbach
- Ablaufpegel Becken am Aspichbach
- Pegel Laufbach (oberhalb K3764)
- Pegel Unterwasser Bachstraße am Ottersweierer Dorfbach
- Niederschlagsmessung am Betriebsgebäude

Zur Überwachung der Anlage ist der Einbau von Videokameras (Ober- und Unterwasser) und den entsprechenden Beleuchtungseinrichtungen vorgesehen. Geplant ist ein Fernwirk-system, so dass die Betriebsdaten der Anlage von einem entsprechend autorisierten Nutzer per Handy oder Computer abgerufen werden können bzw. eine automatische Alarmierung im Hochwasserfall bzw. im Störfall durch das System erfolgt. Mit in das Fernwirkssystem integriert werden auch die weiteren geplanten Pegel.

Die Schützenanlagen werden mit einem elektromechanischen Antrieb ausgestattet. Die Bedienung der Anlage erfolgt ausgehend von der geplanten Brücke und sind somit auch im Hochwasserfall zugänglich.

#### **4.9 Grunderwerb und Flächeninanspruchnahme**

Es ist eine vorübergehende Flächeninanspruchnahme sowie Grunderwerb erforderlich. Eine Darstellung der betroffenen Grundstücke sind im Grunderwerbsplan sowie als Grunderwerbsverzeichnis den Planunterlagen beigelegt.

### **5. Nutzen-Kosten-Untersuchung**

Auf Grundlage der fortgeschriebenen Hochwassergefahrenkarte wird der Ist- und Planungsstand erfasst. Unter Berücksichtigung des Hochwasserschutzkonzeptes wurde eine Nutzen-Kosten-Betrachtung nach der aktuellen Arbeitshilfe durchgeführt (Stand 24.11.2022). Das Nutzen-Kosten-Verhältnis liegt bei 0,80 (Teilbilanz 1, monetäre Wirtschaftlichkeit) und die Teilbilanz 2 (schutzbezogene Zuschläge) liegt bei 0,35. Die Gesamtbewertung ergibt einen Wert von 1,15 und liegt somit über der Wirtschaftlichkeitsgrenze von 1,0.

## **6. Zusammenfassung**

Der Neubau des HRB Münchhof ist ein wichtiger Bestandteil der Hochwasserschutzkonzeption der Gemeinde Ottersweier, der im Einflussbereich der Gewässer Aspichbach und Muhrbach bzw. dem Ottersweierer Dorfbach liegt. Die Hochwasserschutzkonzeption der Gemeinde Ottersweier ist für ein Bemessungshochwasser mit einer Wiederkehrzeit von 100 Jahren ( $TN = 100a$ ) ausgelegt. Das HRB Münchhof, in das die Gewässer Muhrbach und Aspichbach eingeleitet werden, wurde als gesteuertes Hochwasserrückhaltebecken mit einem Regelabfluss von  $Q_r = 9,30 \text{ m}^3/\text{s}$  und einem gewöhnlichen Hochwasserrückhalteraum von  $I_{GHR} = 200.300 \text{ m}^3$  ausgelegt.

Wichtig sind die Hochwasserschutzmaßnahmen im Bereich Klinikgelände Mittelbaden, um sicherzustellen, dass der Hochwasserabfluss in das geplante HRB Münchhof eingeleitet wird und außerdem ein ausreichender Hochwasserschutz für das Klinikgelände gewährleistet werden kann. Geplant ist eine Kombinationslösung aus Gewässerausbau (westlicher Abschnitt) mit Objektschutzmaßnahmen/dem Bau von Leiteinrichtungen im östlichen Bereich zur weitestgehend schadlosen Hochwasserführung über die bestehende Zufahrtsstraße.

Die folgende Tabelle enthält eine Zusammenstellung der technischen Kennwerte des geplanten HRB Münchhof.



Tabelle 6 – Technische Kennwerte HRB Münchhof - Planung

Topografische Karte TK 25	TK 7314 Bühl
Rechts- / Hochwert	3435867/5391907
Klassifizierung	mittleres Becken
Anlagentyp	gesteuert, Hauptschluss
Hauptzweck	Hochwasserschutz
Dauerstau	nein
<b>Hydrologie</b>	
Hauptgewässer	Muhrbach, Aspichbach
Einzugsgebietsgröße	11,35 km <sup>2</sup>
Gewöhnlicher Hochwasserrückhalteraum I <sub>GHR</sub>	200.300 m <sup>3</sup>
Außergewöhnlicher Hochwasserrückhalteraum I <sub>GHR</sub> + I <sub>AHR1</sub>	220.800 m <sup>3</sup>
Außergewöhnlicher Hochwasserrückhalteraum I <sub>GHR</sub> + I <sub>AHR2</sub>	241.600 m <sup>3</sup>
<b>Abflüsse</b>	
Regelabfluss Q <sub>R</sub> in Stufen	9,30 m <sup>3</sup> /s
BHQ <sub>1</sub> bei TN = 500a	33,18 m <sup>3</sup> /s
BHQ <sub>2</sub> bei TN = 5000a	47,20 m <sup>3</sup> /s
BHQ <sub>3</sub> bei TN = 100a	23,61 m <sup>3</sup> /s
Klimazuschlag berücksichtigt	nein (spätere Stauzielerhöhung möglich)
Schutzgrad der Anlage	TN = 100a
<b>Absperrbauwerk</b>	
Zonendamm im Süden und homogener Damm im Norden	
Dammkronenhöhe = Kronenstau Z <sub>k</sub>	167,95 m+NN
Dammkronenbreite	4 m
Dammkronenlänge	ca. 480 m
Höhe des Absperrbauwerks über Gewässer- sohle	ca. 11,51 m
Böschungsneigung Wasserseite / Luftseite	1:3 / 1:2,5
<b>Kombinationsbauwerk</b>	
U-förmiges, zweiteiliges Kombinationsbauwerk in offener Bauweise bestehend aus aquatischem und terrestrischem Bereich und integrierter Hochwasserentlastungsschwelle	
Oberkante Bauwerk	168,22 m+NN
Gewässersohle bei Grundablasschieber	156,44 m+NN
Gründungssohle	ca. 154,84 m+NN
Bauwerkshöhe über Gewässersohle	max. 11,78 m
Gesamtlänge Bauwerk	ca. 60,40 m
Lichte Breite	10,00 m
<b>Aquatischer Bereich - Grundablass</b>	
- Lichte Öffnungsmaße	LW = 1,00 m / LH = 2,0 m
- Lauerstellung	0,70 m
- Sohlenhöhe	156,44 m+NN
<b>Terrestrischer Bereich - Betriebsauslass</b>	
- Lichte Öffnungsmaße	LW = 2,00 m / LH = 2,00 m
- Lauerstellung	komplett geöffnet
- Sohlenhöhe	157,04 m+NN
<b>Hochwasserentlastungsanlage</b>	
- Schwellenbreite	10,00 m
- Höhe der Überfallkante	166,42 m+NN
- Lichte Höhe	ca. 1,20 m

<b>Hochwasserentlastung</b>	
Dammscharte aus Stahlbetonbauweise	
Schwellenbreite	30,00 m
Höhe der Überfallkante	166,42 m+NN
<b>Freibord</b>	
Freibord f1 vorhanden / erforderlich	1,18 m / 0,59 m
Freibord f2 vorhanden / erforderlich	0,82 m / 0,81 m
<b>Stauziele</b>	
Vollstauziel ZV	166,42 m+NN
Hochwasserstauziel ZH1	166,77 m+NN
Hochwasserstauziel ZH2	167,13, m+NN
<b>Messeinrichtungen</b>	
Pegellatten am Kombinationsbauwerk	
Niederschlagsmessung am Betriebsgebäude	
Zulaufpegel Muhrbach (Bereich Klinikum Mittelbaden, Radarsonde)	
Zulaufpegel Becken am Aspichbach (Radar- und Drucksonde)	
Ablaufpegel Becken am Aspichbach (Radar- und Drucksonde)	
Pegel Laufbach (oberhalb K3764, Radarsonde)	
Pegel Unterwasser Bachstraße am Dorfbach (Radarsonde)	

## **7. Verwendete Unterlagen**

### **7.1 Normen, Richtlinien und sonstige Veröffentlichungen**

- [A1] DIN 19700, Teil 10, 2004-07, Stauanlagen gemeinsame Festlegung
- [A2] DIN 19700, Teil 11 2004-07, Stauanlagen Talsperren
- [A3] DIN 19700, Teil 12, 2004-07, Stauanlagen Hochwasserrückhaltebecken
- [A4] DVWK Merkblatt 246, 1997, Freibordbemessung an Stauanlagen
- [A5] DVWK Merkblatt 209, Wahl des Bemessungshochwassers, Entscheidungswege zur Festlegung des Schutz- und Sicherheitsgrades, Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau, 1991
- [A6] Abflusskennwerte in Baden-Württemberg, Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg, 2007
- [A7] KOSTRA-DWD 2000, Koordinierte Starkniederschlags-Regionalisierungsauswertung, Version 2.0.1, Institut für technisch wissenschaftliche Hydrologie GmbH, Hannover/Deutscher Wetterdienst Offenbach, Fachhochschule Lippe und Höxter
- [A8] PEN-LAWA 2005, praxisrelevante Extremwerte des Niederschlags in Deutschland, Version 1.0.1, 2006, Institut für technische wissenschaftliche Hydrologie GmbH, Hannover / Deutscher Wetterdienst, Offenbach, Fachhochschule Lippe und Höxter
- [A9] Festlegung des Bemessungshochwassers für Anlagen des technischen Hochwasserschutzes, Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg, Juli 2005
- [A10] Arbeitshilfe zur DIN 19700 für Hochwasserrückhaltebecken, LUBW 2007
- [A11] DIN 19712 Flussdeiche, November 1997
- [A12] Zum Einfluss von Bewuchs und Hohlräumen auf die Durchsickerung von Deichbauten Hasensteiner / Strobel
- [A13] REHM, RIVERPAC: Softwarepaket für den Flussbau, Programm FLUSS Vers. 14.1, Rehm Software GmbH
- [A14] Das Hochwasser vom Oktober/November 1998 in Baden-Württemberg, Landesanstalt für Umweltschutz, Karlsruhe
- [A15] Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD) Bundesanstalt für Wasserbau Karlsruhe, Hamburg, Ilmenau, Ausgabe 2005
- [A16] Bauwerksüberwachung bei Hochwasserrückhaltebecken, Ergänzung zu den Kapiteln 9.1 Bauwerksüberwachung der LUBW "Arbeitshilfe DIN 19700 für HRB" in BW, Heft 106, LUBW, Sept. 2009
- [A17] Vermessung (Lage sowie Höhen- und Setzungsmessungen) bei Hochwasserrückhaltebecken, Konstruktion von Messpunkten, LUBW, Stand: März 2010

### **7.2 Kartengrundlagen**

- [B1] Bodenübersichtskarte von Baden-Württemberg, Maßstab 1:200.000, digitale Ausgabe, Landesamt für Geologie, Rohstoff und Bergbau Baden-Württemberg, Freiburg im Breisgau, 2003
- [B2] Landesvermessungsamt Baden-Württemberg, digitales Landschaftsmodell, Stand 2003
- [B3] Landesvermessungsamt Baden-Württemberg, Laser-Scanner-Daten, endgültiger Datensatz, Stand 2001 bis 2005

### **7.3 Planungs- und Entwurfsunterlagen**

- [C1] Geotechnischer und dammbautechnischer Vorbericht im Zusammenhang mit er Hochwasserentlastungsanlage des Muhrbachs, Gemeinde Ottersweier, Ingenieur Gruppe Geotechnik, 21.10.2015.
- [C2] Gemeinde Ottersweier, Variantenprüfung Hochwasserrückhaltebecken mit artenschutzrechtliche Ersteinschätzung, ILN Bühl, 05.12.2013.

- [C3] *Gemeinde Ottersweier, Hochwasserschutzkonzept Notbach / Dorfbach HRB Münchhof, Scoping-Vorlage, ILN Bühl, Mai 2019.*
- [C4] *Gemeinde Ottersweier, Hochwasserschutzkonzept Notbach / Dorfbach HRB Münchhof, Lastfall Klimänderung, Zink Ingenieure, 19.03.2020.*

# Anhang

- 1 – Freibordberechnung
- 2 – Zusatzuntersuchung: Rutschung südliche Beckenböschung -  
Kurzerläuterung

# **Anhang 1**

Freibordberechnung

**Anlage 1**

Gemeinde: Ottersweier

Projekt: HRB Münchhof

Projektnummer: 2012-152

Bearbeiter: Lan

Datum: 16.12.2022

**Freibordbemessung**

Bemessung nach der Arbeitshilfe zur DIN 19700 für Hochwasserrückhaltebecken (Oktober 2007)  
und dem DVWK-Merkblatt 246/1997

Hochwasserbemessungsfall

HWBF1

EingangsdatenErdbeschleunigung  $g = 9,81 \text{ [m/s}^2\text{]}$ WassertiefeStauziel  $Z_{H1} = 166,77 \text{ [m+NN]}$ geodätische Höhe  $Z = 161 \text{ [m+NN]}$ Wassertiefe  $d = 6 \text{ [m]}$ charakteristische Wassertiefe  $d_i^* = 0,07 \text{ [m]}$ WindWindgeschwindigkeit  $w_{10} = 25 \text{ [m/s]}$ 

DVWK-M 246 Tab. 1

Umrechnungsfaktor h-Mittels  $f_U = 1,2 \text{ [-]}$ 

DVWK-M 246 Tab. 2

Vorfaktor  $f_V = 1 \text{ [-]}$ maßgeb. Windgeschwindigkeit  $w_{10, \text{gew}} = 30 \text{ [m/s]}$

**Anlage 1**

Gemeinde: Ottersweier

Projekt: HRB Münchhof

Projektnummer: 2012-152

Bearbeiter: Lan

Datum: 16.12.2022



Ingenieurbüro für  
Tief- und Wasserbau  
Stadtplanung und  
Verkehrsanlagen

**Spektralanalyse**

Sektor		1	2	3	4
Winkel	$\Theta =$	14,44	23,82	25,55	15,46 [...°]
Gesamtwinkel	$\Theta_{ges} =$	14,44	38,26	63,81	79,27 [...°]
Spektralfaktor	$a_i^* =$	0,00	0,06	0,23	0,38 [-]
Spektralfaktor	$a_i =$	0,00	0,05	0,17	0,15 [-]
Streichlänge	$S_i =$	25,19	60,67	94,51	157,94 [m]
charakteristische Streichlänge	$S_i^* =$	0,27	0,66	1,03	1,72 [m]
mittlere partielle Wellenhöhe	$h_{We} =$	0,09	0,14	0,18	0,23 [m]

Sektor		5	6	7	8
Winkel	$\Theta =$	10,24	13,1	18,67	26,02 [...°]
Gesamtwinkel	$\Theta_{ges} =$	89,51	102,61	121,28	147,3 [...°]
Spektralfaktor	$a_i^* =$	0,49	0,64	0,82	0,96 [-]
Spektralfaktor	$a_i =$	0,11	0,14	0,18	0,15 [-]
Streichlänge	$S_i =$	303,21	345,45	210,55	96,8 [m]
charakteristische Streichlänge	$S_i^* =$	3,30	3,77	2,29	1,06 [m]
mittlere partielle Wellenhöhe	$h_{We} =$	0,31	0,33	0,26	0,18 [m]

Sektor		9	10	11	12
Winkel	$\Theta =$	32,71			[...°]
Gesamtwinkel	$\Theta_{ges} =$	180,01	180,01	180,01	180,01 [...°]
Spektralfaktor	$a_i^* =$	1,00	1,00	1,00	1,00 [-]
Spektralfaktor	$a_i =$	0,04	0,00	0,00	0,00 [-]
Streichlänge	$S_i =$	26,21			[m]
charakteristische Streichlänge	$S_i^* =$	0,29	0,00	0,00	0,00 [m]
mittlere partielle Wellenhöhe	$h_{We} =$	0,09	0,00	0,00	0,00 [m]

**mittlere Wellenkenngrößen**

mittlere Wellenhöhe	$h_{We} =$	0,24 [m]	
mittlere Wellenperiode	$t_{We} =$	1,5 [s]	
mittlere Wellenlänge	$l_{We} =$	3,33 [m]	
gewählte Wellenlänge	$l_{We, gew} =$	3,33 [m]	Iteration bis $l_{We, gew} = l_{We}$



## Anlage 1

Gemeinde: Ottersweier  
Projekt: HRB Münchhof  
Projektnummer: 2012-152

Bearbeiter: Lan  
Datum: 16.12.2022



### Wellenauflauf

Brandungswellen	$h_{Au,\%} =$	0,58 [m]	für $n < 1:1,60$
Schwingungswellen	$h_{Au,\%} =$	0,00 [m]	für $n > 1:0,20$
Übergangswellen	$h_{Au,\%} =$	0,00 [m]	für $1:1,6 > n > 1:0,20$
Auftretenshäufigkeit	$P =$	0,48 [-]	
Überschreitungswahrsch.	$x =$	1 [%]	DVWK-M 246 Tab. 6
Überschreitungskoeffizient	$k_x =$	2,4 [-]	DVWK-M 246 Tab. 6
Böschungsrauhheit	$k_D \cdot k_R =$	0,8 [-]	DVWK-M 246 Tab. 5
Umrechnungsfaktor	$k_{hWE} =$	2,4 [-]	DVWK-M 246 Tab. 4
Hilfsterm	$B =$	1,05 [-]	
Reflexionskoeffizient	$R =$	0,11 [-]	
Böschungsneigung	$n = 1:$	3 [-]	
Böschungsneigung	$\alpha =$	18,4 [...°]	
Grenzböschungsneigung	$n_{Gr,1} = 1:$	0,20 [-]	
	$n_{Gr,2} = 1:$	1,60 [-]	

### Berme

Bermenbreite	$b_{Berme} =$	[m]
Brandungstiefe	$d_{krit} =$	- [m]
Neigung unter Berme	$n_{oben} = 1:$	[m]
Neigung über Berme	$n_{unten} = 1:$	[m]
Böschungsneigung	$n_{neu} =$	- [-]

### Windstau

pauschaler Ansatz	$h_{Wi} =$	0 [m]
Zuiderseeformel	$h_{Wi} =$	0,01 [m]
max. Streichlänge	$S =$	345,45 [m]
Winkel zur Hauptwindrichtung	$\beta =$	5,08 [...°]

### Freibord

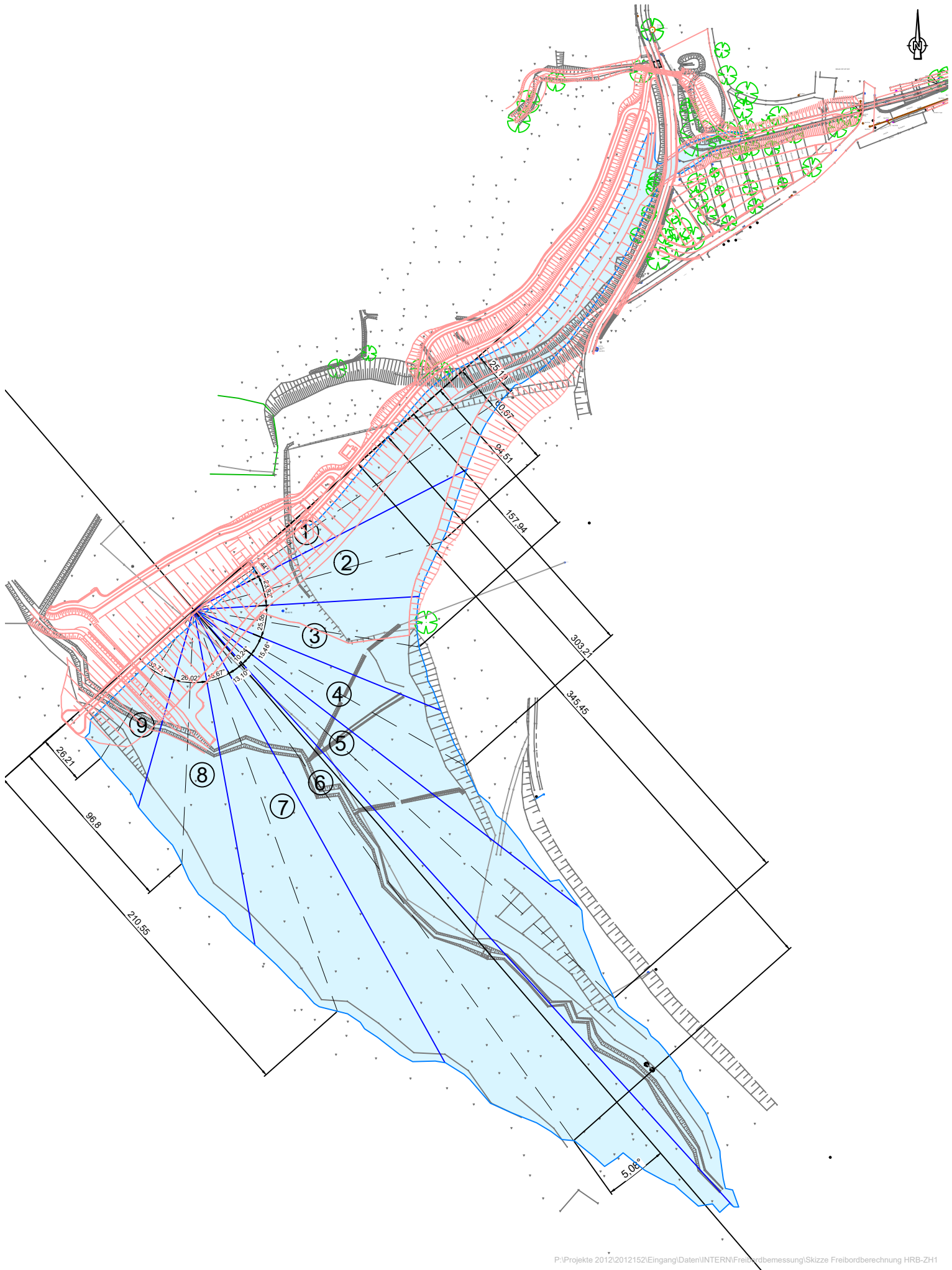
Wellenauflauf	$h_{Au,\%} =$	0,58 [m]
Windstau	$h_{Wi} =$	0,01 [m]
Sicherheitszuschlag	$h_{Si} =$	<u>0,00 [m]</u>

**erforderlicher Freibord**  $f_{erf} =$  **0,59 [m]**

# HRB Münchhof - $Z_{H1} = 166.77\text{m} + \text{NN}$

Skizze zur Freibordberechnung

Maßstab 1:2500



**Anlage 1**

Gemeinde: Ottersweier

Projekt: HRB Münchhof

Projektnummer: 2012-152

Bearbeiter: Lan

Datum: 16.12.2022

Ingenieurbüro für  
Tief- und Wasserbau  
Stadtplanung und  
Verkehrsanlagen**Freibordbemessung**Bemessung nach der Arbeitshilfe zur DIN 19700 für Hochwasserrückhaltebecken (Oktober 2007)  
und dem DVWK-Merkblatt 246/1997Hochwasserbemessungsfall

HWBF2

EingangsdatenErdbeschleunigung  $g =$  9,81 [m/s<sup>2</sup>]WassertiefeStauziel  $Z_{H2} =$  167,13 [m+NN]geodätische Höhe  $Z =$  161 [m+NN]Wassertiefe  $d =$  6,36 [m]charakteristische Wassertiefe  $d_i^* =$  0,28 [m]WindWindgeschwindigkeit  $w_{10} =$  25 [m/s]

DVWK-M 246 Tab. 1

Umrechnungsfaktor h-Mittels  $f_U =$  1,2 [-]

DVWK-M 246 Tab. 2

Vorfaktor  $f_V =$  0,5 [-]maßgeb. Windgeschwindigkeit  $w_{10, \text{gew}} =$  15 [m/s]

**Anlage 1**

Gemeinde: Ottersweier

Projekt: HRB Münchhof

Projektnummer: 2012-152

Bearbeiter: Lan

Datum: 16.12.2022



Ingenieurbüro für  
Tief- und Wasserbau  
Stadtplanung und  
Verkehrsanlagen

**Spektralanalyse**

Sektor		1	2	3	4
Winkel	$\Theta =$	14,44	16,76	23,41	21,48 [...°]
Gesamtwinkel	$\Theta_{ges} =$	14,44	31,2	54,61	76,09 [...°]
Spektralfaktor	$a_i^* =$	0,00	0,03	0,15	0,35 [-]
Spektralfaktor	$a_i =$	0,00	0,03	0,12	0,20 [-]
Streichlänge	$S_i =$	25,55	56,15	81,73	133,88 [m]
charakteristische Streichlänge	$S_i^* =$	1,11	2,45	3,56	5,84 [m]
mittlere partielle Wellenhöhe	$h_{We} =$	0,05	0,07	0,08	0,10 [m]

Sektor		5	6	7	8
Winkel	$\Theta =$	14,43	12,09	18,67	26,02 [...°]
Gesamtwinkel	$\Theta_{ges} =$	90,52	102,61	121,28	147,3 [...°]
Spektralfaktor	$a_i^* =$	0,51	0,64	0,82	0,96 [-]
Spektralfaktor	$a_i =$	0,16	0,13	0,18	0,15 [-]
Streichlänge	$S_i =$	297,4	344,73	211,13	97,84 [m]
charakteristische Streichlänge	$S_i^* =$	12,97	15,03	9,21	4,27 [m]
mittlere partielle Wellenhöhe	$h_{We} =$	0,15	0,16	0,13	0,09 [m]

Sektor		9	10	11	12
Winkel	$\Theta =$	32,71			[...°]
Gesamtwinkel	$\Theta_{ges} =$	180,01	180,01	180,01	180,01 [...°]
Spektralfaktor	$a_i^* =$	1,00	1,00	1,00	1,00 [-]
Spektralfaktor	$a_i =$	0,04	0,00	0,00	0,00 [-]
Streichlänge	$S_i =$	26,41			[m]
charakteristische Streichlänge	$S_i^* =$	1,15	0,00	0,00	0,00 [m]
mittlere partielle Wellenhöhe	$h_{We} =$	0,05	0,00	0,00	0,00 [m]

**mittlere Wellenkenngrößen**

mittlere Wellenhöhe	$h_{We} =$	0,12 [m]	
mittlere Wellenperiode	$t_{We} =$	1,1 [s]	
mittlere Wellenlänge	$l_{We} =$	1,97 [m]	
gewählte Wellenlänge	$l_{We, gew} =$	1,97 [m]	Iteration bis $l_{We, gew} = l_{We}$

## Anlage 1

Gemeinde: Ottersweier  
Projekt: HRB Münchhof  
Projektnummer: 2012-152

Bearbeiter: Lan  
Datum: 16.12.2022



### Wellenauflauf

Brandungswellen	$h_{Au,\%} =$	0,31 [m]	für $n < 1:1,60$
Schwingungswellen	$h_{Au,\%} =$	0,00 [m]	für $n > 1:0,20$
Übergangswellen	$h_{Au,\%} =$	0,00 [m]	für $1:1,6 > n > 1:0,20$
Auftretenshäufigkeit	$P =$	0,48 [-]	
Überschreitungswahrsch.	$x =$	1 [%]	DVWK-M 246 Tab. 6
Überschreitungskoeffizient	$k_x =$	2,4 [-]	DVWK-M 246 Tab. 6
Böschungsrauhheit	$k_D \cdot k_R =$	0,8 [-]	DVWK-M 246 Tab. 5
Umrechnungsfaktor	$k_{hWE} =$	2,4 [-]	DVWK-M 246 Tab. 4
Hilfsterm	$B =$	1,05 [-]	
Reflexionskoeffizient	$R =$	0,12 [-]	
Böschungsneigung	$n = 1:$	3 [-]	
Böschungsneigung	$\alpha =$	18,4 [...°]	
Grenzböschungsneigung	$n_{Gr,1} = 1:$	0,20 [-]	
	$n_{Gr,2} = 1:$	1,60 [-]	

### Berme

Bermenbreite	$b_{Berme} =$	[m]
Brandungstiefe	$d_{krit} =$	- [m]
Neigung unter Berme	$n_{oben} = 1:$	[m]
Neigung über Berme	$n_{unten} = 1:$	[m]
Böschungsneigung	$n_{neu} =$	- [-]

### Windstau

pauschaler Ansatz	$h_{Wi} =$	0,05 [m]
Zuiderseeformel	$h_{Wi} =$	0,00 [m]
max. Streichlänge	$S =$	344,73 [m]
Winkel zur Hauptwindrichtung	$\beta =$	5,6 [...°]

### Freibord

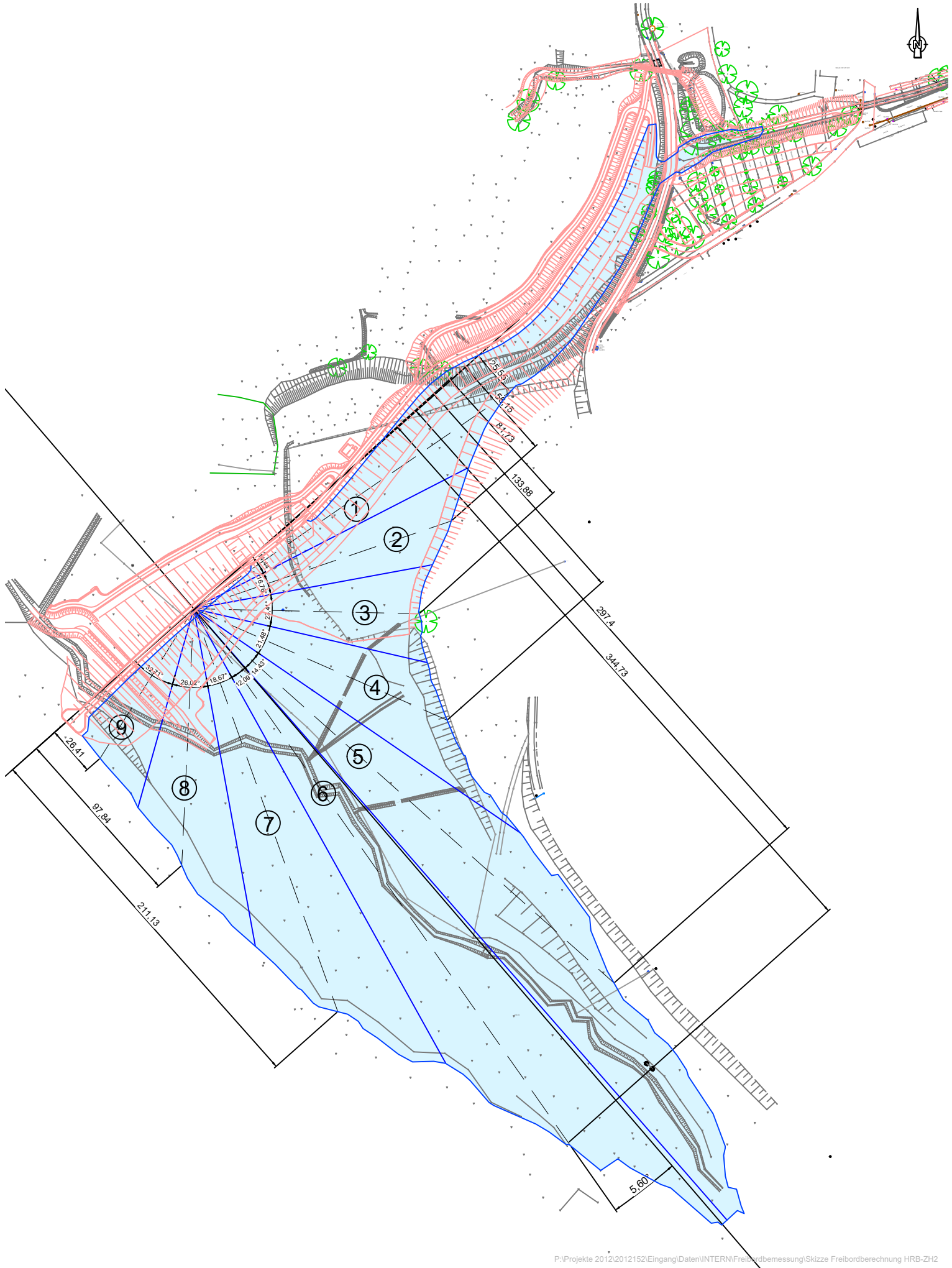
Wellenauflauf	$h_{Au,\%} =$	0,31 [m]
Windstau	$h_{Wi} =$	0,00 [m]
Sicherheitszuschlag	$h_{Si} =$	<u>0,50 [m]</u>

**erforderlicher Freibord**  $f_{erf} =$  **0,81 [m]**

# HRB Münchhof - $Z_{H2} = 167.13\text{m} + \text{NN}$

Skizze zur Freibordberechnung

Maßstab 1:2500



## **Anhang 2**

Zusatzuntersuchung:  
Rutschung südliche Beckenböschung -  
Kurzerläuterung

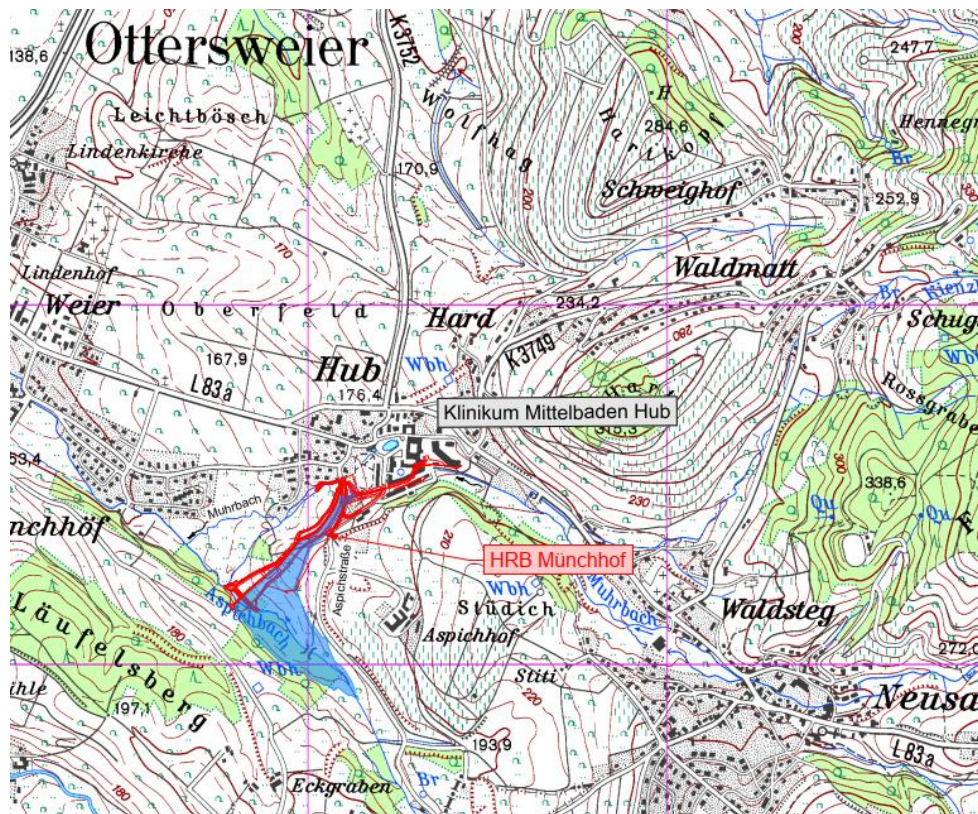
Entwurfs- und Genehmigungsplanung



**Gemeinde Ottersweier**  
*Attraktiv leben zwischen Rhein und Reben*

**Hochwasserschutzkonzept  
Notbach/Dorfbach  
HRB Münchhof**

**Zusatzuntersuchung:  
Rutschung südliche Beckenböschung  
Kurzerläuterung**



Kirchzarten, Renk/Bruder

Ingenieurgruppe  
Geotechnik

**INGENIEUR  
GRUPPE  
GEOTECHNIK**

Lindenbergstr. 12  
79199 Kirchzarten  
Tel.: (0 76 61) 93 91 - 0  
Fax: (0 76 61) 93 91 - 75

Lauf, 16.12.2022 Lan-bi

**ZINK**  
INGENIEURE

Poststraße 1 • 77886 Lauf  
Fon 07841 703-0 • www.zink-ingenieure.de



**Inhaltsverzeichnis:**

<b>1. Allgemeines und Sachverhalt .....</b>	<b>3</b>
<b>2. Geotechnische Ergebnisse .....</b>	<b>3</b>
<b>3. Grundlagen Impulsberechnung .....</b>	<b>6</b>
<b>4. Berechnung und Ergebnis .....</b>	<b>7</b>
<b>5. Zusammenfassung.....</b>	<b>11</b>
<b>6. Verwendete Unterlagen .....</b>	<b>12</b>

**Anhang:**

- 1 Skizze Lageplan (unmaßstäblich)
- 2 Böschungsbruchberechnungen
- 3 Ergebnis Impulswellen Querschnitt 0+050

## **1. Allgemeines und Sachverhalt**

Die Ingenieurgruppe Geotechnik hat analog zu den statischen Standsicherheitsnachweisen für den Damm, diese ebenfalls für die südliche Beckenböschung nach DIN 19700-10 bis -12 durchgeführt. Als Ergebnis kann festgehalten werden, dass die erhaltenen Sicherheiten bei den durchgeführten Berechnungen bei vollem Becken bereichsweise unter dem normativ geforderten Niveau jedoch deutlich oberhalb des Grenzzustandes (hier: Grenzgleichgewicht der Hangböschung) liegen.

Bei einem gemeinsamen Termin am 14.09.2022, u. a. unter Beteiligung des Landratsamts und dem Auftraggeber, wurde festgelegt, dass der Wellenauflauf, ausgelöst durch einen lokalen Böschungsrutsch, genauer untersucht werden muss. Des Weiteren verwies das Landratsamt auf Kapitel 6 in der Arbeitshilfe zur DIN 19700, worin drei Voraussetzungen aufgelistet sind, sodass eine Abweichung von den allgemein anerkannten Regeln der Technik (Böschungsrutschungen im Staubeckenbereich) in Kauf genommen werden kann.

Eine Abschätzung des Wellenaufbaus, ausgelöst durch einen lokalen Böschungsrutsch an der südlichen Beckenböschung bei Vollstauziel, wird im vorliegenden Bericht durchgeführt. Ebenfalls werden die drei Voraussetzungen zur Abweichung geprüft.

## **2. Geotechnische Ergebnisse**

### **Grundlagen der Nachweisführung**

In Hinblick auf eine einheitliche Sicherheitsdefinition und zur Vergleichbarkeit der Berechnungsergebnisse (Damm und Beckenböschungen) erfolgen die statischen Standsicherheitsnachweise für die Beckenböschungen nach DIN 19700-10 bis -12 mit globalen Sicherheitsbeiwerten analog zur Nachweisführung für den Damm. Obwohl dieses Vorgehen von den Vorgaben in DIN 19700 abweicht, wonach Standsicherheitsnachweise für Böschungen / Hänge im Staubecken (DIN19700-11, Abschnitt 7.5) nach DIN 1054 (Teilsicherheitskonzept) zu führen sind, ist dies vertretbar, da das Sicherheitsniveau beider Konzepte nahezu gleichwertig ist.

### **Bodenkennwerte**

Nach der geologischen Karte für Baden-Württemberg stehen im Bereich der Hänge im Süden bzw. Südwesten des HRB Fließerden (nordwestliche Bereiche) bzw. Lösslehme (südöstliche Bereiche) an. Dies deckt sich im Bereich des Absperrdamms mit den Ergebnissen der durchgeführten Erkundungen. Aufgrund des für Erkundungsgeräte unzugänglichen Hanggeländes war eine umfängliche Untergrunderkundung hier nicht möglich. Zur Ableitung charakteristischer Bodenkenwerte der anstehenden Böden als Eingangsparameter für die erdstatischen Berechnungen erfolgt eine Rückrechnung der Bestandshänge an einem maßgeblichen Profil (Profil mit maximalem Böschungswinkel gegen die Horizontale; hier: Profil 0+020 nach Unterlagen Zink Ingenieure) nach DIN 1054 (Teilsicherheitskonzept). Unter der zu validierenden Annahme, dass in den vergangenen Jahren keine Rutschungen im Bereich der Hänge aufgetreten sind und somit ein Sicherheitsniveau entsprechend der Bemessungssituation BS-T (vorübergehende Bemessungssituation gem. EC7 bzw. DIN 1054) vorhanden ist, ergeben sich die Parameter der Scherfestigkeit zu  $\phi'_k = 32^\circ$  und  $c'_k = 1 \text{ kN/m}^2$  (s. auch Berechnungsanlagen in der Anlage 2). Die ermittelten rückgerechneten Bodenkenwerte liegen auf der sicheren Seite, da bei der Parameterrückrechnung u. a. auf der Einwirkungsseite, die vor Ort zu beobachtenden Schichtwasseraustritte und die damit einhergehenden Strömungskräfte nicht berücksichtigt wurden.

## Ergebnisse der statischen Standsicherheitsnachweise

Im Rahmen der durchgeführten Berechnungen wurden für ausgewählte Profile zwischen Stationierung 0+000 und 0+200 (s. Planunterlage Zink Ingenieure) maßgebende Lastfälle (i. W. Volleinstau, Teileinstau, leeres Becken, schnelle Wasserspiegelabsenkung (sWSA), Erdbeben) untersucht. Die maßgebenden Böschungsprofile im Einstaubereich im Hinblick auf die Standsicherheit weisen die maximale Böschungsneigung auf. Im vorliegenden Fall werden daher die Profile QS 0+020 sowie QS 0+140 untersucht.

Die Berechnungen für die Lastfälle Volleinstau, schnelle Wasserspiegelabsenkung und Dritteinstau erfolgen auf der sicheren Seite liegend unter Berücksichtigung des  $Z\_V\_Klima = 167,16$  mNHN sowie  $Z\_H2\_Klima = 167,85$  mNHN sowie unter Ansatz von (bei der zu erwartenden, vergleichsweise kurzen Einstaudauer) auf der sicheren Seite liegenden Verläufen der Sickerlinien.

In der Anlage 2 sind exemplarisch für die zwei maßgebenden Profile (Profil QS 0+020 und QS 0+140, s. o.) die Berechnungsergebnisse für die Lastfälle (LF) Volleinstau ( $Z\_V\_Klima$  und  $Z\_H2\_Klima$ ), Dritteinstau und schnelle Wasserspiegelabsenkung (jew. TWB A, Bemessungssituation I (Volleinstau  $ZV\_Klima$ , Dritteinstau): erf. Sicherheit  $\eta_{ta}$  nach DIN19700: 1,3 bzw. II (schnelle Wasserspiegelabsenkung): erf. Sicherheit  $\eta_{ta}$  nach DIN19700: 1,2 bzw. III (Volleinstau  $ZH2\_Klima$ ): erf. Sicherheit  $\eta_{ta}$  nach DIN19700: 1,1 enthalten. Die Ergebnisse können wie folgt zusammengefasst werden:

### Profil 0+020

- LF Volleinstau  $ZV\_Klima$ , BSI:  $\eta_{ta\_vorhanden} = 1,22 < \eta_{ta\_erforderlich} = 1,3$
- LF Volleinstau  $ZH2\_Klima$ , BSIII:  $\eta_{ta\_vorhanden} = 1,25 > \eta_{ta\_erforderlich} = 1,1$
- LF sWSA, BSII:  $\eta_{ta\_vorhanden} = 0,91 \ll \eta_{ta\_erforderlich} = 1,2$
- LF Dritteinstau, BSI:  $\eta_{ta\_vorhanden} = 1,17 < \eta_{ta\_erforderlich} = 1,3$

### Profil 0+140

- LF Volleinstau  $ZV\_Klima$ , BSI:  $\eta_{ta\_vorhanden} = 1,32 > \eta_{ta\_erforderlich} = 1,3$
- LF Volleinstau  $ZH2\_Klima$ , BSIII:  $\eta_{ta\_vorhanden} = 1,33 > \eta_{ta\_erforderlich} = 1,1$
- LF sWSA, BSII:  $\eta_{ta\_vorhanden} = 1,2 = \eta_{ta\_erforderlich} = 1,2$
- LF Dritteinstau, BSI:  $\eta_{ta\_vorhanden} = 1,35 > \eta_{ta\_erforderlich} = 1,3$

**Bewertung der Ergebnisse:** Unter Berücksichtigung der o. a. Ergebnisse von durchgeführten (stichpunktartigen) Berechnungen - auf Basis sehr konservativer Festigkeitskennwerte für die anstehenden Böden - wären zur umfänglichen Einhaltung des Sicherheitsniveaus gem. DIN 19700 zumindest in Teilbereichen zwischen Absperrdamm und Station 0+140 Sicherungsmaßnahmen der Hangböschungen (z. B. Vorschüttungen bis ca. auf Höhe Einstauziel) erforderlich. Es ist davon auszugehen, dass die Standsicherheit der Böschungen südlich von QS 0+140 umfänglich gegeben ist, da die geometrischen und hydraulischen Randbedingungen (Böschungsneigung und -höhe, Einstautiefe) hier tendenziell günstiger werden.

Im Hinblick auf den Hochwasserschutz ist das Eintreten einer Rutschung der Hangböschung im Falle eines vollen Beckens potentiell als kritisch einzustufen, da

- sich in diesem Falle das Retentionsvolumen tendenziell verringert,
- infolge der Wellenbildung möglicherweise die Überflutungssicherheit des Damms gefährdet wird (s. u.) und
- infolge des Wellenauflaufes zusätzliche Kräfte auf den Absperrdamm wirken.

Die bei den durchgeführten Berechnungen erhaltenen Sicherheiten bei einem Teileinstau bzw. bei schneller Wasserspiegelabsenkung liegen unterhalb der Sicherheiten bei einem Vollstau Z\_V\_Klima bzw. Z\_H2\_Klima. Das Eintreten von (lokalen) Böschungsrutschungen bzw. eines Versagens der Böschungen im Falle eines leeren / teileingestauten Beckens bedingt entsprechende Sanierungen im Nachgang (festzuhalten im Überwachungsplan); unmittelbare Gefährdungen des Hochwasserschutzes sind in diesem Fall nicht gegeben. Auch sind keine Wege, baulichen Anlagen etc. in den Hängen / am Hangfuß vorhanden, für die eine Gefährdung durch das Eintreten von Rutschungen ausgehen könnte.

Für den Lastfall Volleinstau bei Z\_V\_Klima liegt die bei der für Profil 0+020 durchgeführten Berechnung erhaltene Sicherheit unter dem normativ geforderten Niveau, jedoch deutlich oberhalb des Grenzzustandes (hier: Grenzgleichgewicht der Hangböschung). Tritt dennoch der Versagensfall auf, so ist ein schlagartiger Böschungsbruch auf gesamter Böschungslänge auszuschließen, da die Böschungsneigungen uneinheitlich und bereichsweise auch deutlich flacher als bei den untersuchten Profilen (s. o.) sind. Außerdem ist zu beachten, dass die Berechnungen mit auf der sicheren Seite liegenden Annahmen (Z\_V\_Klima, große Eindringtiefe der Sickerfront (Grenzwertbetrachtung), s. o.) durchgeführt wurden.

Für den Lastfall Volleinstau bei Z\_H2\_Klima liegen die bei den durchgeführten Berechnungen erhaltenen Sicherheiten

- über dem normativ geforderten Niveau von  $\eta_{\text{erforderlich}} = 1,1$  und
- deutlich oberhalb des Grenzzustandes ( $\eta = 1,0$ ) sowie
- über den jeweiligen Sicherheiten bei Z\_V\_Klima.

Daher wird für die Impulsberechnung und die Überlagerung Wellenauflauf Böschungsrutschung und Wind im Fall Volleinstau der Lastfall Z\_V\_Klima angesetzt.

Wird durch eine Erhöhung des Absperrdamms

- das im Versagensfall der Hangböschungen bei Vollstau Z\_V\_Klima verminderte Retentionsvolumen kompensiert,
- das Freibord im Hinblick auf einen möglichen Wellenauflauf bei einer Böschungsrutschung bei Vollstau Z\_V\_Klima (sichere Seite, da ggf. eintretende Böschungsrutschungen bereits bei Teileinstau eintreten müssten, s. o.) erhöht und

der Nachweis des Absperrdamms unter Berücksichtigung der Auflaufkräfte geführt, kann nach unserer Einschätzung auf ein Abflachen / Stützen der Böschungen durch Vorschüttungen verzichtet werden.

### 3. Grundlagen Impulsberechnung

Impulswellen werden durch die Massenbewegungen wie Lawinen, Rutschungen, Fels- / Eisstürze erzeugt [A5]. Als Grundlage zur Abschätzung der Auswirkungen rutscherzeugter Impulswellen auf das Absperrbauwerk dient die Mitteilung 206 der ETH Zürich [A5]. Darin wird ein vollständiges Verfahren zur Abschätzung beschrieben, welches auf allgemeingültigen halbempirischen Berechnungsgleichungen basiert. In dem Bericht wird das Verfahren wie folgt beschrieben:

„Das Verfahren beruht auf Versuchsergebnissen mit teilweise großen Streuungen und lässt sich nur näherungsweise auf komplizierte Stauraumgeometrien anwenden. Die Ergebnisse sind daher als Abschätzung zu verstehen.“

Die Rutschparameter wie bspw. Wellenhöhe, Wellenamplitude und Wellenlänge werden zunächst nach der Berechnung nach Heller (2007) ermittelt [A5]. Es wird zwischen zwei Extremfällen unterschieden:

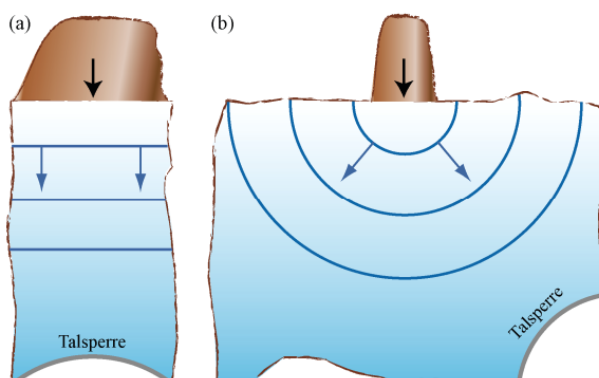
- (a) Extremfall (a) mit längs eintauchendem Rutsch und eingegengter transversalen Wellenausbreitung (2D)

und

- (b) Extremfall (b) mit seitlich eintauchendem Rutsch und völlig freier radialer Wellenausbreitung (3D).

Die daraus ermittelten Wellenparameter vor dem Absperrbauwerk dienen als Grundlage für die Berechnung der Auflaufhöhe bzw. das Überschwappvolumen nach Müller (1995) [A5].

Abbildung 1 zwei ideale Stauraumgeometrien: Extremfall (a) links und Extremfall (b) rechts [A5].



## 4. Berechnung und Ergebnis

Für das HRB Münchhof wird die Stauraumgeometrie Extremfall b und 3D angesetzt (Anlage 1). Aufgrund der seitlichen und nicht frontalen Lage der südlichen Beckenböschung zum Absperrbauwerk wurde der Extremfall b gewählt. Ein schlagartiger und flächendeckender Böschungsbruch kann ausgeschlossen werden, es wird mit lokalen Böschungsbrüchen gerechnet. Als Grundlage für die Berechnung dient der Querschnitt 0+050 der südlichen Beckenböschung. Da die Rutschbreite 60 m beträgt, wird der Querschnitt 0+50 (0+20 bis 0+80) als mittlerer Bemessungsquerschnitt ausgewählt. Die Neigung variiert zwischen 1:1.6 (32°) und 1:2 (26°), sodass die Neigung auf 30° für die Berechnung festgelegt wird. Nach Angabe der IGG ist davon auszugehen, dass die Standsicherheit der Böschungen südlich von Querschnitt 0+140 gegeben ist, da die geometrischen und hydraulischen Randbedingungen (Böschungsneigung und -höhe, Einstautiefe) hier tendenziell günstiger werden. Bei der Ermittlung des Rutschvolumens wird vom Worst-Case ausgegangen, sodass das gesamte Rutschvolumen oberhalb des Wasserspiegels liegt. Die daraus berechnete Rutschgeschwindigkeit liegt somit auf der sicheren Seite. Auch die Parameter Rutschporosität und Rutschdichte sind unter einem Sicherheitszuschlag gewählt worden.

Als maßgebender Fall wird das Vollstauziel  $Z_v = 166,20 + 0,20 \text{ m}^1 + 0,02 \text{ m}^2 = 166,42 \text{ m} + \text{NN}$  angesetzt und das ebenfalls erhöhte Vollstauziel Lastfall Klima ( $Z_v \text{ Klima} = 167,18 \text{ m} + \text{NN}$ ) angesetzt (Kapitel 0).

Als Einflussparameter werden folgende Werte angesetzt:

*Tabelle 1 - Übersicht Einflussparameter auf Impulswellengenerierung und Wellenparameter (vgl. Abbildung 2 und 3)*

Parameter	Zeichen	0+050	Quelle
Rutscheintauchgeschwindigkeit	$V_s$ [m/s]	6	Angabe, IGG
Rutschmächtigkeit	$s$ [m]	2	Angabe, IGG
Rutschbreite	$b$ [m]	60	Angabe, IGG
Rutschdichte	$\rho_s$ [kg/m <sup>3</sup> ]	1600	Angabe, IGG
Rutschporosität	$n$ [%]	31	Angabe, IGG
Rutscheintauchwinkel	$\alpha$ [°]	30	Angabe, IGG
Rutschvolumen	$\forall_s$ [m <sup>3</sup> ]	1200	Angabe, IGG
Ruhewassertiefe am Eintauchpunkt	$h$ [m]	6	Planung, IBZ
Radialdistanz	$r$ [m]	145	Planung, IBZ
Wellenpropagationswinkel	$\gamma$ [°]	-44	Planung, IBZ
Ruhewassertiefe am Absperrbauwerk	$h$ [m]	7	Planung, IBZ
Auslaufwinkel	$\beta$ [°]	18	Planung, IBZ
Kronenbreite	$b_K$ [m]	4	Planung, IBZ

<sup>1</sup> Erhöhung durch Bodenkompensation

<sup>2</sup> Erhöhung durch Volumenkompensation Rutschung

Abbildung 2 - Definitionsskizze Einflussparameter auf Impulswellengenerierung und Wellenparameter in (a) 2D und (b) 3D [A5].

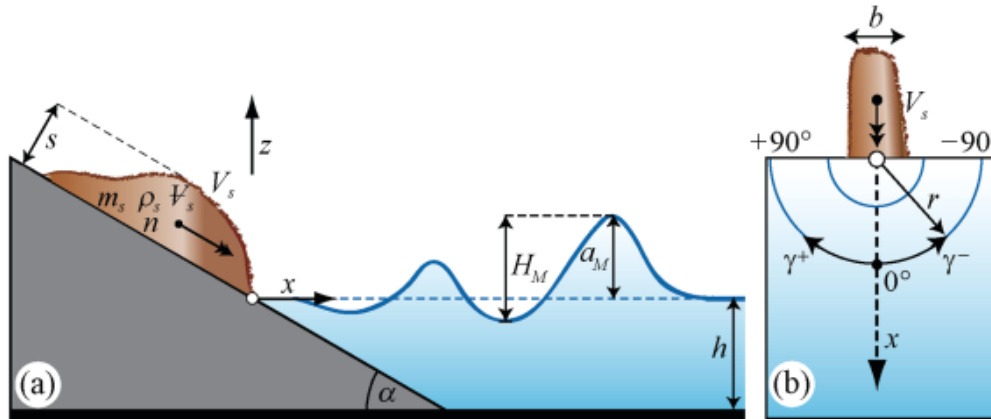
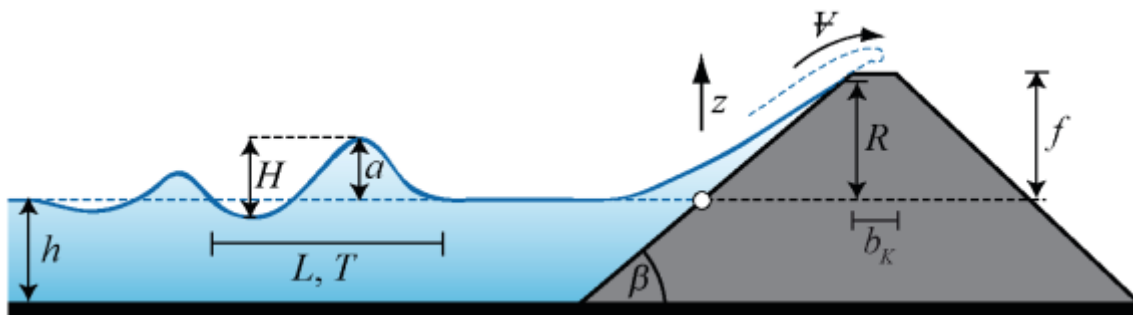


Abbildung 3 Definitionsskizze zum Wellenauflauf und Überschwappen an einem Absperrbauwerk [A5].



Das Rutschvolumen wurde nach Angabe der IGG auf der sicheren Seite liegend und unter der Annahme, dass der gesamte Gleitkörper von oberhalb des Wassers rutscht, festgelegt.

Tabelle 2 Übersicht Ergebnisse Impulsberechnung (vgl. Abbildung 2 und 3)

Parameter	Zeichen	0+050	0+050
Stauziel	Zv [m+NN]	166,42	167,18
Jährlichkeit	TN [a]	100	100 LF Klima
Wellenhöhe	H <sub>M</sub> [m]	0,4	0,4
Wellenamplitude	a <sub>M</sub> [m]	0,3	0,3
Auflaufhöhe	R [m]	0,7	0,7
Überschwappvolumen pro Laufmeter Sperrlänge <sup>3</sup> für f = 0 <sup>4</sup>	V <sub>0</sub> [m <sup>3</sup> /m]	1,8	2,1
Überschwappzeit f = 0 <sup>4</sup>	t <sub>0</sub> [s]	8,2	8,6
Mittlerer Durchfluss pro Laufmeter Sperrlänge für f = 0 <sup>4</sup>	q <sub>0m</sub> [m <sup>2</sup> /s]	0,2	0,5
Anzahl verletzte Limitationen von insgesamt 24 (3D)	-	5	5

<sup>3</sup> Länge Absperrbauwerk

<sup>4</sup> Annahme: kein Freibord f = 0 vorhanden, wenn R > f

### **Vollstauziel Z<sub>v</sub>:**

Unter Berücksichtigung der Ergebnisse kann bei einer Böschungsrutschung ein Überschwappvolumen von  $V_0 = 1,8 \text{ m}^3/\text{m} \times 30 \text{ m} = 54 \text{ m}^3$  in  $t_0 = 8,2 \text{ sec}$  über die Hochwasserentlastungsanlage ermittelt werden. Die Auflauhöhe R beträgt  $R = 0,70 \text{ m}$ . Da als maßgebender Wasserspiegel Z<sub>v</sub> berücksichtigt ist, muss die Dammkronenoberkante mindestens bei  $166,42 \text{ m} + \text{NN} + 0,70 \text{ m} = 167,12 \text{ m} + \text{NN}$  liegen. Die Auflauhöhe R kann durch die geplante Dammkronenoberkante von mindestens  $167,90 \text{ m} + \text{NN}$  ausgeglichen werden.

Der Volumenverlust bei einer Böschungsrutschung bei Volleinstau (ca.  $1.200 \text{ m}^3$ ) wird durch eine Anhebung des Vollstauziels um ca.  $2 \text{ cm}$  ausgeglichen. Die Vorgaben, resultierend aus dem Bodenmanagement von ca.  $0,20 \text{ m}$ , werden beim Vollstauziel berücksichtigt (Tabelle 3). Das Vollstauziel Z<sub>v</sub> wird auf  $166,42 \text{ m} + \text{NN}$  erhöht (Tabelle 4). Die Vorgaben des Bodenmanagements ergeben sich unter Berücksichtigung der aktuellen geotechnischen Konzeption ohne Überschuss vom Abtrag und dahineingehend einen  $20 \text{ cm}$  höheren Damm. Bisher beträgt das Abtragsvolumen rund  $42.000 \text{ m}^3$ , wobei etwa  $19.000 \text{ m}^3$  nicht für den Dammbau erforderlich sind. Durch den Abtrag wird ein Rückhaltevolumen von  $8.000 \text{ m}^3$  geschaffen. Falls dies nicht abgetragen wird, würde sich das Stauziel (TN = 100a) um etwa  $20 \text{ cm}$  erhöhen. Der Abtragsbereich wurde nur stichprobenartig erkundet, sodass nicht sicher ist, wieviel Abtragsvolumen als Dammmaterial trotz Bindemittelzugabe tatsächlich geeignet ist (Besprechung 17.03.2022).

### **Außergewöhnlichen Stauziele (Z<sub>H1</sub> und Z<sub>H2</sub>):**

Im HWBF1 und HWBF2 sind die bisher ermittelten Freibordanteile durch Wind zu berücksichtigen (Tabelle 3). Auch die Vorgaben, resultierend aus dem Bodenmanagement von ca.  $0,2 \text{ m}$ , werden berücksichtigt. Die Wellenbildung durch die Böschungsrutschung und Volumenverlust bei einer Böschungsrutschung werden nicht berücksichtigt. Da bereits beim Vollstauziel (siehe Kap. 2) davon ausgegangen werden kann, dass es zu einer Rutschung an der südlichen Beckenböschung kommt, wird eine Überlagerung Wellenauflauf, Böschungsrutschung und Wind bei den außergewöhnlichen Stauzielen nicht berücksichtigt (Tabelle 4). Im HWBF 2 liegen die erhaltenen Sicherheiten deutlich über dem normativ geforderten Niveau von  $\eta_{\text{erforderlich}} = 1,1$  und deutlich oberhalb des Grenzzustandes ( $\eta = 1,0$ ). Der Nachweis einer ausreichenden Sicherheit gegen Versagen bei HWBF 2 ist somit erbracht. Die Betrachtung von Rutschungsereignissen ist entsprechend nicht erforderlich.

Die geringste Sicherheit ergibt sich für den Lastfall der Wasserspiegelabsenkung, da sich aufgrund der vergleichsweise geringen Wasserdurchlässigkeit der anstehenden Erdstoffe und der vergleichsweise kurzen Entleerungsdauer des Beckens ein Nachlaufen der Sickerlinie ergibt, woraus entsprechend ungünstig wirkenden Strömungskräfte resultieren.

Daraus resultiert eine erforderliche Dammkronenoberkante von  $167,94 \text{ m} + \text{NN}$ , gewählt wird eine Oberkante Damm von  $167,95 \text{ m} + \text{NN}$ . Der erforderliche Freibord durch Wind im HWBF 2 von  $f = 0,81 \text{ m}$  wird eingehalten.



*Tabelle 3 - Übersicht Berücksichtigung Freibord HRB Münchhof*

	Zv	Z <sub>H1</sub>	Z <sub>H2</sub>
Erhöhung Bodenmanagementkonzept	ja	ja	ja
Ausgleich Volumenverlust durch Böschungsrutschung	ja	-	-
Freibord Wellenaufbau durch Wind	-	ja	ja

*Tabelle 4 - Übersicht Kenndaten HRB Münchhof*

Parameter	Zeichen	Einheit	Zv	Z <sub>H1</sub>	Z <sub>H2</sub>
Hochwasserbemessungsfall	HWBF	-	3	1	2
Jährlichkeit	TN	a	100	500	5000
Stauziel	Z	m+NN	166,20	166,57	166,93
Freibord Wellenaufbau durch Wind	h <sub>Au</sub>	m		0,57	0,31
Sicherheitszuschlag	h <sub>si</sub>	m			0,50
Summe Freibord	f	m		0,57	0,81
erforderliche Dammhöhe Wind	Z <sub>k<sub>erf</sub></sub>	m+NN		167,14	167,74
geplante Dammhöhe GPL	Z <sub>k<sub>gepl</sub></sub>	m+NN		167,90	167,90
Erhöhung Bodenmanagementkonzept	f <sub>b</sub>	m	0,20	0,20	0,20
Ausgleich Volumenverlust durch Böschungsrutschung	f <sub>v</sub>	m	0,02		
Wellenaufbauhöhe durch Böschungsrutschung	R	m	0,70		
Wellenamplitude durch Böschungsrutschung	a	m	0,30		
Überschwapfvolumen für f = 0 in t <sub>0</sub> =8,2sec	∇ <sub>0</sub>	[m <sup>3</sup> /s]	54		
Stauziel neu	Z	m+NN	166,42	166,77	167,13
erforderliche Dammhöhe gesamt	Z <sub>k<sub>erf</sub></sub>	m+NN	167,12	167,34	167,94
geplante Dammhöhe	Z <sub>k<sub>gepl</sub></sub>	m+NN	-	-	167,95

Unter Berücksichtigung des Querschnitt 0+20 und einer Böschungsneigung von 32°, ergeben sich gleiche bis geringfügig höhere Werte. Die Auflaufhöhe liegt bei +0,1m (R=0,8m), das Überschwapfvolumen bei +0,2m<sup>3</sup>/m (∇<sub>0</sub> = 2,0 m<sup>3</sup>/m) und die Überschwapzeit bei +0,1 s (t<sub>0</sub>=8,3s). Die erhöhte Auflaufhöhe kann ebenfalls noch eingehalten werden.

## 5. Zusammenfassung

Die Ingenieurgruppe Geotechnik hat analog zu den statischen Standsicherheitsnachweisen für den Damm diese ebenfalls für die südlichen Beckenböschung nach DIN 19700-10 bis -12 durchgeführt. Als Ergebnis kann festgehalten werden, dass die bei den durchgeführten Berechnungen erhaltenen Sicherheiten bei vollem Becken bereichsweise unter dem normativ geforderten Niveau, jedoch deutlich oberhalb des Grenzzustandes (hier: Grenzgleichgewicht der Hangböschung) liegen (s. Kapitel 2). Tritt dennoch der Versagensfall auf, so ist ein schlagartiger Böschungsbruch auf gesamter Böschungslänge auszuschließen.

Eine Abschätzung des Wellenaufbaus, ausgelöst durch einen lokalen Böschungsrutsch an der südlichen Beckenböschung bei Vollstauziel, wird im vorliegenden Bericht durchgeführt.

In Abstimmung mit dem Landratsamt kann auf eine Ertüchtigung der südlichen Beckenböschung verzichtet werden, wenn folgende Voraussetzungen in Kapitel 6 der Arbeitshilfe zur DIN 19700 erfüllt sind:

*Wenn die Tragfähigkeit des Dammbauwerkes (1) nachweislich nicht beeinträchtigt wird und keine Gefahr für Unterlieger des Hochwasserrückhaltebeckens (2) besteht, können in Abweichung von den a. a. R. d. T. Böschungsrutschungen in den Staubeckenbereichen in Kauf genommen werden, wenn seitens Betreiber und Aufsichtsbehörde eine Zustimmung (3) vorliegt.*

### *(1) Tragfähigkeit des Dammbauwerkes*

Die infolge des Wellenaufbaues zusätzlich einwirkenden Kräfte/Kraftgrößen werden bei den Nachweisen berücksichtigt. Die Kräfte führen zu keinen erforderlichen Veränderungen der technischen Planung der HRB.

### *(2) keine Gefahr für Unterlieger des Hochwasserrückhaltebeckens*

Der Nachweis der Wellenbildung durch eine Rutschung der südlichen Beckenböschung konnte im vorliegenden Bericht dargestellt werden. Unter Berücksichtigung der Ergebnisse kann bei einer Böschungsrutschung ein Überschwappvolumen von  $54 \text{ m}^3$  in  $t_0 = 8,2 \text{ sec}$  über die Hochwasserentlastungsanlage ermittelt werden. Dies kann als gering eingestuft werden. Unmittelbar unterhalb des Beckens sind keine bebauten Flächen vorhanden. Im unterhalb bebauten Ortsbereich ist keine signifikante Erhöhung der Wasserspiegellage zu erwarten, die zu einer Verschlechterung des Hochwasserschutzes führen würde.

### *(3) Zustimmung von Betreiber und Aufsichtsbehörde*

Die Zustimmung des Betreibers, die Gemeinde Ottersweier, liegt vor.

Als Vorgabe des Landratsamtes müssen Setzungspegel an der südlichen Böschung angebracht werden. Diese werden insbesondere nach dem Probestau und in regelmäßigen Abständen kontrolliert.

Der vorliegende Bericht zeigt, dass die o. g. drei Punkte nachgewiesen werden können, sodass auf eine Ertüchtigung der südlichen Beckenböschung verzichtet werden kann.

Die technische Planung muss wie folgt an die neuen Kennwerte angepasst werden:

	alt	neu
<b>Z<sub>v</sub></b>	166,20	166,42
<b>Z<sub>H1</sub></b>	166,57	166,77
<b>Z<sub>H2</sub></b>	166,93	167,74
<b>Z<sub>k<sub>gepl</sub></sub></b>	167,90	167,95

Das Vollstauziel  $Z_v$  und somit auch die Schwelle der Hochwasserentlastungsanlage wird auf 166,42 m+NN erhöht. Die geplante Dammkronenoberkante liegt bei 167,95 m+NN.

## 6. Verwendete Unterlagen

- [A1] DIN 19700, Teil 10, 2004-07, Stauanlagen gemeinsame Festlegung
- [A2] DIN 19700, Teil 11 2004-07, Stauanlagen Talsperren
- [A3] DIN 19700, Teil 12, 2004-07, Stauanlagen Hochwasserrückhaltebecken
- [A4] DVWK Merkblatt 246, 1997, Freibordbemessung an Stauanlagen
- [A5] Heller, V., Hager, W.H. und Minor, H.-E. (2008), Rutscherzeugte Impulswellen in Stauseen: Grundlagen und Berechnung. Mitteilungen 206, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW), H.-E. Minor, Hrsg. ETH Zürich.

## Anlagen

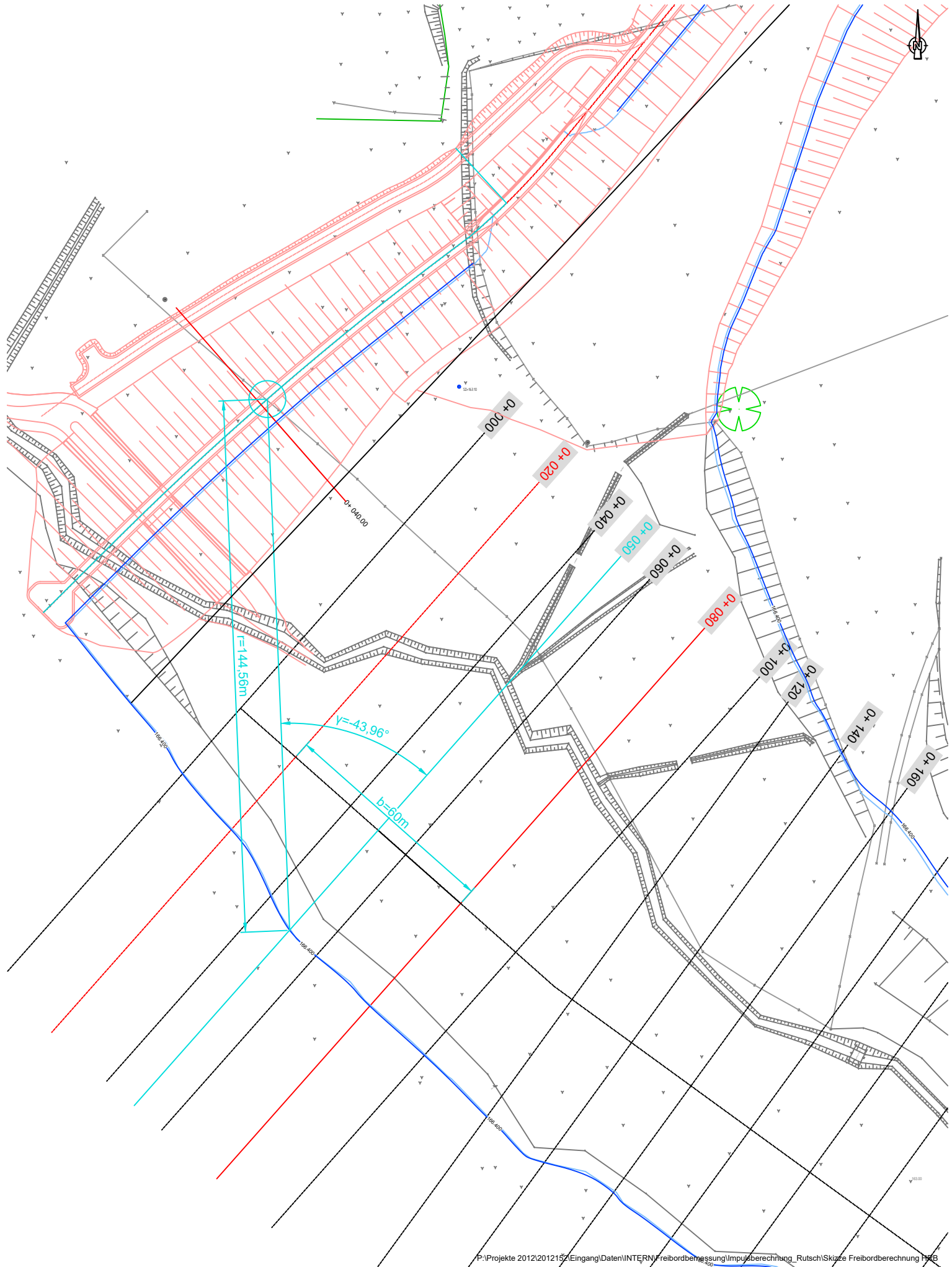
- 1 Skizze Lageplan (unmaßstäblich)
- 2 Böschungsbruchberechnungen
- 3 Ergebnis Impulswellen Querschnitt 0+050

## **Anlage 1**

**Skizze Lageplan (unmaßstäblich)**

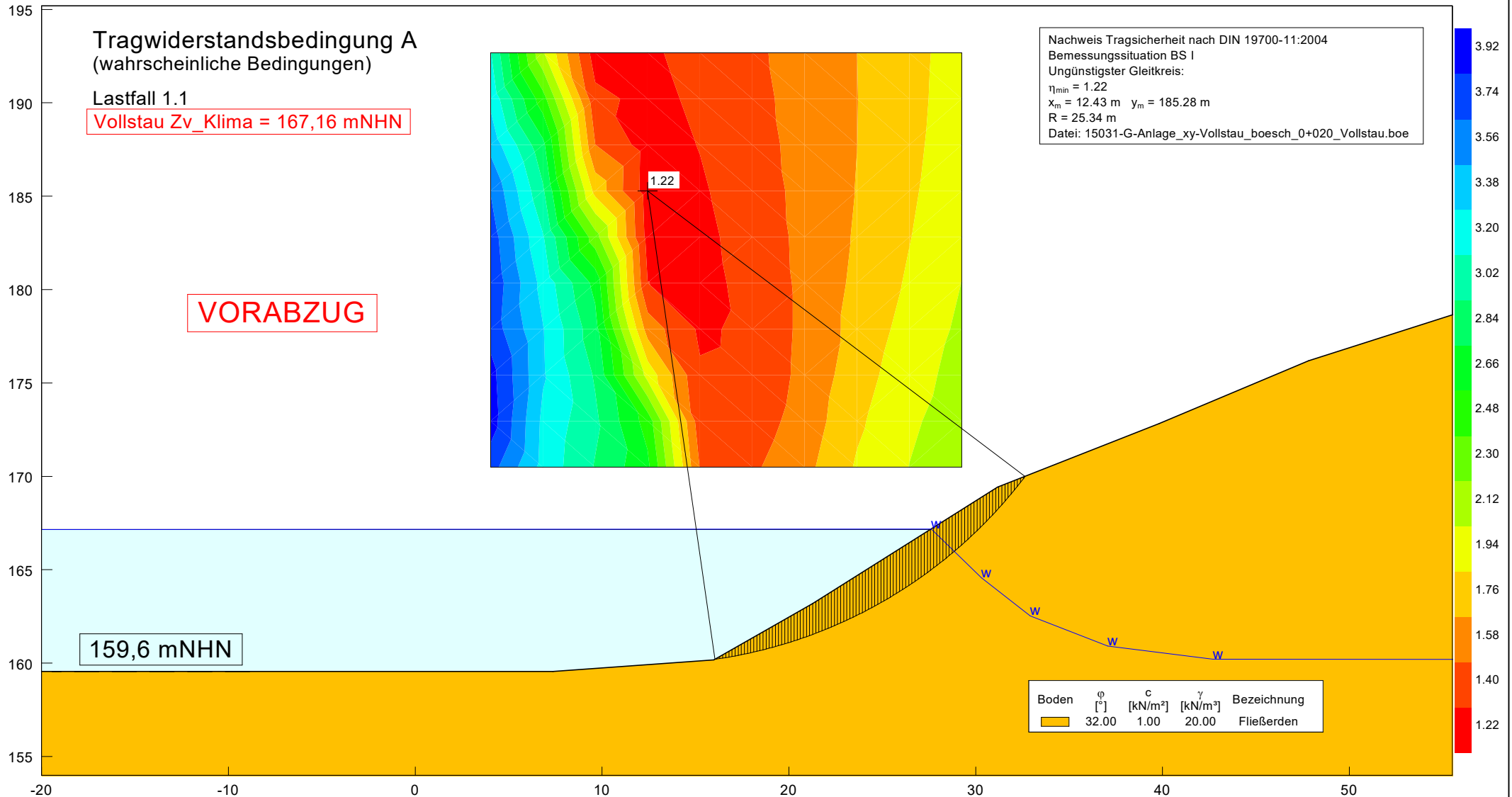
# HRB Münchhof

Skizze Lageplan (unmaßstäblich)

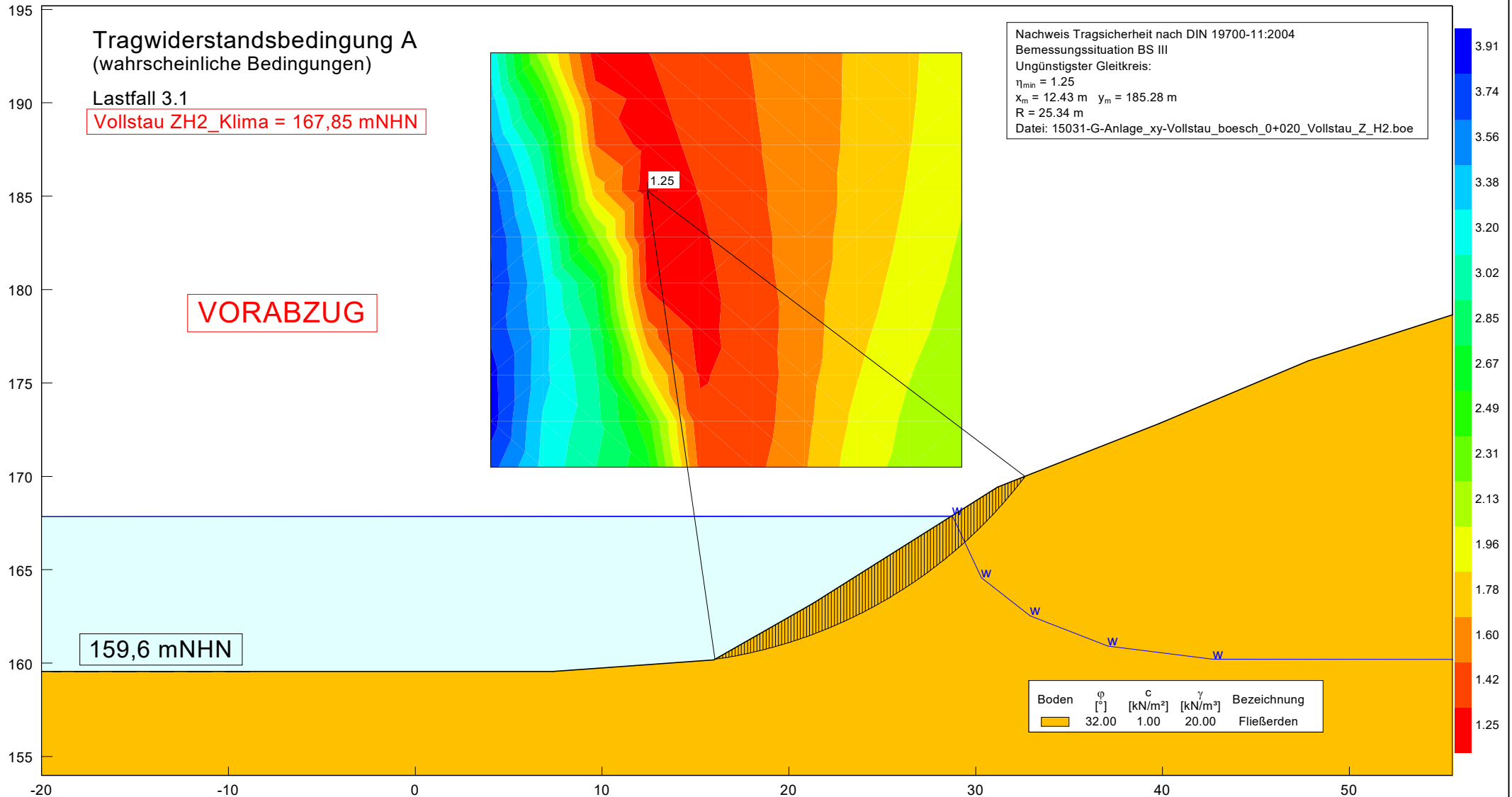


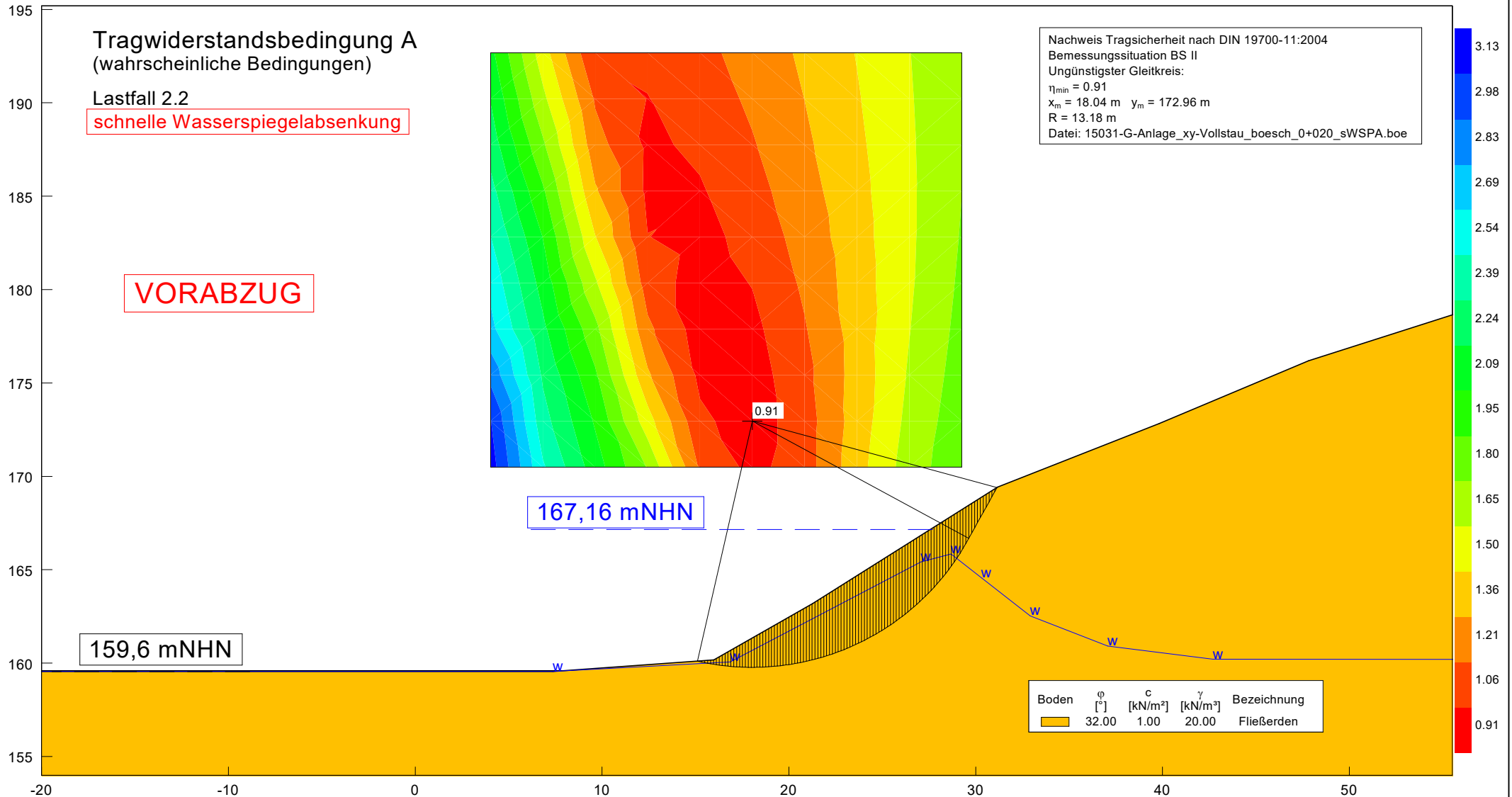
## **Anlage 2**

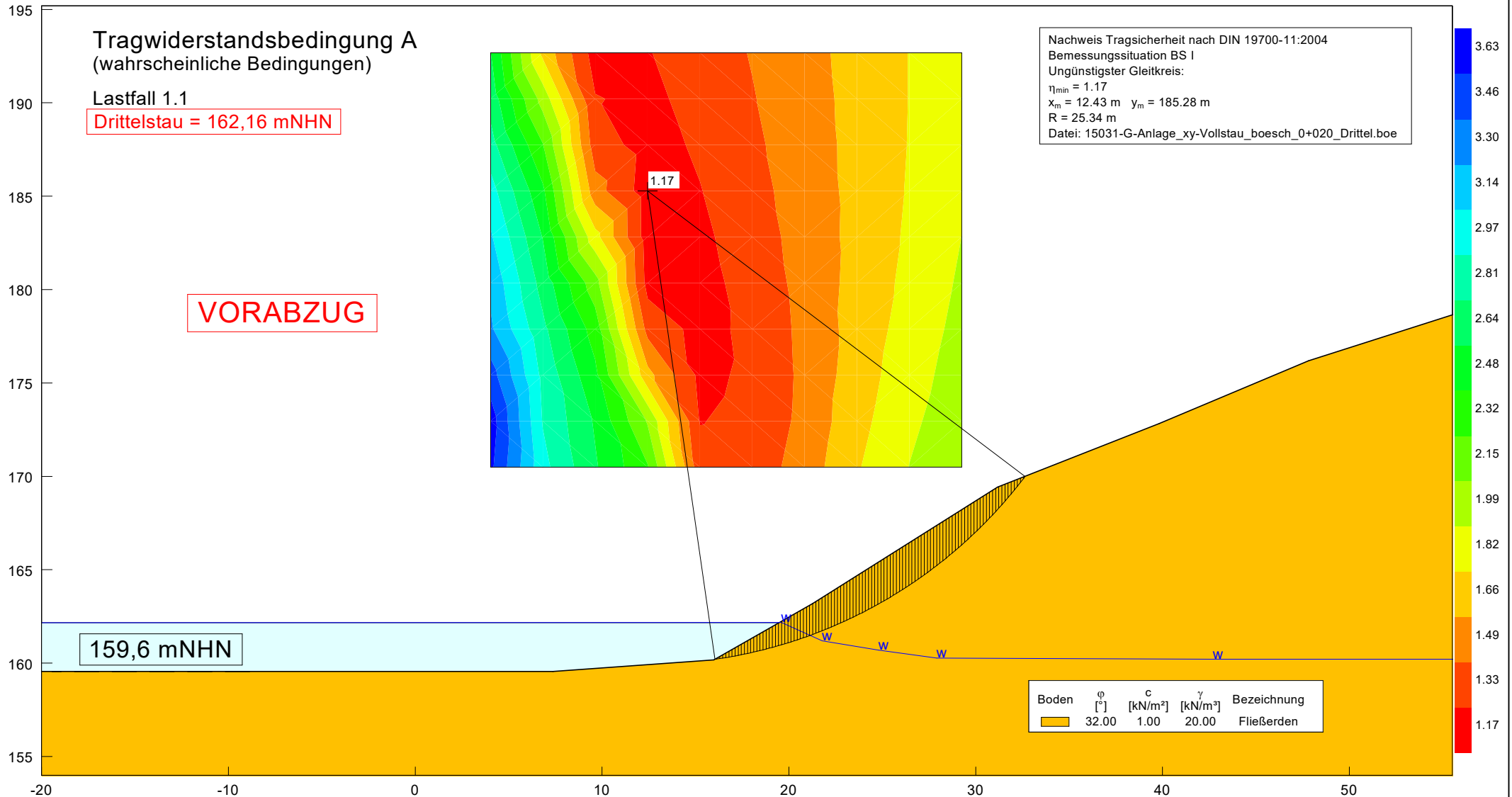
### **Böschungsbruchberechnungen**

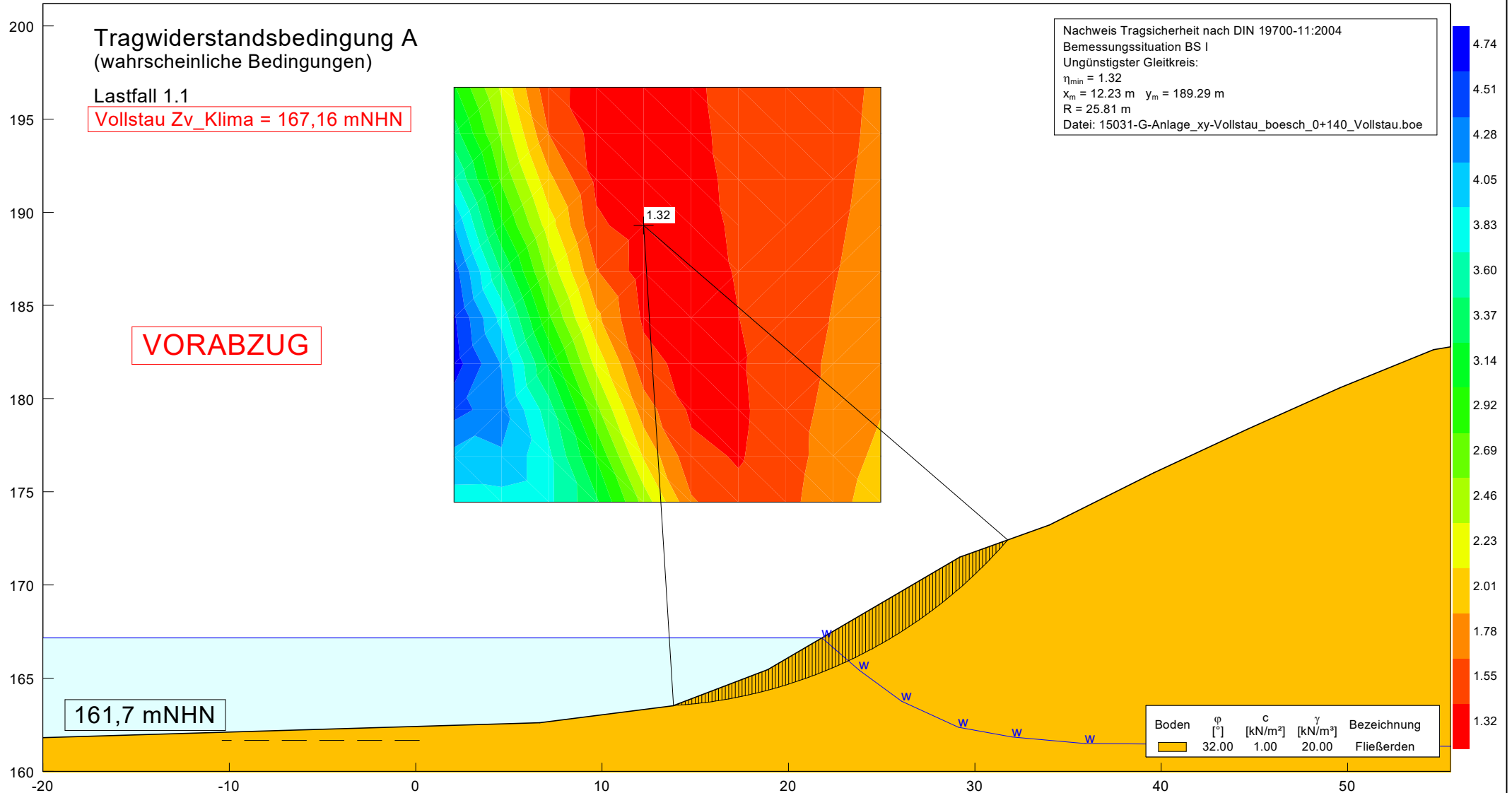


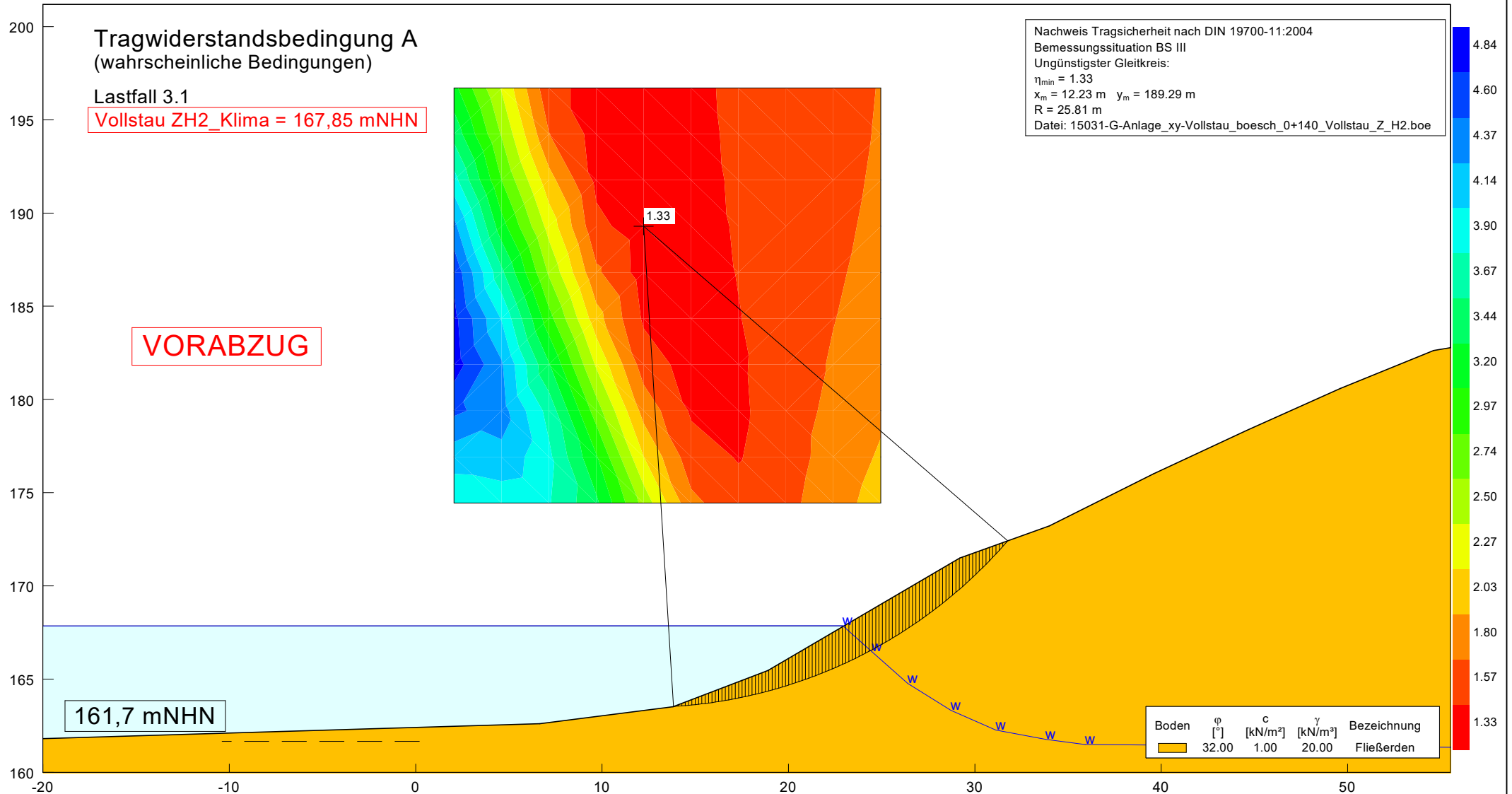


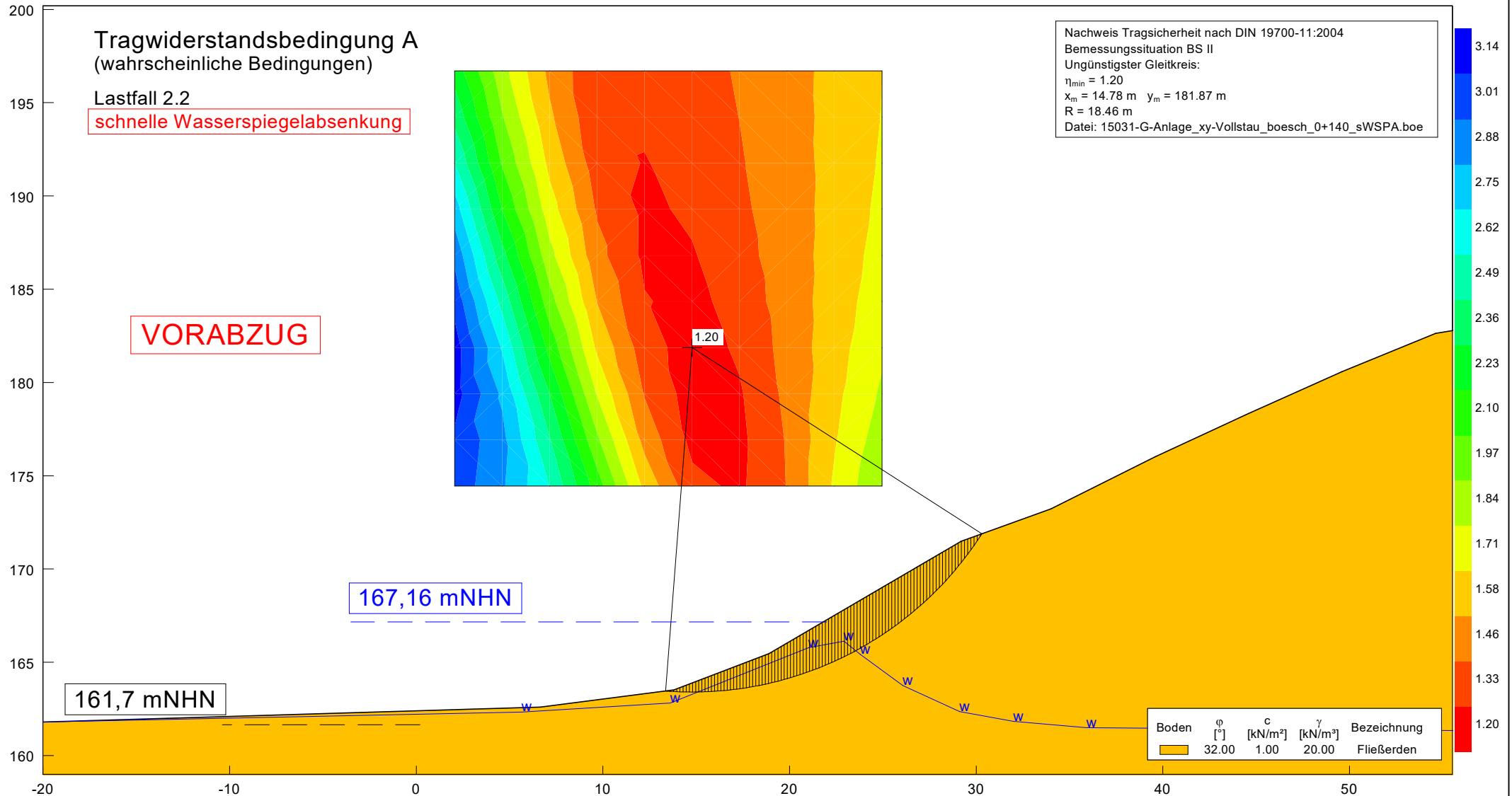


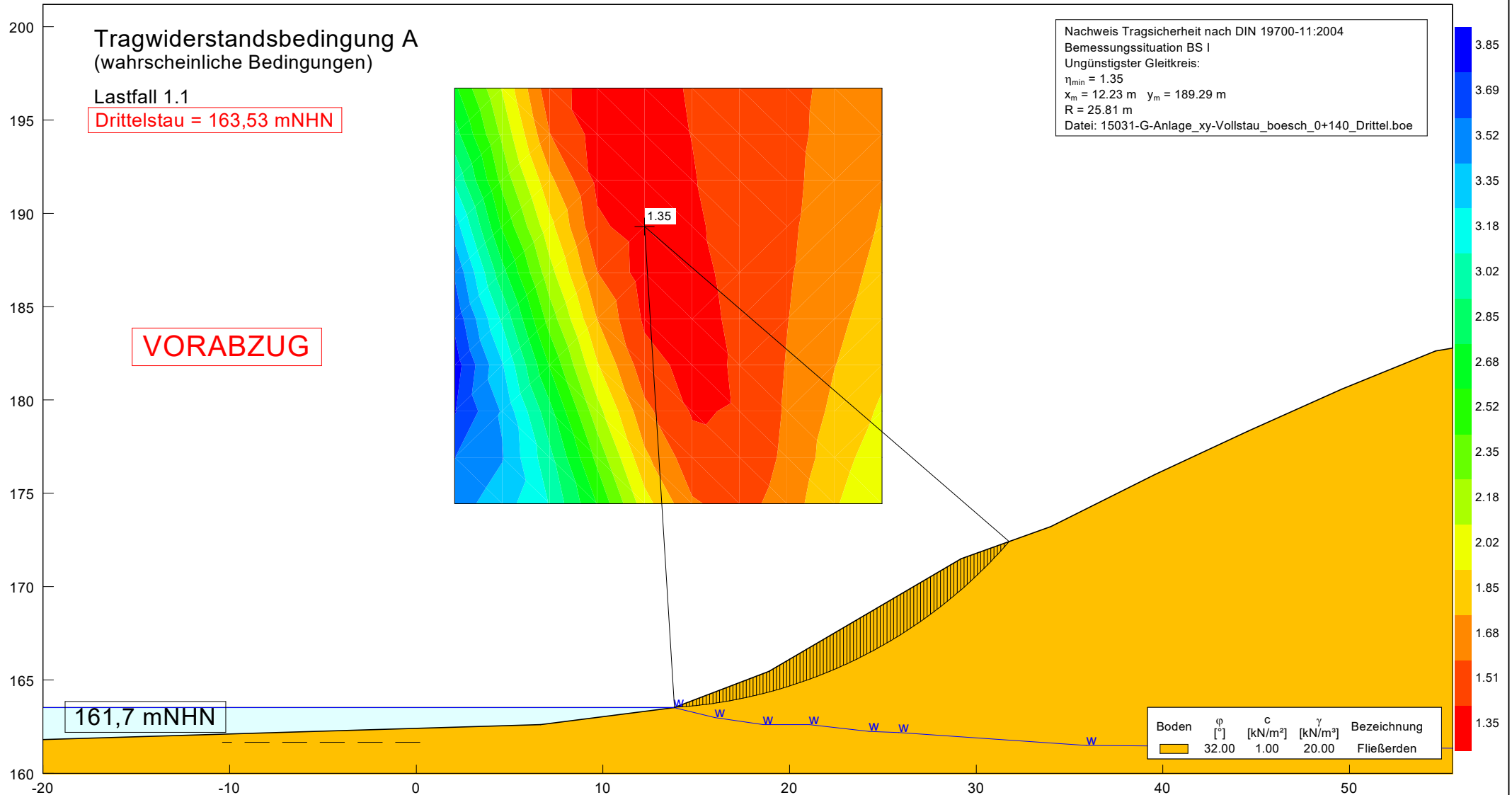












## **Anlage 3**

**Ergebnis Impulswellen  
Querschnitt 0+050**



Rutscherzeugte Impulswellen in Stauseen - Grundlagen und Berechnung Elektronische Berechnungstabellen			
Name Prototyp	HRB Münchhof	Bearbeiter	Lan
Berechnungspunkt	0+050	Datum	22.09.2022
Einflussparameter			
Wellengenerierung (Unterkap. 3.2.2)			
Rutscheintauchgeschwindigkeit $V_s$ [m/s]	6	Rutschkichte $\rho_s$ [kg/m <sup>3</sup> ]	1.600
Rutschvolumen $\Psi_s$ [m <sup>3</sup> ]	1.200	Rutschporosität $n$ [%]	31
Rutschmächtigkeit $s$ [m]	2	Rutscheintauchwinkel $\alpha$ [°]	30
Rutbreite bzw. Stauseebreite $b$ [m]	60	Ruhewassertiefe $h$ [m]	6
Wellenausbreitung (3D oder 2D) (Unterkap. 3.2.2)			
Wellenbecken (3D)		Wellenkanal (2D)	
Radialdistanz $r$ [m]	145	Distanz $x$ [m]	-
Wellenpropagationswinkel $\gamma$ [°]	-44		
Wellenaufbau und Überschwappen (Unterkap. 3.3.2)			
Ruhewassertiefe $h$ [m]	7	Freibord $f$ [m]	0
Aufbauwinkel $\beta$ [°]	18	Kronenbreite $b_K$ [m]	4
Hauptergebnisse			
Wellenhöhe $H$ ( $H_M$ ) [m]	0,4		
Wellenamplitude $a$ ( $a_M$ ) [m]	0,3		
Wellenperiode $T$ ( $T_M$ ) [s]	6,2		
Wellenlänge $L$ ( $L_M$ ) [m]	52,5		
Aufbauhöhe $R$ [m]	0,7		
Überschwappvolumen $\Psi_0$ pro Laufmeter Sperrenlänge für $f = 0$ [m <sup>3</sup> /m]	1,8		
Überschwappzeit $t_0$ für $f = 0$ [s]	8,2		
Mittlerer Durchfluss $q_{0m}$ pro Laufmeter Sperrenlänge für $f = 0$ [m <sup>2</sup> /s]	0,2		
Maximaler Durchfluss $q_{0M}$ pro Laufmeter Sperrenlänge für $f = 0$ [m <sup>2</sup> /s]	0,4		
Überschwappvolumen pro Laufmeter Sperrenlänge $\Psi$ [m <sup>3</sup> /m]	1,3		
Horizontale Kraftkomponente pro L.S. nur infolge Ruhewasserdruck $K_{RW,h}$ [N/m]	240.345		
Vertikale Kraftkomponente pro L.S. nur infolge Ruhewasserdruck $K_{RW,v}$ [N/m]	722.504		
Wellentyp (Stokes-ähnliche Wellen 3.4.3 oder restliche Wellentypen 3.4.4)	Stokes		
Restliche: Totale horizontale Kraftkomponente pro Laufmeter Sperrenlänge infolge Impulswelle und Ruhewasserdruck $K_{tot,h}$ [N/m]	Kein Wert		
Restliche: Infolge Überschwappens abgeminderte totale horizontale Kraftkomponente pro Laufmeter Sperrenlänge infolge Impulswelle und Ruhewasserdruck $K_{tot,h,abg}$ [N/m]	Kein Wert		
Restliche: Höhenlage $z_{K,tot,h,abg}$ des Angriffspunkts von $K_{tot,h,abg}$ [m]	Kein Wert		
S/R: Zusätzliche horizontale Kraftkomponente pro L.S. infolge Impulswelle $\Delta K_h$ [N/m]	24.848		
Stokes: Höhenlage $z_{\Delta K,h}$ des Angriffspunkts von $\Delta K_h$ [m]	3,8		
S/R: Zusätzliche vertikale Kraftk. pro Laufmeter Sperrenlänge infolge Impulswelle $\Delta K_v$	74.695		
Limitationen			
Anzahl verletzte Limitationen von insgesamt 23 (2D) bzw. 24 (3D)	5		