 Bundesministerium
Land- und Forstwirtschaft,
Regionen und Wasserwirtschaft

Österreichische Staubeckenkommission
GF MR Ing. Bernhard Weichlinger

Hochwasserschutz Triesting, **Hochwasserrückhaltebecken Trumau**
des Triesting-Wasserverbandes Münchendorf – Trumau – Oberwaltersdorf

GESAMTGUTACHTEN

der Staubeckenkommission in der 119. Sitzung am 25.11.2024
gemäß § 104 (3) WRG 1959 bezugnehmend auf das Ansuchen
des Amtes der Niederösterreichischen Landesregierung – WST1
vom 5. Juli 2019 mit Zl. WST1-UG-18/001-2019

Referenten der Arbeitsgruppe:

Dr. Sven **JACOBS** – Fachgebiet Geologie

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Roman **MARTE** – Fachgebiet Dammbau

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Dr.h.c.mult. Günter **BLÖSCHL** – Fachgebiet Hydrologie

DDipl.-Ing. Dr.techn. Jürgen **SUDA** – Fachgebiet Statik

Univ.-Prof.i.R. Dipl.-Ing. Dr.techn. Gerald **ZENZ** – Fachgebiet Wasserbau

Prof. Dipl.-Ing. Reinhard **STEINER** – Fachgebiet Maschinenbau

Wien, am 25. November 2024

Mit Schreiben vom 5. Juli 2019 (WST1-UG-18/001-2019) trat das Amt der Niederösterreichischen Landesregierung an die Geschäftsführung der Staubeckenkommission heran, um betreffend das Projekt „**Hochwasserrückhaltebecken Trumau**“ des Triesting-Wasserverbandes Münchendorf – Trumau – Oberwaltersdorf ein Gutachten der Staubeckenkommission gemäß § 104 (3) WRG 1959 einzuholen.

Seitens der Geschäftsführung wurde für die tiefer gehende Prüfung des Projektes durch die Staubeckenkommission folgende Arbeitsgruppe gebildet (mit Zl. UW.3.1.12/0138-I/5/2019 und Zl. 2024-0.653.097).

Referenten der Arbeitsgruppe:

Fachgebiet Geologie – Dr. Sven **JACOBS**

Fachgebiet Dammbau – Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Roman **MARTE**

Fachgebiet Hydrologie – Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Dr.h.c.mult. Günter **BLÖSCHL**

Fachgebiet Statik – DDipl.-Ing. Dr.techn. Jürgen **SUDA**

Fachgebiet Wasserbau – Univ.-Prof.i.R. Dipl.-Ing. Dr.techn. Gerald **ZENZ**

Fachgebiet Maschinenbau – Prof. Dipl.-Ing. Reinhard **STEINER**

Nach Übersendung von Unterlagen an die Referenten wurde neben einem Lokalaugenschein mit allen Referenten und der GF der Staubeckenkommission eine gemeinsame Online-Besprechung kurz vor der Staubeckenkommissionssitzung durchgeführt.

Zeitgerecht vor dem Sitzungstermin wurden seitens des Projektanten den Mitgliedern und Sachverständigen der Kommission die Projektunterlagen digital und teilweise auch analog als Grundlage für die Diskussion und Beschlussfassung in der Staubeckenkommissionssitzung zur Verfügung gestellt.

Weitere, von den Referenten verwendete Unterlagen werden in deren Einzel-Gutachten angeführt.

Die abgestimmten Einzel-Gutachten der Referenten (= Entwurf des Gesamtgutachtens) wurden vor der Sitzung an die Mitglieder und Sachverständigen der Staubeckenkommission versendet.

In der 119. Sitzung der Staubeckenkommission am 25.11.2024 wurde der Entwurf des Gesamtgutachtens behandelt und ein positiver Beschluss gefasst.

Im Folgenden sind die Einzel-Gutachten der Referenten sowie der im Rahmen der Staubeckenkommissionssitzung im Plenum gefasste positive Beschluss angeführt.

Hochwasserschutz
Oberwaltersdorf - Trumau - Münchendorf
Fluss-km 16+000 bis Fluss km 4+950

Rückhaltebecken Trumau

Triesting Wasserverband -
Münchendorf, Trumau, Oberwaltersdorf
Trumauer Straße 1
2482 Münchendorf

Stellungnahme des Referenten für Baugeologie

erstellt im Auftrag der Österreichischen Staubeckenkommission

 **Bundesministerium**
Land- und Forstwirtschaft,
Regionen und Wasserwirtschaft
Sektion I/4 Anlagenbezogene Wasserwirtschaft

Leobendorf, 2024-11-22

Inhaltsverzeichnis

Inhaltsverzeichnis	2
1. Veranlassung	3
1.1. Allgemeines	3
1.2. Beurteilungsgrundlagen	3
2. Geologisch/geotechnisch relevante Kenndaten der Anlage	6
2.1. Geologie allgemein [2][39][38]	6
2.2. Dammbauwerke	6
2.3. Betonbauwerke (s. Geotechnische Schnitte Bauwerke, Anlage 7, [17])	8
2.4. Bauwerksüberwachung	9
2.5. Materialbedarf	10
3. Befunde Geomorphologie, Geologie/Geotechnik, Hydrogeologie	10
3.1. Projektbeschreibung [1][12]	10
3.2. Projektstandort und Geomorphologie	11
3.3. Geologie und Hydrogeologie des Standortes	12
3.4. Untergrunderkundung / Geotechnik	13
3.5. Untergrunderkundung / Hydrogeologie	17
4. Beurteilung der baugeologisch/hydrogeologischen Unterlagen	20
4.1. Untergrunderkundungen:	20
4.2. Technischer Bericht Geologie [2]	21
4.3. Geotechnische Homogenbereiche, Bodenkennwerte	21
4.4. Baugrundmodell, Darstellung der Untergrundverhältnisse	22
4.5. Durchlässigkeitsbeiwerte	22
5. Planung	23
5.1. Generelle Beschreibung der Dämme [1][12]	23
5.2. Gründungen der Dämme	24
5.3. Setzungen	25
5.4. Untergrundabdichtung: Zentrales Dichtelement im Bodenmischverfahren [12]25	26
5.5. Oberflächenabdichtung der Zulaufmulde [12]	26
5.6. Drainagesystem	27
5.7. Bauwerksabschnitte	30
5.8. Materialbedarf	33
5.9. Gründungen der Betonbauwerke	34
5.10. Bauwerksüberwachung [12]	42
6. Beurteilung der Planung	43
6.1. Gründung der Dämme	43
6.2. Gründung der Betonbauwerke	43
6.3. Ausführung der Ausleitung	44
6.4. Bauwerksüberwachung	44
7. Empfehlungen für Auflagen	45
8. Gutachten und Empfehlung an die Kommission	47

Hochwasserschutz Oberwaltersdorf – Trumau – Münchendorf: Rückhaltebecken Trumau Stellungnahme des Referenten für Baugologie

1. Veranlassung

1.1. Allgemeines

Der Triesting Wasserverband Oberwaltersdorf- Trumau- Münchendorf, 2482 Münchendorf, plant ein umfassendes Hochwasserschutzkonzept bestehend aus den Rückhaltebecken Oberwaltersdorf und Trumau sowie Linearmaßnahmen entlang der Triesting in Niederösterreich zwischen Fluss- km 16+000 und Fluss-km 4+950. Die geplanten Maßnahmen sollen Schutz vor 30- bis 100-jährlichen Hochwässern für die Gemeinden Oberwaltersdorf, Trumau und Münchendorf gewährleisten.

Das Rückhaltebecken Trumau, das auf Höhe von Fluss-km 13+028 bestehend aus zwei Teilbecken, die durch einen überströmbaren Querdamm voneinander getrennt sind, errichtet werden soll, ist Gegenstand dieses Gutachtens.

Die Projektsteuerung erfolgt durch die Mach & Partner ZT GmbH, 8111 Judendorf-Straßengel, für den Wasserbau ist die Werner Consult ZT-GmbH (kurz Werner Consult), 1200 Wien, zuständig, mit geologischen und hydrogeologischen Belangen war die mjp Ziviltechniker GmbH (kurz mjp), 4810 Gmunden betraut und die Untergrunderkundungen sowie die Geotechnische Planung erfolgte durch die Geotest GmbH, Institut für Erd- und Grundbau (kurz Geotest), 1070 Wien.

Da bei einem HQ_{100} im Rückhaltebecken Trumau ein Rückstauvolumen von etwa 1,2 Mio. m³ erreicht wird, ist die Befassung der Staubeckenkommission erforderlich.

Der Unterfertigte wurde von der GF der STBK mit Schreiben 2024-0.653.097 vom 28.09.2024 zum Referenten für das Fachgebiet Geologie bestellt.

1.2. Beurteilungsgrundlagen

Einreichprojekt Staubeckenkommission 2024

Hochwasserschutz Oberwaltersdorf – Trumau – Münchendorf, Fluss km 16+000 bis km 4+950, Rückhaltebecken Trumau, 27.09.2024

- Projektsteuerung: Mach & Partner ZT GmbH, 8111 Judendorf-Straßengel,
- Wasserbau: Werner Consult ZT-GmbH (kurz Werner Consult), 1200 Wien,
- Geologie - Hydrogeologie: mjp Ziviltechniker GmbH (kurz mjp), 4810 Gmunden,
- Geologie - Geotechnik: Geotest GmbH Institut für Erd- und Grundbau, 1070 Wien,

Allg. Projektbeschreibung:

[1] 001 Technischer Bericht, Werner Consult, 19.09.2024

Geologie / Hydrogeologie

[2] 031 Technischer Bericht Geologie, S- 03-HG-100-ST-00, mjp ZT GmbH, 17.09.2024

[3] 032 Regionalgeologischer Überblick, M 1:10.000, S- 00-HG-200-ST-00, mjp ZT GmbH, 17.09.2024

- [4] 033 Detaillageplan RTR, ROW, Geologie, Schnittführung, M 1:5.000, S- 00-HG-201-ST-00, mjp ZT GmbH, 17.09.2024
- [5] 035 Geologische Schnitte Trumau, X: M 1:1000 / Y: M 1:100, S- 03-HG-301-ST-00, mjp ZT GmbH, 17.09.2024

Ingenieurgeologie / Geotechnik

- [6] 038 Geotechnischer Untersuchungsbericht, HWS Abschnitt 3 Rückhaltebecken Trumau, S- 03-GT-100-ST-00, Geotest GmbH, 09 2024
- [7] 039 Anlage 1 - Geotechnische Erkundungen und Feldversuche, S- 03-GT-101-ST-00, 09 2024
- [8] 040 Anlage 2 - Laborversuche, S- 03-GT-102-ST-00, 09 2024
- [9] 041 Anlage 3 – Lageplan Aufschlüsse, M 1:2500, S- 03-GT-200-ST-00, 09 2024
- [10] 042 Anlage 4 – Geotechnische Schnitte, X: M 1:800/ Y: M 1:100, S- 03-GT-300-ST-00, 09 2024
- [11] Ergänzungen Pegelausbau KB85-106, nach Anfrage von Geotest per Mail übermittelt am 07.11.2024
- [12] 043 Geotechnischer Bericht, HWS Abschnitt 3 Rückhaltebecken Trumau. S- 03-GT-110-ST-00, Geotest GmbH, 09 2024
- [13] 046 Anlage 3 – Standsicherheit, S- 03-GT-113-ST-00, 09 2024
- [14] 047 Anlage 4 – Regelprofile, S- 03-GT-114-ST-00, 09 2024
- [15] 048 Anlage 5 – Weitere Berechnungen, S- 03-GT-115-ST-00, 09 2024
- [16] 049 Anlage 6 – Lagepläne, S- 03-GT-210-ST-00, 09 2024
- [17] 050 Anlage 7 – Geotechnischen Schnitte Bauwerke, S- 03-GT-310-ST-00, 09 2024
- [18] 036 Geotechnischer Bericht Potentielle Dammbaustoffe, Bodenaushubdeponie Leni I Eggendorf, S- 00-GT-180-ST-00, Geotest GmbH, 09 2024
- [19] 037 Anlage 1 – Abschätzung des Verwertungspotentials nach BAWP, S- 03-GT-181-ST-00, 09 2024

Pläne und Karten

- [20] 002 Gesamtübersichtsplan S-00-WB-200-ST-00, M 1:10.000, Werner Consult, 19.09.2024
- [21] 003 Übersichtslageplan Rückhaltebecken Trumau, M 1:2.000, S-03-WB-203-ST-00, Werner Consult, 19.09.2024
- [22] 004 Detaillageplan Teil 01, M 1:500, S-03-WB-218-ST-00, Werner Consult, 19.09.2024
- [23] 005 Detaillageplan Teil 02, M 1:500, S-03-WB-219-ST-00, Werner Consult, 19.09.2024
- [24] 006 Detaillageplan Teil 03, M 1:500, S-03-WB-220-ST-00, Werner Consult, 19.09.2024
- [25] 007 Detaillageplan Teil 04, M 1:500, S-03-WB-221-ST-00, Werner Consult, 26.09.2024
- [26] 008 Detaillageplan Teil 05, M 1:500, S-03-WB-222-ST-00, Werner Consult, 19.09.2024
- [27] 009 Detaillageplan Teil 06, M 1:500, S-03-WB-223-ST-00, Werner Consult, 19.09.2024
- [28] 010 Detaillageplan Teil 07, M 1:500, S-03-WB-225-ST-00, Werner Consult, 26.09.2024
- [29] 011 Detaillageplan Teil 08, M 1:500, S-03-WB-225-ST-00, Werner Consult, 19.09.2024
- [30] 012 Längenschnitte Rückhaltebecken Trumau, S-03-WB-304-ST-00, M 1:200/2.000, 19.09.2024
- [31] 016 Regelquerschnitte 10, M 1:100, S-03-WB-406-ST-00, Werner Consult, 1200 Wien, 19.09.2024

- [32] 017 Regelquerschnitte 11, M 1:100, S-03-WB-407-ST-00, Werner Consult, 1200 Wien, 19.09.2024
- [33] 018 Regelquerschnitte 12, M 1:100, S-03-WB-407-ST-00, Werner Consult, 1200 Wien, 19.09.2024

Weitere Unterlagen

- [34] 221 Technischer Bericht Mappe F2, Fachbereich Grundwasser, Hochwasserschutz Oberwaltersdorf – Trumau – Münchendorf, Fluss km 16+000 bis km 4+950, Rückhaltebecken Trumau, UVE Einreichung 2024, mjp Ziviltechniker GmbH, 4810 Gmunden, 09.2024
- [35] Digitaler Atlas Niederösterreich, <https://atlas.noe.gv.at/>
- [36] Geologische Karte aus GeoSphere Maps: maps.geosphere.at
- [37] Geologische Karte der Republik Österreich, 1:50.000, Blatt 58 Baden, Geologische Bundesanstalt, Wien 1997
- [38] Geologische Karte der Republik Österreich, 1:50.000, Blatt 59 Wien, Geologische Bundesanstalt, Wien 1985
- [39] Geologische Karte der Republik Österreich, 1:50.000, Blatt 76 Wiener Neustadt, Geologische Bundesanstalt, Wien 1982
- [40] Geologische Karte der Republik Österreich, 1:50.000, Blatt 77 Eisenstadt, Geologische Bundesanstalt, Wien 1994

Begehungen, Besprechungen, Anfragen beim Planer

- 15.03.2023 Vorbesprechung Planer, GF STBK, SV Geotechnik, Geologie, loco Marktgemeindeamt Trumau, Projektvorstellung, Übersichtsbegehung
- 05.04.2023 Besprechung Loidolt, Wick, SV Geotechnik R. Marte, SV Geologie S. Jacobs, loco Marktgemeindeamt Trumau, Detailfragen, Forderung nach „eigenständigen“ Unterlagen für den Fachbereich Geologie, gezielte Begehung
- 04.06.2024 Besprechung im großen Kreis, UVP Behörde Land NOE + ASV des Landes, GF STBK, SV Geotechnik, Geologie, Wasserbau, Maschinenbau. Forderung nach gezielten Untergrunderkundungen an den Standorten der Betonbauwerke, Gründungsbedingungen textlich und in Schnitten darzustellen.
- 11.10.2024 online Besprechung im großen Kreis zum Stand der Planung, Vorliegen der Unterlagen Geologie bestätigt.
- 31.10.2024 Anfrage bei Loidolt um Bericht Grundwasser, wurde umgehend übermittelt
- 31.10.2024 Anfrage bei Planer Geotechnik wg. unklarer Angaben über Versickerungsversuche in den Pegelbohrungen; Antwort am 07.11.2024 nach Rückfrage seinerseits bei Baugrund Wien (verantwortlicher Subunternehmer) erhalten.

2. Geologisch/geotechnisch relevante Kenndaten der Anlage

2.1. Geologie allgemein [2][39][38]

Geologischer/ tektonischer Rahmen	Mächtige Talfüllung des Wiener Beckens: nacheiszeitliche bis rezente Deckschichten, pleistozäne Steinfeldschotter (Riss-Würm) darunter neogene Beckensedimente
Lockergesteinsinventar / Böden	Deckschichten - Verwitterungslehm: feinkörnige Hochflutablagerungen und Verwitterungslehm Steinfeldschotter: im Projektgebiet Oeynhausener Schotter: grobklastische fluviatile Schotter der Niederterrasse mit kalkalpinen Geröllen, hauptsächlich Kies und Grobsand, Kies- und Sandkörper (Fein- Mittelsande) Neogene Beckensedimente: Tone und Schluffe, gering feinsandig, mittelplastisch bis ausgeprägt plastisch

2.2. Dammbauwerke

Das Rückhaltebecken Trumau besteht aus zwei Teilbecken, die insgesamt einen Retentionsraum für 1,188 Mio. m³ Wasser bilden. Der Bemessungswasserspiegel für das Becken 1 wird mit 208,1 müA angegeben, jener für das Becken 2 mit 207,1 müA. Das gesamte Projekt wird gemäß Projektunterlagen in 6 Bauwerksabschnitte gegliedert, die auch im gegenständlichen Gutachten Berücksichtigung finden:

- Zulaufmulde links km 0+000 bis 0+779
- Becken 1 Ost km 0+000 bis 1+012
- Becken 1 West km 0+000 bis 0+922
- Querdamm km 0+000 bis 0+515 inkl. Überströmstrecke
- Becken 2 km 0+000 bis 1+133 inkl. Überströmstrecke

2.2.1. Allgemeine Beschreibung

Rückhaltedämme Gesamtlänge 4,361 km	Zonendamm bestehend aus: <ul style="list-style-type: none"> • Wasserseitigem Belastungskörper • Luft- und wasserseitigem Stützkörper • Innenliegendem, zentralem Dichtelement bis in den GW-Stauer bzw. Oberflächenabdichtung in den unterströmbar Bereichen • Luftseitiger Böschungfußdrainage und zusätzlicher Entlastung bis in die Kiese der SKIII • Wegkörper zur Befahrung der 3 m breiten Dammkrone
Kronenbreite	
Damm OK	Zulaufmulde: 209,55 müA bis 209,10 müA Becken 1: 209,10 müA Becken 2 / Überströmstrecke: 208, 10 müA / 207,10 müA Querdamm/Überströmstrecke: 209,10 müA / 207,90 müA
Dammneigung	1:2 luft- und wasserseitig, Rampen ca. 1:10
Untergrundabdichtung	Überwiegender Bereich vertikale Abdichtung von der Dammkrone bis Einbindung min. 1,5 m in GW-Stauer durch ein Dichtelement in Betonmischverfahren Querdamm und UW-seitiger Damm: 10 Fenster und Zulaufmulde unterströmbar
unterströmbar Bereiche	Um Grundwasseraufstau- und Absenkungseffekte zu verhindern: 7 Fenster im nordöstlichen Damm: Über Länge von ca. 5,00 m Abstand zw. zentralem Dichtelement und OK Stauer ca. 1,30-2,30 m 2 Fenster im Querdamm: Über Länge von ca. 10,00 m Abstand zw. zentralem Dichtelement und OK Stauer ca. 2,10-2,40 m 1 Fenster im Querdamm- Absetzbecken: Über Länge von ca. 5,00 m Abstand zw. zentralem Dichtelement und OK Stauer ca. 2,10-2,40 m Zulaufmulde durchgehend unterströmbar, mit Oberflächenabdichtung

Zulaufmulde: Länge / Sohlbreite / Gefälle	335 m / 20 m / 1,5‰
Aufstandsfläche Damm	0,5 m unter derzeitiger GOK in <i>Gemische aus mineralischen Böden mit humosen Beimengungen (SKIa bis SKIc)</i> , hohe Setzungen werden erwartet

2.2.2. Geotechnische Dammregelquerschnitte (Vergleiche mit Wasserbauquerschnitten, Tabelle 5-1)

RQ 16a Zulaufmulde - Becken 1 Ost	Oberflächenabdichtung Stützkörper Luftseitiger Drainagekörper mit Steinauflage Wegkörper und Mutterbodenauflage
RQ 16b Zulaufmulde links	Oberflächenabdichtung Stützkörper Luftseitiger Drainagekörper mit Graben zu SKIII, Steinauflage Wegkörper und Mutterbodenauflage
RQ 16c Damm Becken 1 und Becken 2	Stützkörper Belastungskörper Zentrales Dichtelement, Einbindung mind. 1,5 m in SKIV Luftseitige Flächenentlastung mit Entlastungsgräben zu SKIII Luftseitiger Drainagekörper mit Graben zu SKIII, Steinauflage Wegkörper, Mutterbodenauflage, wasserseitige Steinauflage am Fuß
RQ 16d Damm mit Berme Becken 2 Ausleitung Pumpwerk DN600	Stützkörper Belastungskörper Zentrales Dichtelement, Einbindung mind. 1,5 m in SKIV Luftseitige Berme mit Wegkörper Ausleitungsrohr DN600 Becken 2 unter der Berme im Stützkörper Luftseitige Flächenentlastung mit Entlastungsgräben zu SKIII Luftseitiger Drainagekörper & Drainagerohr, Graben zu SKIII, Steinauflage Wegkörper, Mutterbodenauflage, wasserseitige Steinauflage am Fuß
RQ 16e Damm mit Berme Becken 2 Ausleitung Pumpwerk DN1000	Stützkörper Belastungskörper Zentrales Dichtelement, Einbindung mind. 1,5 m in SKIV Luftseitige Berme mit Wegkörper Ausleitungsrohr DN1000 Becken 2 unter der Berme im Stützkörper Luftseitige Flächenentlastung mit Entlastungsgräben zu SKIII Luftseitiger Drainagekörper & Drainagerohr, Graben zu SKIII, Steinauflage Wegkörper, Mutterbodenauflage, wasserseitige Steinauflage am Fuß
RQ 16f Damm mit Berme Becken 2 Fenster	Stützkörper Belastungskörper Zentrales Dichtelement, Abstand zu SKIV ca. 1,30-2,30 m (Fenster in SKIII) Luftseitige Berme mit Wegkörper Ausleitungsrohr DN1000 Becken 2 unter der Berme im Stützkörper Luftseitige Flächendrainage mit Gründung in SKIII Luftseitiger Drainagekörper & Drainagerohr, Graben zu SKIII, Steinauflage Wegkörper, Mutterbodenauflage, wasserseitige Steinauflage am Fuß
RQ 16g Querndamm „Luftseite“ = Becken 2 „Wasserseite“ = Becken 1	Stützkörper Belastungskörper Zentrales Dichtelement, Einbindung mind. 1,5 m in SKIV Luftseitige Flächenentlastung mit Entlastungsgräben zu SKIII Luftseitiger mächtiger Drainagekörper & teilweise Drainagerohr, Graben zu SKIII, Steinauflage Wegkörper, Mutterbodenauflage, wasserseitige Steinauflage am Fuß

RQ 16h Querdamm Dränageausleitung „Luftseite“ = Becken 2 „Wasserseite“ = Becken 1	Stützkörper Belastungskörper Zentrales Dichtelement, Einbindung mind. 1,5 m in SKIV Luftseitige Flächenentlastung mit Entlastungsgräben zu SKIII Luftseitiger mächtiger Drainagekörper mit Fortsetzung ins Becken 2 als Versickerungskörper für die Drainagen, teilweise Drainagerohr, flächige Gründung in SKIII, Steinauflage Wegkörper, Mutterbodenauflage, Becken 1 seitige Steinauflage am Fuß
RQ 16i Querdamm, Absetzbecken, Fenster „Luftseite“ = Becken 2 „Wasserseite“ = Becken 1	Stützkörper Belastungskörper Zentrales Dichtelement, Abstand zu SKIV ca. 2,20 m (Fenster in SKIII verbleibt) Luftseitige Flächendrainage mit Gründung in SKIII Luftseitiger mächtiger Drainagekörper & Drainagerohr, flächige Gründung in SKIII, Steinauflage Wegkörper, Mutterbodenauflage, Becken 1 seitige Steinauflage am Fuß, darunter Böschung 1:5 zum Absetzbecken
RQ 16j Damm Überströmstrecke	Stützkörper Belastungskörper Zentrales Dichtelement, Einbindung mind. 1,5 m in SKIV Luftseitige Flächenentlastung mit Entlastungsgräben zu SKIII Luftseitiger Drainagekörper teilweise Drainagerohr, Gräben in SKIII, Luftseitige Sicherung der Dammkrone und der Böschung mit Steinsatz in Betonbettung auf Kies, überschüttet mit Humus Nachbettsicherung mit Winkelstützmauer und Drainagekörper Wegkörper, Mutterbodenauflage, Becken 1 seitige Steinauflage am Fuß
RQ 16k Querdamm Rampe überströmbar, Fenster „Luftseite“ = Becken 2 „Wasserseite“ = Becken 1	Stützkörper Belastungskörper Zentrales Dichtelement, Abstand zu SKIV ca. 2,10 m – 2,40 m (Fenster in SKIII) Luftseitige Flächendrainage mit Gründung in SKIII Luftseitiger Drainagekörper mit Drainagerohr, Gründung in SKIII Luftseitige Sicherung der Dammkrone und der Böschung mit Steinsatz in Betonbettung auf Kies, überschüttet mit Humus Wasserseitiger Rohrdurchlass DN800 in Stützkörper Rampe mit Weg mit mechanisch stabilisierter Tragschicht, Neigung 1:10 Wegkörper, Mutterbodenauflage, Becken 1 seitige Steinauflage am Fuß

2.3. Betonbauwerke (s. Geotechnische Schnitte Bauwerke, Anlage 7, [17])

Dotationsbauwerk mit vier Wehrfeldern ca. 74m lange, uferparallele Einlaufschwelle mit Stabrechen	Im Bereich des Uferbegleitdamm der Triesting situiert, wo Mutterboden und „Zwischenboden“ die größten Mächtigkeiten aufweisen Rechen und Einlaufbereich möglicherweise auf Zwischenboden, evtl. auch in SKIII gegründet Wehrkörper und Flügelmauern: Aushub bis OK SKIII 206,5 müA, Bauwerkssohle auf 205,9 müA 0,6 m starke Bodenplatte auf Bodenaustausch Untergrundabdichtung (Bodenmischverfahren) bis in SKIV am Bauwerksende zur Zulaufmulde
Trennbauwerk	Im Querdamm situiert, voraussichtlich vollflächig in Boden SKIc (Zwischenboden), evtl. schwach organisch <ul style="list-style-type: none"> • Bauwerkseinlauf mit Grobrechen, Bodenplatte 6,30 x 4,50 m auf 203,45 müA • 3x GFK Rohr DN1200, rechteckig ummantelt mit Magerbeton, Δ Becken 1 zu Becken 2: 203,86 -203,93 müA • Schieberbauwerk, Bodenplatte 7,50 x 2,30 m auf 203,3 müA

	<ul style="list-style-type: none"> • Bauwerksauslauf mit Grobrechen, Bodenplatte 6,30 x 4,50 m auf 203,35 müA keine Wasserhaltungsmaßnahmen erforderlich, Vorschüttung geplant, Einschüttung des Trennbauwerkes mit Dammbaustoffen, zentrales Dichtelement unter der nördlichen Wand des Schieberbauwerkes bis 1,5 m in den SKIV
Auslaufbauwerk	<p>Im nördlichsten Bereich des Projektabschnitts Becken 1 Ost</p> <ul style="list-style-type: none"> • Bauwerkseinlauf mit Grobrechen, Bodenplatte 6,10 x 4,50 m auf 203,40 müA • 3x GFK Rohr DN1200, rechteckig ummantelt mit Magerbeton, 203,87-203,94 müA • Schieberbauwerk, Bodenplatte 7,50 x 2,30 m auf 203,30 müA • Bauwerksauslauf, Bodenplatte 6,10 x 3,50 m auf 203,35 müA <p>Untergrund als Vier-Schichtmodell, Gründung in den Schichtenkomplex SKIc Zwischenboden (CI,L; CI,M; CI,A; Si,L), keine Wasserhaltungsmaßnahmen erforderlich, Vorschüttung geplant, Einschüttung des Auslaufbauwerkes mit Dammbaustoffen, Zentrales Dichtelement unter der südlichen Wand des Schieberbauwerkes bis 1,5 m in SKIV</p>
Pumpwerk	<p>Im nördlichsten Bereich des Beckens 2 situiert angrenzend an Überströmstrecke</p> <ul style="list-style-type: none"> • Bauwerkseinlauf mit Grobrechen, Bodenplatte 6,80 x 4,00 m auf 201,90 müA • 3x GFK Rohr DN400, Achsabstand ca. 2,00 m • Pumpenhaus, 2-geschossig, Bodenplatte 17,90 x 8,40 m, 197,90 müA • Drainagezulauf aus der luftseitigen Dammböschung des Beckens 2 • Ausleitung Pumpwerk <p>Gründung Bauwerkseinlauf in SKIII, im HGW-Fall (0,25 m über Niveau Gründung 201,90 müA) offene Wasserhaltung erforderlich Gründung Pumpwerk in SKIII, dichte Baugrubensicherung mittels Bodenmischverfahren und I-Träger</p> <p>Vorschüttung geplant, Einschüttung der Rohrleitung mit Dammbaustoffen, Zentrales Dichtelement mittig des Dammes bis 1,5 m in den SKI</p>
Rohrkopf-Bauwerk	<p>An den offenen Ausleitungsgraben angrenzend, Kopf für 2 Ausleitungsrohre DN1200</p> <p>Gründung als Bodenplatte 7,30 x 4,50 m auf 202,80 müA somit 0,3 m unter MGW in SKIII</p> <p>Für Baugrube Grundwasserabsenkung von mindestens 0,60 m erforderlich, Wasserhaltung mittels Spundwände, Vorschüttung geplant,</p>
Ausleitung 2x DN1200	<p>Ausleitungsrohre DN1200 in Stahlbeton, 700 m Länge, Mündung bei km 12+540 in die Triesting</p> <p>Rohrsohlen zwischen 203,62 müA und 201,88 müA in SKIII und SKII</p> <p>Die Komplexität der Ausleitung ergibt sich durch</p> <ul style="list-style-type: none"> - Unterquerung der ÖBB-Strecke bei km 0+320 und eines Werkskanals bei km 0+600 mittels Horizontalbohrungen - Wasserhaltungsmaßnahmen auf Grund beinahe durchgehender Lage der Rohrsohle unter dem MGW

2.4. Bauwerksüberwachung

s. Kapitel 9. S. 135 in [12]:
Geotechnische, geodätische
Messeinrichtungen

Visuelle / Manuelle Überprüfungen:

Jährlich bzw. nach jedem Einstau *über dem 5-jährlichen Hochwasser?*

Grundwasserpegel:

zu den existierenden Pegeln sind zehn weitere an vier näher bezeichneten Lokalisationen zu errichten. Weitere Pegel im abstromigen Umfeld des Beckens Trumau
(Thema im UVP Verfahren)

Messung kontinuierlich mittels Datenloggern. Keine Angaben über Auswertintervall

Piezometer:

jeweils 2 Piezometer in den luftseitigen Dammböschungen an sechs bezeichneten Stationierungen der Dämme vorerst keine Angabe der Messart, keine Angaben über Auswertintervall

Geodätische Messpunkte:

Grundwasserpegel und Piezometer sind als Messpunkte zu kennzeichnen.

Dämme > 4 m Höhe: alle 50 m Kronenpunkte

Überströmstrecken: alle 25 m Kronenpunkte

Bauwerksein- und -ausläufe: Schieberbauwerke, Auslauf- und Trennbauwerk, Dotationsbauwerk? (Verhaimung?)

Rohrleitungen:

Drainagewassermengen („Fensterdrainagen“)

Spülungen (zweijährlich) und Kamerabefahrungen (fünfjährlich)

2.5. Materialbedarf

Schüttungsvolumina

Dammkörper:

4,36 km Dammbauwerke unterschiedl. Querschnitte

ca. - Angabe des Planers Geotest. Erfordernis von ca. 200.000 m³ Schüttkörper zusammengesetzt aus:

Stützkörper, Belastungskörper, Flächenentlastung, Drainagekörper; Wegkörper (Dammkrone, Rampen)

Herkunft

Möglichkeit der Wiederverwertung von sehr inhomogenen Materialien aus einer Aushubdeponie Leni I der Fa. Strabag:

Gemischtkörnige Kiese, feinkörniges Bodenmaterial mit > 35% Kiesanteil, (3 Schichtkomplexe SKI bis SKIII durch Beprobungen und Laboranalysen ermittelt) grundsätzliche Eignung festgestellt

Vorbehalte des Planers Geotechnik wegen schwieriger Trennung der unterschiedlichen, chaotisch gelagerten Schichtkomplexe, tw. versetzt mit Mutterboden

3. Befunde Geomorphologie, Geologie/Geotechnik, Hydrogeologie

3.1. Projektbeschreibung [1][12]

Der gegenständliche Projektstandort liegt im südlichen Wiener Becken an der orographisch linken Seite der Triesting auf Höhe des Fluss-km 13+028 südwestlich der Ortschaft Trumau in Niederösterreich, westlich der ÖBB-Strecke Wien-Aspang. Die geplanten Maßnahmen des Projektabschnittes betreffen die Triesting in den Gemeinden Oberwaltersdorf (der südlichste Projektabschnitt) und Trumau und sollen vor 30-jährlichen bis 100-jährlichen Hochwässern der Triesting schützen.

Das Rückhaltebecken Trumau (RTR) ist Nord-Süd orientiert und besteht aus zwei Teilbecken –Becken 1 mit etwa 655.000 m³ und Becken 2 mit ca. 530.000 m³. Insgesamt ergeben beide Teilbecken ein Retentionsvolumen von etwa 1,2 Mio. m³ Wasser. Dazu sollen ca. 4,36 km Dämme errichtet werden, die Maßnahmen werden eine Fläche von 72 ha umfassen [12]. Die Dotierung des Rückhaltebeckens erfolgt über ein gesteuertes Einlaufbauwerk mit Schütze ab etwa einem 30-jährlichen Hochwasser. Bei einem 100-jährlichen Hochwasser kann der Spitzenabfluss der Triesting um bis zu etwa 45 m³/s reduziert werden.

Über das Dotationsbauwerk mit vorgelagertem Rechen wird das Wasser der Triesting zunächst über eine etwa 1,5‰ steigende Zulaufmulde in das Becken 1 geleitet das im Norden durch einen Querdamm vom Becken 2 getrennt ist. Gen Westen und Osten sowie Süden ist

das Becken 1 durch einen zonierten Schüttdamm mit Höhe 209,10 müA begrenzt, im Südosten verbleibt das Becken I offen, bzw. ist auf Grund der steigenden Geländemorphologie über einen Abschnitt von beinahe 400 m kein Absperrbauwerk erforderlich. Im Nordwesten des Beckens 1 ist an den Querdamm angrenzend ein Absetzbecken geplant, südöstlich des Absetzbeckens soll das Auslaufbauwerk Becken 1 mit vorgelagertem Tosbecken und Ausleitung in die Triesting zur Entleerung nach einem Hochwasserfalle, errichtet werden.

Steigt der Wasserstand im Becken 1 über 207,90 müA an, erfolgt die Dotierung des Beckens 2 über eine ca. 280 m breite Überlaufstrecke im Querdamm. Im nordwestlichen Umschließungsdamm des Beckens 2 ist wiederum eine etwa 227 m lange Überströmstrecke mit Dammhöhe 207,1 müA (HQ₁₀₀ Becken 2) geplant, die als Notentlastung des Beckens in landwirtschaftlich genutzte Flächen fungieren soll.

Die Entleerung der Becken ist sehr komplex und betrifft vorrangig das Fachgebiet Wasserbau. Das Fachgebiet Baugologie ist insofern damit in Berührung, als dass für die Entleerung nach einem Hochwasserereignis Bauwerke mit solider Gründung erforderlich sind. Die oberste Staulamelle bis etwa 207,10 müA entwässert nach Ablauf der Hochwasserwelle zunächst über die Zulaufmulde und das Dotationsbauwerk in freiem Gefälle zurück in die Triesting. Um Verklausungen im Zuge der Entleerung hintanzuhalten ist am nördlichen Ende der Zulaufmulde ein Rechen geplant. Die zweite Phase der Entleerung erfolgt durch das Öffnen des Trennbauwerkes im Querdamm. Dadurch gelangt Wasser aus dem Becken 2 bis etwa 204,40 müA in das Becken 1 und kann über das Auslaufbauwerk, das Tosbecken und die Ausleitung abfließen.

Das Wasser in Becken 2 unter 204,40 müA wird über einen Rohrdurchlass im Damm zum Pumpwerk am nördlichsten Ende des Beckens geführt und gelangt von dort über eine Druckleitung DN600 und daran anschließend über eine Freispiegel-Rohrleitung DN1000, die in der luftseitigen Berme des Beckens 2 verläuft, ebenfalls zum Tosbecken. Ausgehend vom Tosbecken wird ein ca. 180 m langer unbefestigter Graben (3,5 m breit, 0,15 - 0,85 m in des Urgelände eingetieft) entlang der ÖBB-Strecke hergestellt werden, der am Rohrkopfbauwerk wiederum in zwei Rohre DN1200 mündet. Die beiden Rohre münden etwa bei Fluss-km 12,540 in die Triesting, vorher unterqueren sie sowohl die ÖBB-Strecke als auch einen Werkskanal.

3.2. Projektstandort und Geomorphologie

Der Projektstandort liegt in der nahezu ebenen Talflur des Wiener Beckens östlich der letzten Ausläufer der Alpen und des Wiener Waldes. Die Geländemorphologie des Projektstandortes erstreckt sich über ca. 1,5 km von etwa 208,4 müA im Südosten gen 202,1 müA im Norden.

Die Triesting verläuft in der näheren Projektumgebung von Südwesten nach Südosten, die Sohle des Flusses liegt auf ca. 205,90 müA, gegenüber der ebenen Talflur ist sie etwa 3 m tief eingetieft.

Am Projektstandort befindet sich derzeit ein großer Auwald, die sog. *Herrschaftliche Au* und die *Brühläcker*. Der Auwald soll größtenteils erhalten bleiben, daraus folgt, dass das eigentliche Baufeld aus einem zwischen ca. 30 bis ca. 60 m breiten Streifen von über 4,35 km Länge rund um den Auwald und diesen durchquerend besteht (im Technischen Bericht [1] ist die Rede von einer Gesamtlänge der Dämme von 5,35 km).

Von SSW bis ONO werden die Flächen rund um den geplanten Retentionsraum landwirtschaftlich genutzt, östlich verläuft die ÖBB-Strecken Wien-Aspang, wiederum östlich

davon schließt zunächst das Gewerbegebiet und anschließend das Siedlungsgebiet von Trumau an.

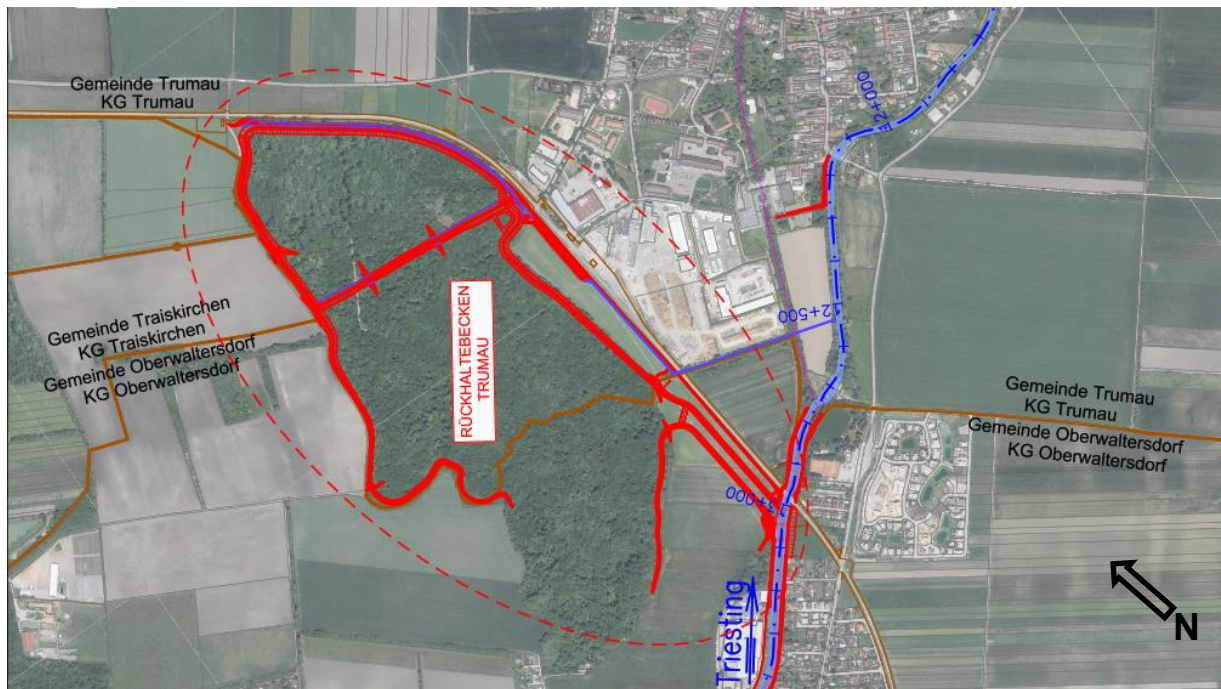


Abbildung 3-1: Projektstandort Rückhaltebecken Trumau, Ausschnitt aus S-00-WB-200-ST-00 Gesamtübersichtsplan [20].

3.3. Geologie und Hydrogeologie des Standortes

Der Projektstandort ist laut geologischer Landesaufnahme in der mächtigen Talfüllung des Wiener Beckens situiert. Dieses über 200 km lange, 50 km breite und bis zu 5 km tiefe Pull-Apart-Becken erstreckt sich östlich der Alpen bis zu den westlichen Karpaten. Die Sedimentation in das Wiener Becken erfolgte über 20 Mio. Jahre und ergab einen bis zu 5.000 m mächtigen Sedimentstapel.

Für das gegenständliche Projektvorhaben sind jedoch vorrangig lediglich die obersten Zehnermeter an rezenten sowie nachezeitlichen bis quartären Ablagerungen aus den Alpentälern und die darunterliegenden neogenen Beckensedimente von Bedeutung.

Zuoberst liegen im unmittelbaren Projektgebiet geringmächtige Deckschichten aus feinkörnigen Hochflutablagerungen und Verwitterungslehm, die teils anthropogen umgelagert wurden, über den sog. Oeynhausener Schotter, die aus grobklastischen fluviatilen Schottern - hauptsächlich Kies und Grobsand- der Niederterrasse mit kalkalpinen Geröllen aus der Würm-Eiszeit gebildet und den Steinfeldschottern zugeordnet werden. Darunter sind bereichsweise Kies- und Sandkörper, die sich hauptsächlich aus Fein- Mittelsanden zusammensetzen, anzutreffen. Maximal 7,7 m [2] (nach Angaben in [12] sogar stellenweise 9,7 m) unter der heutigen GOK folgen bereits die neogenen Beckensedimente, die sich im Bereich des Projektgebietes aus mittelplastischen bis ausgeprägt plastischen, gering feinsandigen Tonen und Schluffen zusammensetzen. Im unmittelbaren Einflussbereich der Triesting sind wiederum rezente Schotter und grobkorndominierte Flussablagerungen kartiert [2][3][37][38][39][40].

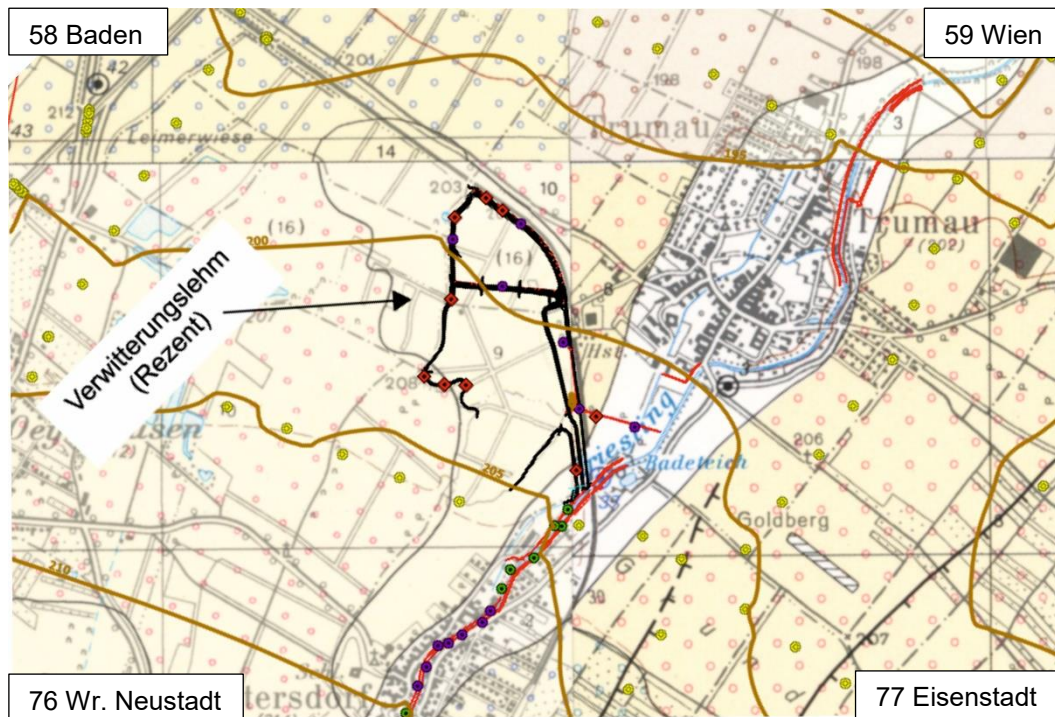


Abbildung 3-2: Ausschnitt aus der Applikation GeosphereMaps, der sich aus den Blattschnitten der Geologischen Karten 1:50.000 von 058 Baden, 059 Wien, 076 Wr. Neustadt und 077 Eisenstadt zusammensetzt.

3.4. Untergrunderkundung / Geotechnik

3.4.1. Durchgeführte Untergrunderkundungen und Laboranalysen

Die erste Erkundungskampagne im Projektgebiet erfolgte im Jahr 2020 und betraf Untersuchungen die geotechnischen Eigenschaften der Aufstandsfläche der geplanten Dämme und die Durchlässigkeiten der Sedimente betreffend.

Es wurden insgesamt 32 Schurfröschen (SCH) bis max. 5 m uGOK, 23 Rammsondierungen mit der Schweren Rammsonde (RS) bis maximal 15 m uGOK und 6 Kernbohrungen (KB) bis maximal 15 m uGOK hergestellt. Die Bohrungen wurden zu Pegel ausgebaut und es wurden 6 Pumpversuche zur Bestimmung der Durchlässigkeiten des Aquifers durchgeführt. Außerdem erfolgten insgesamt 4 Sickerversuche sowie zwischen September 2020 und Jänner 2021 in drei Kernbohrungen (KB 14, KB 61 und KB 96) Grundwasserstandsmessungen, um die Grundwassersituation zu klären, ein Grundwassermodell zu erstellen und Parameter für die Bemessung der Abdichtungsmaßnahmen zu gewinnen.

Für den gegenständlichen Projektabschnitt Trumau wurde an Probenmaterial aus den Untergrundaufschlüssen außerdem die Korngrößenverteilung ermittelt sowie eine Bestimmung der Zustandsgrenzen, des Glühverlustes, Druck-Setzungsversuche, Rahmenscherversuche sowie Durchlässigkeitsversuche durchgeführt.

Eine zusammenfassende Darstellung der Untersuchungsergebnisse liefert der Geotechnische Untersuchungsbericht der Geotest GmbH [6]. Die geologischen Schichtenprofile samt Fotodokumentation, eine Liste der entnommenen Proben und die Aufzeichnungen zu den Sicker- und Pumpversuchen sind in Anlage 1 [7], die Ergebnisse der Geotechnischen Laborversuche in Anhang 2 [8] des Geotechnischen Untersuchungsberichtes enthalten.

Nach Prüfung der Projektunterlagen auf Vollständigkeit im Rahmen der Online-Besprechung am 04.06.2024 wurde vom Unterfertigten ausdrücklich gefordert erstmals Erkundungen exakt

an den Standorten der geplanten Betonbauwerke Dotationsbauwerk, Trennbauwerk, Auslaufbauwerk und Pumpwerk durchzuführen, um deren Gründung im Detail zu untersuchen bzw. die bis dahin aufgrund von weiter entfernt liegenden Erkundungen für die Dammbauwerke getroffenen Annahmen zu verifizieren. Dazu wurden im Sommer 2024 weitere 8 Rammsondierungen mit der Schwere Rammsonde (DPH) bis in eine Tiefe von maximal 12 m uGOK zur Erkundung der Lagerungsdichte und 4 Rammkernsondierungen (RKS) bis in etwa 7,5 m Tiefe hergestellt.

3.4.2. Allgemeine Erkundungsergebnisse: Schichtenabfolge [6]

Basierend auf den Erkundungsergebnissen sowie den Ergebnissen der Laboranalysen wurden von GEOTEST geotechnische Homogenbereiche, so genannte Schichtenkomplexe SK (Tabelle 3-1) für das Projektgebiet definiert, die für die weitere Planung und Anschließung der Bodenkennwerte herangezogen wurden.

Tabelle 3-1: Homogenbereiche definiert basierend auf den Ergebnissen der Untergrunderkundung und der Laborversuche, entnommen aus [6] S. 32-33 sowie [2] S. 14.

Kurzbezeichnung	Korngrößenzusammensetzung	Fazies
SKIa	Mutterboden, mit Sand und Kies	Mutterboden
SKIb	Grob-feinkörnig, humos durchsetzt, vereinzelt Fremdstoffe sehr locker bis locker gelagert	Anthropogene Anschüttung
SKIc	Ton mit leichter bis ausgeprägter Plastizität, schwach schluffig, schwach sandig bis stark sandig, fallweise kiesig steif bis fest	Zwischenboden
SKIIa	Sandschichtenkomplex: Feinmittel- und Mittelsande mit sehr schwachen bis mittleren Feinkornanteilen locker gelagert, im Bereich des Querdammes vorliegend	Sandschichtenkomplex
SKIIb	Sandschichtenkomplex: zum Teil Fein- und Mittelsande, schwacher bis hoher Feinkornanteil, tw. schwach kiesig, stellenweise Wurzeln mitteldicht bis dicht gelagert, im Bereich des Querdammes vorliegend	Sandschichtenkomplex
SKIIIa	Kies, schwacher bis vorwiegend mittlerer stellenweise starker Sandanteil, geringer bis mittlerer (vereinzelt sehr geringer) Feinkornanteil, fallweise sehr gering bis schwach steinig, tw. Pflanzenreste und Wurzeln, tw. mit Mutterboden versetzt; sehr locker bis locker gelagert, GW-führend, GW-stauende Zwischenlagen möglich	Eiszeitliche Kiese: grobklastische Steinfeldschotter
SKIIIb	Kies, schwacher bis vorwiegend mittlerer, stellenweise starker Sandanteil, vernachlässigbarer bis mittlerer Feinkornanteil, fallweise sehr gering bis schwach steinig, tw. Pflanzenreste und Wurzeln, tw. mit Mutterboden versetzt mitteldicht bis sehr dicht gelagert, GW-führend, GW-stauende Zwischenlagen möglich	Eiszeitliche Kiese: grobklastische Steinfeldschotter
SKIVa	Ton, schwach sandig bis sandig, tw. feinmittelsandig sehr weich bis weich-steif	Neogene Beckensedimente
SKIVb	Ton, sehr schwach feinsandig bis mittel (tw. stark) sandig, tw. sehr geringe bis mittlere Kiesanteile, tw. Holzreste, tw. schwach plastischer Schluff, tw. hohe Feinmittelsandanteile bis Schluff-Feinmittelsand-Gemisch steif bis halbfest, GW-Stauer	Neogene Beckensedimente

3.4.3. Baugrundmodell [6]

Aus den im Rahmen der Untergründerkundungen und Laboranalysen gewonnenen Daten und den definierten geotechnischen Homogenbereichen wurde für den baugéologisch relevanten Untergrund im überwiegenden Projektgebiet, mit Ausnahme des Bereichs der Ausleitung, ein 3-Schichtsystem entwickelt:

Bis maximal 2,7 m uGOK wurden in den Untergründaufschlüssen sogenannte *Gemische aus mineralischen Böden mit humosen Beimengungen* aufgeschlossen (SKIa bis SKIc), es wurden auch teilweise anthropogene Anschüttungen und tonige Zwischenlagen angetroffen. Für den obersten Schichtenkomplex wurden Durchlässigkeitsbeiwerte zwischen $2,8 \times 10^{-4}$ m/s und $5,0 \times 10^{-9}$ m/s nachgewiesen. Die Lagerungsdichte ist als sehr locker bis locker zu beschreiben, die Konsistenz des Tones als steif bis fest.

Darunter folgen im Bereich der Dämme bis auf etwa 5,5 m uGOK und im Bereich der Zulaufmulde bis auf 9,7 m uGOK GW-führende eiszeitlich Kiese – die sogenannten Steinfeldschotter - (SKIIa und SKIIb) mit Durchlässigkeiten von $3,6 \times 10^{-6}$ m/s bis $2,9 \times 10^{-3}$ m/s (Pumpversuche). Stauende, weiche bis weich-steife tonige Zwischenschichten (mit ähnlichen Eigenschaften wie SKIV) mit Mächtigkeiten bis zu 0,3 m sind möglich.

Im Liegenden zu den Steinfeldschottern sind die neogenen Beckensedimente (SKIVa und SKIVb) anzutreffen, die auf Grund ihrer Korngrößenzusammensetzung bestehend aus mittel bis ausgeprägt plastischen, sehr schwach fein- bis mittelsandigen Tonen und Schluffen sehr geringe Durchlässigkeiten von $<5,0 \times 10^{-9}$ m/s und daher grundwasserstauende Eigenschaften aufweisen.

Im östlichen Teil des Projektfeldes im Bereich des Ausleitungsbauwerkes und der Ausleitung wurde das 3-Schichtsystem durch Vorliegen eines zusätzlichen *Sandschichtenkomplexes* zu einem 4-Schichtsystem erweitert: zwischen den GW-führenden Schichten SKII und dem Grundwasserstauer SKIV liegen bis in 12 m Tiefe locker bis dicht gelagert Feinmittel- bis Mittelsande (SKII) vor. Gemäß Geotechnischem Bericht zu RHB Trumau [12] sei auch im Bereich der Zulaufmulde das Auftreten dieses Sandschichtenkomplexes SKII nicht auszuschließen.

Das Baugrundmodell sowie die erfolgten Untergründaufschlüsse entlang der Dammbauwerke sind in 3 geologischen Profilschnitten (Geologische Schnitte Trumau [5]) sowie in 6 geotechnischen Profilschnitten (Geotechnischer Untersuchungsbericht Anlage 4 [10]) dargestellt, zur Gründung der geplanten Betonbauwerke sind 9 geotechnische Profilschnitte (Geotechnischer Bericht Anlage 7 [17]) in den Projektunterlagen enthalten.

Bei den geologischen und den geotechnischen Profilschnitten handelt es sich im Grunde genommen um die gleiche Darstellung mit dem gleichen Informationsgehalt: es sind jeweils Röschen, Rammsondierungen und angetroffene GW-Spiegel eingezeichnet und auch die Bezeichnungen des Untergrundes gemäß definierter Schichtkomplexe ist gleich. Der Unterschied zwischen den geologischen und den geotechnischen Profilen besteht eigentlich lediglich in der Länge der Profile (3 vs. 6 Einzelprofile für dieselben Dämme) und der Farbkodierung der Schichtenkomplexe: diese sind in den geologischen Profilen mit für die Geologie üblichen Signaturen (Tone violett, Sande gelb etc.) dargestellt und geologischen Einheiten zugeordnet (bsp. Kies (SKIIa/b)- Steinfeldschotter), in den geotechnischen Profilen wurden andere Farben für die Homogenbereich gewählt, die Bodenklassen statt der Lithologien hingeschrieben und die Lagerungsdichte (Rammprofile) definiert (eine Legende zu den Rammprofilen fehlt in den geologischen Profilen). Als weiteres Detail wurde in den

geotechnischen Profilen die Dammkrone eingezeichnet, zu Gründung und Abdichtung der Dämme sowie Stationierung der Betonbauwerke gibt es keine Information.

3.4.4. Bodenkennwerte für Standsicherheitsuntersuchungen

Den definierten Schichtenkomplexen wurden gemäß Ergebnissen der Untergrunderkundungen und Laboranalysen sowie einschlägiger Erfahrungen des Geotechnikers charakteristische Bodenkennwerte zugewiesen, die im Geotechnischen Untersuchungsbericht [6] Tabelle 11 angeführt sind.

Für die Standsicherheitsnachweise wurden die Kennwerte aus der unten dargestellten Tabelle 3-2 verwendet.

Tabelle 3-2: Tabelle der charakteristischen Bodenkennwerte (Tab. 11 in [6]).

Schichtenkomplex	Bodenklasse	Bodenzustand	Kohäsion c [kN/m ²]	Reibungswinkel ϕ [°]	Kohäsion undr. Boden c_u [kN/m ²]	Wichte γ / γ_s [kN/m ³]	Durchlässigkeitsbeiwert k_v [m/s]	Steifemodul E_{mod} [MN/m ²]
SKIa	Mutterboden	steif bis fest (sehr locker bis locker, vereinzelt mitteldicht, geg. ausgetrocknet)	1,5 ÷ 2,5	25,0	5,0 ÷ 15,0	17,0 / 7,0	$3,0 \times 10^{-4}$ ÷ $1,0 \times 10^{-6}$	2,5 ÷ 10,0
SKIb	Anschüttung grob- bis feinkörnig mit Mutterboden	sehr locker bis locker (vereinzelt mitteldicht) bzw. halbfest	0,0 ÷ 3,5	20,0 ÷ 30,0	(10,0 ÷ 25,0)	18,5 ÷ 20,0 / 8,5 ÷ 10,0	$1,0 \times 10^{-3}$ ÷ $1,0 \times 10^{-5}$	2,5 ÷ 10,0
SKIc	Zwischenboden Cl,L; Cl,M; Cl,A; Si,L	steif bis fest (sehr locker bis locker, geg. ausgetrocknet)	0,0 ÷ 5,0	20,0 ÷ 27,5	10,0 ÷ 25,0	18,5 ÷ 20,0 / 8,5 ÷ 10,0	$< 5,0 \times 10^{-5}$ ($< 1,0 \times 10^{-6}$ für stark durchwurzelte Bereiche)	2,5 ÷ 5,0
SKIIa	Sa,G; si' Sa; si Sa; cl' Sa	locker	0,0 ÷ 2,5	30,0 ÷ 32,5	-	19,0 / 9,0	$1,0 \times 10^{-3}$ ÷ $1,0 \times 10^{-7}$	5,0 ÷ 10,0
SKIIb	si' Sa; si Sa; cl' Sa; cl Sa	mitteldicht bis dicht	0,0 ÷ 5,0	30,0 ÷ 35,0	-	20,0 / 10,0	$1,0 \times 10^{-4}$ ÷ $1,0 \times 10^{-6}$	20,0 ÷ 50,0
SKIIIa	si' Gr; si Gr; cl' Gr; cl Gr; (Gr,I; Gr,G; Gr,W)	sehr locker bis locker	0,0	32,5	-	19,5 ÷ 21,0 / 9,5 ÷ 11,0	$5,0 \times 10^{-3}$ ÷ $5,0 \times 10^{-6}$	10,0 ÷ 30,0
SKIIIb	Gr,I; Gr,G; Gr,W; si' Gr; si Gr; cl Gr	mitteldicht bis sehr dicht	0,0 ÷ 2,5	35,0	-	21,0 ÷ 22,0 / 11,0 ÷ 12,0	$5,0 \times 10^{-3}$ ÷ $5,0 \times 10^{-6}$	30,0 ÷ 70,0
SKIVa	Cl,L; Cl,M;	sehr weich bis weichsteif	0,0 ÷ 2,5	15,0 ÷ 25,0	10,0 ÷ 30,0	17,0 ÷ 18,5 / 7,0 ÷ 8,5	$< 5,0 \times 10^{-9}$	1,5 ÷ 5,0
SKIVb	Cl,L; Cl,M; Cl,A; Si,L	steif bis halbfest (teilweise verfestigte Einschlüsse)	7,5 ÷ 15,0	15,0 ÷ 27,5	75,0 ÷ 200,0	19,0 ÷ 21,0 / 9,0 ÷ 11,0	$< 5,0 \times 10^{-9}$	5,0 ÷ 15,0 ⁵⁰

3.5. Untergrunderkundung / Hydrogeologie

3.5.1. Hydrogeologische Versuche [6][7][8]

Zur Ermittlung der charakteristischen hydrogeologischen Eigenschaften des vorliegenden Untergrundes wurden im Rahmen der Untergrunderkundungskampagne 2023 folgende Versuche durchgeführt und ausgewertet:

- vier Versickerungsversuche zur Bestimmung der vertikalen Durchlässigkeit k_v der Homogenbereiche SKIIIa/b und SKIa
- sechs Kurzpumpversuche mit einer Pumpleistung von 0,3-1,0 l/s zur Bestimmung der horizontalen Durchlässigkeit k_h der Homogenbereiche SKIIIa/b

Zur Ermittlung der langjährigen Grundwasser-Schwankungsbreite wurden 5 Grundwassermessstellen in der näheren Umgebung des Retentionsraums Trumau herangezogen. Außerdem wurde die Kernbohrung KB96 zu einem GW-Pegel ausgebaut und zwischen September 2020 und Jänner 2021 wurden die GW-Schwankungen mittels Datenlogger aufgezeichnet [12]. Im Technischen Bericht Grundwasser [34] wird angegeben, dass die Messungen im Pegel KB96 über ein Jahr liefen. Näheres zum Grundwassermodell siehe Kapitel 3.5.3.

Die Tiefenlagen der, bei den Erkundungen (Bohrungen, Schürfröschen, Rammsondierungen) angetroffenen Wasserzutritte wurden in den jeweiligen Schichtenverzeichnissen angemerkt und in den geologischen Schnitten dargestellt.

Ergänzend zu den direkten Erkundungen im Feld wurden im Labor an 36 Proben Wasserdurchlässigkeitsversuche durchgeführt sowie an 53 Proben die Korngrößenverteilung untersucht.

Da die Darstellung der Pumpversuche im Geotechnischen Gutachten zunächst missverständlich war und der Pegelausbau der Kernbohrungen in den Geologischen Profilen fehlte, wurde am 31.10.2024 durch den Unterfertigten eine Anfrage per Mail zur Klärung der Unstimmigkeiten an Geotest gestellt. Daraufhin wurde seitens Geotest am 07.11.2024 eine präzierte Version des Pegelausbaus übermittelt, die auch den Ausgangswasserspiegel und die GW-Absenkungen zeigt [11].

3.5.2. Durchlässigkeitsbeiwerte für Berechnungen

Basierend auf den Ergebnissen der Untergrunderkundungen und der hydrogeologischen Versuche, die in Kapitel 3.5.1 gelistet sind, wurden folgende charakteristische Durchlässigkeitsbeiwerte für den im Projektgebiet vorliegenden Untergrund angegeben:

Tabelle 3-3: Charakteristische Durchlässigkeitsbeiwerte, Auszug aus Tabelle 11 [6]

Schichtenkomplex	Bandbreite der Durchlässigkeit [m/s]	Schichtenkomplex	Bandbreite der Durchlässigkeit [m/s]
SKIa	3×10^{-4} $\div 1 \times 10^{-6}$	SKIIIa	5×10^{-3} $\div 5 \times 10^{-6}$
SKIb	1×10^{-3} $\div 1 \times 10^{-8}$	SKIIIb	5×10^{-3} $\div 5 \times 10^{-6}$
SKIc	$< 5 \times 10^{-8}$ In stark durchwurzelten Bereichen $< 1 \times 10^{-6}$	SKIVa	$< 5 \times 10^{-8}$
SKIIa	1×10^{-3} $\div 1 \times 10^{-7}$	SKIVb	$< 5 \times 10^{-9}$
SKIIb	1×10^{-4} $\div 1 \times 10^{-8}$		

Weiters werden im Geotechnischen Bericht [12] folgende charakteristischen Durchlässigkeitsbeiwerte der Dammbaustoffe angegeben, die für die Berechnungen herangezogen wurden:

Tabelle 3-4: Charakteristische Durchlässigkeitsbeiwerte für Dammbaustoffe, Auszug aus Tabelle 5 im Geotechnischen Bericht [6] S. 24.

Material	Durchlässigkeitsbeiwert k_f [m/s]
Mutterboden	1×10^{-4} bzw. 1×10^{-5}
Zentrales Dichtelement	1×10^{-7} \rightarrow im geot Gutachten 5×10^{-8} in den geot. Schnitten als K10
Stützkörper	5×10^{-5} bzw. 1×10^{-8}
Belastungskörper	1×10^{-7} \rightarrow im geot Gutachten Tabelle5 $1 \times 10^{-4} \leq k_f \leq 1,0 \times 10^{-3}$ in den Schnitten
Dränage	1×10^{-2}
Wegkörper	5×10^{-5}
Flächendränage	1×10^{-3}
Entlastung	5×10^{-5}
Oberflächenabdichtung	5×10^{-8}

3.5.3. Hydrogeologische Verhältnisse im Projektgebiet- Grundwassermodell [34]

Maßgeblich für die hydrogeologischen Gegebenheiten im Projektgebiet ist der Grundwasserstand. Durch *mjp* wurden Grundwassermodellierungen durchgeführt sowie die möglichen Auswirkung auf das Grundwasser des gesamten Hochwasserschutzprojektes Oberwaltersdorf-Trumau-Münchendorf und insbesondere auch des Projektabschnittes Rückhaltebecken Trumau sowohl in der Bau- als auch Betriebsphase untersucht. Es wurde dazu ein separater Bericht [34] verfasst, der Teil der UVE-Unterlagen ist und ursprünglich nicht Teil der Unterlagen für die Staubeckenkommission war. Da sich GEOTEST bezüglich der Untergrundabdichtung und der Grundwassermodellierung, der maßgeblichen Grundwasserstände im Bereich der Zulaufmulde, der Bauwerke und der Ausleitungsstrecke mehrmals auf diesen Bericht bezogen hat, vgl. [12], wurde diese vom Unterfertigten zum besseren Verständnis der hydrogeologischen Situation im Projektgebiet angefordert.

Die Grundwassermodellierung wurde mittels numerischer FE-Modellrechnungen durchgeführt. Als Grundlagen wurden Daten aus Publikationen, Grundwassersimulationen der Umgebung und geologisch-hydrogeologischen Karten sowie Untergrunddaten aus verschiedenen Datenbanken (HADES, OMV-Seismik-Schussbohrungen, des hydrographischen Dienstes des Landes Niederösterreich, Daten Triesting Wasserverband) herangezogen und insbesondere nahegelegene Grundwasserbeobachtungsstellen bezüglich Grundwasserstand und Wasserchemie analysiert. Außerdem flossen Erkenntnisse und Ergebnisse der Untergrunderkundungen im Projektgebiet und nahegelegener Projekte sowie die Grundwasserpegel, die mit Datenloggern ausgestattet worden waren (für das RHB Trumau der Pegel KB96 im Bereich des Querdammes), in die Grundwassermodellierung ein.

In den rezenten Flussschottern und den glazialen Steinfeldschottern ist ein regional bedeutender Porengrundwasserkörper ausgebildet. Die darunter liegenden neogenen Beckensedimente (SKIV) bilden einen Grundwasserstauer. Der stauende Horizont liegt gemäß [34] zwischen 198 und 201 müA (in den GT Schnitten [17] liegt er aber tw. bei 196,9 müA bis unter 195 müA im Bereich Ausleitung und liegt demzufolge auch nicht 4,5 m bis 6 m uGOK sondern bis zu 7,65 m bzw. 11,7 m uGOK).

Der Grundwasserflurabstand kann im überwiegenden Teil des Projektgebietes mit etwa 2 m bis 4 m unter GOK angenommen werden, woraus sich eine relativ geringe Grundwassermächtigkeit von ebenfalls ca. 2-4 m ergibt. Der Grundwasserkörper wird sowohl für private, als auch landwirtschaftliche und industrielle Zwecke intensiv genutzt. Das gesamte Projektgebiet gehört dem Wasserschongebiet Baden und Bad Vöslau, Außenzone Ostteil an.

Für die Modellrechnung wurden für den Grundwasserhorizont Durchlässigkeitsbeiwerte herangezogenen, die auf den Ergebnissen der Pumpversuche (k_f $4,0 \times 10^{-4}$ bis $4,0 \times 10^{-3}$ m/s) basieren, da diese laut *mjp* [34] für die hydraulische Durchlässigkeit der Kiese aussagekräftiger seien als die Ergebnisse der Sickerversuche.

Ob die im Geotechnischen Bericht [12] angegebenen charakteristischen Kennwerte für die Dammschütt- und Abdichtungsmaterialien in das Grundwassermodell einfließen, ist aus den zur Verfügung stehenden Unterlagen nicht eruiert. Es kann auf *Abbildung 9: Initiale regionale k_f -Wert-Verteilung, interpoliert aus den durchgeführten Pumpversuchen.* verwiesen werden, in der die für die Modellierung angesetzten k_f Werte [m/s] aufscheinen, die mit der Spanne zwischen $6,5 \times 10^{-4}$ m/s und $4,1 \times 10^{-3}$ m/s den oben genannten Bereich sowohl auf die durchlässigere als auch die undurchlässigere Seite geringfügig „überlappen“.

Mit dem 3D Grundwassermodell wurden auch NGW, MGW und HGW für das Projektgebiet errechnet. Für die Modellierung stationärer Verhältnisse wurden von den Wasserständen am Stichtag 03.05.2018 (etwa MGW-Verhältnisse) ausgegangen, diese für die gesamten Ganglinien der Grundwassermessstellen berechnet und mit den tatsächlichen Ganglinien ebendieser verglichen. Für die instationäre Modellvalidierung wurde der Zeitraum 03.05.2018-31.12.2020 herangezogen und ebenfalls Wasserstände berechnet und mit den zur Verfügung stehenden Ganglinien verglichen. Für die Kalibrierung des NGW wurde der Stichtag 08.01.2023 herangezogen, für das HGW der 13.05.1996. Zudem flossen Grundwassermodellierungen anderer Projekte in der Umgebung in das Modell ein.

Die Grundwassersituation im erweiterten Projektgebiet wird nur gering durch die Triesting, hingegen sehr stark durch lokale Grundwasserneubildungen nach Niederschlagsereignissen beeinflusst, wie Analysen der höchsten, mittleren und niedrigsten Grundwasserstände zeigten.

Der mittlere Grundwasserstand (MGW) zeigt laut Modell eine Grundwasserströmung mit einem hydraulischen Gradienten von etwa 3,5‰ von Südwesten gen Nordosten. Für MGW wurde eine Grundwassermächtigkeit von etwa 2,0-3,0 m errechnet, der Flurabstand etwa 2,0 m. Bei HGW-Bedingungen kann der Flurabstand auch <2,0 m sein.

Da Proben aus nahegelegene Grundwassermessstellen in periodischen Abständen chemisch analysiert werden, konnten diese Daten für die Charakterisierung des Grundwassers im Projektgebiet herangezogen werden. Dabei wurden teils hohe Überschreitungen von Grenzwerten Stickstoffverbindungen (Ammonium, Nitrat und Nitrit), die in Zusammenhang mit landwirtschaftlichen Nutzungen der umliegenden Flächen stehen, und teils sehr hohe Sulfatwerte ermittelt. **In diesem Zusammenhang wird seitens mjp auf die Betonaggressivität von sulfathaltigen Wässern und Böden und die Notwendigkeit, die richtige Expositions-klasse gemäß ÖNORM B 4710-1 zu wählen, hingewiesen.**

Die Auswirkungen des geplanten Projektes auf fremde Rechte sowohl in der Bau- als auch in der Betriebsphase werden vom ASV Hydrologie beurteilt.

4. Beurteilung der baugéologisch/hydrogéologischen Unterlagen

4.1. Untergrunderkundungen:

Für die Beschreibung des geologische Umfeldes des Projektgebietes welches etwa eine Fläche von 0,72 km² umfasst, dienten die offiziellen Landesaufnahmen der Geologischen Bundesanstalt, eine eigene geologische Detailkartierung war auf Grund der vorliegenden geologisch-geomorphologischen Situation und der hohen Dichte an künstlichen Aufschlüssen nicht erforderlich.

Die wesentlichen Untersuchungen des Untergrundes erfolgten in den Jahren 2020 und 2024. Die Untergrunderkundungen wurden über das gesamte Projektgebiet verteilt durchgeführt und die jeweils zweckdienliche Methoden der Untergrundaufschlüsse gewählt, um die für die Planung erforderlichen Ergebnisse zu erhalten.

Nach Prüfung der Projektunterlagen auf Vollständigkeit im Rahmen der Besprechung am 04.06.2024 **Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.**wurde vom Unterfertigten ausdrücklich gefordert, erstmals Erkundungen an den Standorten der geplanten Betonbauwerke Dotations-, Trenn-, Ausleitungs- und Pumpwerk durchzuführen, um deren Gründung im Detail zu untersuchen. Dazu wurden im Sommer 2024 weitere 8 Rammsondierungen mit der Schweren Rammsonde (DPH) bis in eine Tiefe von maximal 12 m

uGOK zur Erkundung der Lagerungsdichte und 4 Rammkernsondierungen (RKS) bis in etwa 7,5 m Tiefe hergestellt.

Die Beschreibung des projektrelevanten Untergrundes basiert daher im Wesentlichen auf den erfolgten Untergrundaufschlüssen, Feldversuchen, Laboruntersuchungen und Modellrechnungen. Es wurden die vier Schichtenkomplexe mit Untertypen beschrieben, die aus den Untergrunderkundungen hervorgegangen sind und mit den stratigraphischen Formationen übereinstimmen (s. Tabelle 3-1).

Die Unterlagen Geotechnik sind sehr sorgfältig erstellt und beeindruckend umfangreich, was nicht dem eigentlich einfachen Untergrundaufbau, sondern dem nicht ganz trivialen hydraulischen Wechselspiel von Füllung der Becken und gleichzeitigen oder nachlaufendem Grundwasseranstieg, dem Einstau der Dämme und der Betonbauwerke sowie der zugelassenen teilweisen Unterströmung der Dämme geschuldet ist.

4.2. Technischer Bericht Geologie [2]

Der Technische Bericht Geologie der mjp ZT GmbH ist als Teil der UVE konzipiert und enthält daher eine weit ausgreifende geologische Abhandlung über das Wiener Becken und behandelt nur relativ kurz den Untergrundaufbau am Standort Trumau mit Bezug zu den geotechnischen Schichtkomplexen und den stratigraphischen Formationen des Hochwasserretentionsbeckens Trumau. Diese Darstellungen sind klar und nachvollziehbar.

Die Auswirkungen der Baumaßnahmen und des Betriebes des Hochwasserrückhaltebeckens Trumau auf die Geologie (den Untergrund) und das Schutzgut Grundwasser bzw. auf fremde Rechte sind zwar unter anderem im Technischen Bericht Geologie (Beilage 031 [2]) beschrieben, sie sind jedoch Gegenstand der UVE und werden im Rahmen des gegenständlichen Gutachtens nicht beurteilt.

4.3. Geotechnische Homogenbereiche, Bodenkennwerte

Es wurde seitens des Planungsteams - klar dargelegt und nachvollziehbar beschrieben, wie die Bodenkennwerte für die am Projektstandort vorliegenden Schichten ermittelt wurden. Die daraus abgeleiteten charakteristischen Bodenkennwerte sind plausibel und wurden für die Standsicherheitsbetrachtungen herangezogen.

Die Klassifizierung der im Projektgebiet vorliegenden Sedimente in definierte geotechnische Homogenbereiche (Schichtkomplexe) ist übersichtlich dargelegt und ist aus baugeologischer Sicht plausibel und nachvollziehbar. Auf der Grundlage der umfangreichen Aufschlussarbeiten und Laboranalysen der Jahre 2020 und 2024 wurden für die Homogenbereiche jeweils charakteristische Bodenkennwerte nachvollziehbar abgeleitet, die im Geotechnischen Bericht enthalten sind.

Auch in den Beschreibungen und den planlichen Darstellungen der Untergrundverhältnisse der Dämme [10] und der einzelnen Betonbauwerke [17] des Projektes im Geotechnischen Bericht [12] wird Bezug zu den hier angegebenen Homogenbereichen hergestellt. Die Zusammenschau der Homogenbereiche (obenstehende Tabelle 3-1) ist auch auf den geologischen Schnitten wiederzufinden, wodurch sich das Ganze übersichtlich und bis auf wenige Punkte nachvollziehbar gestaltet.

4.4. Baugrundmodell, Darstellung der Untergrundverhältnisse

Das aus den künstlichen Aufschlüssen resultierende Baugrundmodell ist plausibel. Die vorliegenden geologischen und geotechnischen Dammlängenschnitte [10] sowie die geotechnischen Profilschnitte der Betonbauwerke [17] wurden grundsätzlich gut aufbereitet und liefern aus Sicht des Fachbereiches Geologie die erforderlichen Informationen – Untergrundaufschlüsse, Untergrundaufbau, Grundwasserstand, Lagerungsdichten, geplante Maßnahmen – anschaulich und verständlich.

Der Unterfertigte möchte jedoch folgende Kritikpunkte äußern, die letztlich auf den Wunsch nach einer Reduzierung auf das Notwendige hinauslaufen:

- Bei den geologischen (Geologische Schnitte Trumau [5]) und den geotechnischen Profilschnitten (Geotechnischer Untersuchungsbericht Anlage 4 [10]) handelt es sich im Grunde genommen um die gleiche Darstellung mit dem gleichen Informationsgehalt und auch in den technischen Berichten zur Geologie [2] bzw. Geotechnik [12] gibt es keine dezidierten Beschreibungen, die einen eigenen Profilschnitt zwingend erforderlich machen würden.
- Der „Mehrwert“ der geotechnischen Längenschnitte ist die Eintragung der Dammhöhen. Es wäre folglich absolut ausreichend gewesen, die beiden Darstellungen [5] und [10] zu einer zusammenzufassen.
- Zu den Beilagen 032 [3] *Regionalgeologischer Überblick* und 033 [4] *Detallageplan RTR ROW, Geologie Schnitfführung* in den Projektunterlagen: es ist grundsätzlich zu begrüßen, dass das geplante Projekt zusammen mit der offiziellen geologischen Landesaufnahme dargestellt wird. Es handelt sich jedoch eigentlich um dieselbe Darstellung, für [4] wurde ein kleinerer Ausschnitt gewählt und die Schnitfführung eingezeichnet. Eine einzige Darstellung mit allen geologischen Informationen wäre absolut ausreichend gewesen.
- Betreffend den Standort Trumau ist zudem anzumerken, dass in [3] und [4] nicht alle Untergrunderkundungen eingetragen sind (vgl. [9]). Noch zweckdienlicher wäre es gewesen, die Beilagen 032 [3] und 033 [4] zu streichen und den Lageplan Untergrunderkundungen (Beilage 041) [9] gemeinsam mit der Geologischen Landesaufnahme dazustellen und zusätzlich einen Lageplan zu liefern, der die geplante Gründung der Dämme und Betonbauwerke ohne Überdeckung darstellt.
- Zu den Beilagen 041 *Anlage 3- Lageplan Aufschlüsse* [9] und 049 *Anlage 6, Beilage 1 - Lageplan Aufschlüsse und Berechnungsprofile* [16]: Beide Pläne sind Anlagen des Geotechnischen Berichts [12], sie unterscheiden sich – lapidar formuliert - in 11 „grünen Linien“ samt Beschriftung. Bei den „grünen Linien“ handelt sich fachlich um die wichtigen Berechnungsprofile, die aber durchaus auch in den [9] oder in [16] Beilage 2 Lageplan Maßnahmen hätten eingetragen werden können.

4.5. Durchlässigkeitsbeiwerte

Die in den obenstehenden Tabellen *Tabelle 3-3* und *Tabelle 3-4* angeführten Durchlässigkeitsbeiwerte stammen aus Infiltrationsversuchen in feinkörnigen Böden sowie Pumpversuchen in gemischtkörnigen Böden unter Berücksichtigung umfangreich ermittelter Kornverteilungen und Lagerungsdichten. Sie sind plausibel und deren jeweilige Bandbreite ist nachvollziehbar. Die Durchlässigkeitsbeiwerte wurden für die Standsicherheitsnachweise der

Dämme und Betonbauwerke, die in den Berichten Geotechnik und Wasserbau enthalten sind, herangezogen.

Das 3-D Strömungsmodell an sich (Technischer Bericht Fachbereich Grundwasser [34]) ist nicht Fachgebiet des Unterfertigten und wird daher nicht beurteilt, es kann aber bestätigt werden, dass (soweit bekannt) die für die Modellierung herangezogenen Kennwerte und deren Bandbreite, die dem Grundwassermodell zugrunde gelegt wurden, den Vorgaben des geologisch/geotechnischen Untergrundmodells und der ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerte k_h entsprechen.

5. Planung

5.1. Generelle Beschreibung der Dämme [1][12]

Das gegenständliche Projekt Rückhaltebecken Trumau ist Teil des Großprojektes Hochwasserschutz Triesting Oberwaltersdorf-Trumau-Münchendorf, das Siedlungsgebiet der drei genannten Gemeinden in Niederösterreich vor bis zu 100-jährlichen Hochwässern der Triesting schützen soll.

Dazu sollen Erddämme von insgesamt etwa 4.360 m (in 043) (oder 5,35 km, in 001 S.65) Länge errichtet und so ein Retentionsraum von 1,2 Mio. m³ Wasser im Bemessungsfall HQ100 mit der Wasseranslagslinie auf 208,1 müA für das Becken 1 und 207,1 müA für das Becken 2 entstehen.

Die Projekt wird gemäß vorliegender Unterlagen in insgesamt fünf Bauabschnitte (= Dammschnitte) unterteilt: Zulaufmulde links (km 0+000 bis 0+779), Becken 1 Ost (km 0+000 bis 1+012), Becken 1 West (km 0+000 bis 0+922), Querdamm (km 0+000 bis 0+515 inkl. Überströmstrecke) und Becken 2 (km 0+000 bis 1+133 inkl. Überströmstrecke). Die jeweilige Beckensohle soll auf heutigem Geländenniveau liegen und der vorliegende Auwald soll im Beckenbereich bis auf die Dämme, die Bauwerke und einen 4 m breiten *Bedienungstreifen* im beiderseitigen Dammfußbereich bestehen bleiben.

Die Dammschüttung für das Becken 1 wird maximal 5 m Höhe erreichen, der maximale Wasserstand im HQ100 - Fall 4 m. Für die Errichtung des Becken 2 ist eine maximale Dammschüttung von 5,7 m Höhe und im Bemessungsfall ein höchster Wasserstand von 4,7 m geplant. Die Dammkronen der Umschließungsdämme sollen 3 m breit sein und mit einem Quergefälle von 2,5% zur Wasserseite hin hergestellt werden. Die Böschungsneigung der Dämme ist allgemein mit 1:2 geplant.

In den Projektunterlagen sind sowohl geotechnische Regelprofile von GEOTEST [14] als auch wasserbautechnische Regelprofile [31][32][33] von Werner ZT enthalten, die zwar im Großen und Ganzen, nicht aber im Detail dasselbe darstellen. Zudem sind sie nicht mit denselben Buchstaben bezeichnet, was die Bearbeitung erheblich erschwert. Für die wasserbautechnischen Regelprofile existieren ein Übersichtslageplan [21] und Detaillagepläne [22]-[29], die eine eindeutige, gut verständliche Zuordnung der RQ zu spezifischen Dammschnitt ermöglichen. Die geotechnischen Regelprofile sind im Plan Lageplan Maßnahmen S-03-GT_210-ST-00 [16] enthalten. Die Abgrenzung der einzelnen Regelprofile ist in diesem Plan jedoch weniger exakt wie in den Detaillageplänen [22]-[29] dargestellt.

In den Lageplänen [22]-[29] und [16] stimmen die Abgrenzung der RQ nicht immer eindeutig überein (Bsp. Bereich Zulaufmulde). Außerdem sind die Darstellungen der

wasserbautechnischen Regelprofile und der geotechnischen Regelprofile nicht immer ident, wie Tabelle 5-1 zeigt.

Tabelle 5-1: Regelquerschnitte Geotechnik vs. Regelquerschnitte Wasserbau

RQ Geotechnik [14]	Übereinstimmung	RQ Wasserbau [31][32][33]
RQ 16a Zulaufmulde - Becken 1 Ost	√ sehr geringe Unterschiede	RQ 12c HWS-Damm Zulaufmulde rechts
RQ 16b Zulaufmulde links	√ sehr geringe Unterschiede	RQ 12a HWS-Damm Zulaufmulde links
RQ 16c Damm Becken 1 und Becken 2	√	RQ 10a HWS -Damm Becken
RQ 16d Damm mit Berme Becken 2 Ausleitung Pumpwerk DN600	Erhebliche Unterschiede	RQ 10c HWS -Damm Becken, Berme mit Begleitweg
RQ 16e Damm mit Berme Becken 2 Ausleitung Pumpwerk DN1000	√ geringe Unterschiede	RQ 10c HWS -Damm Becken, Berme mit Begleitweg
RQ 16f Damm mit Berme Becken 2 Fenster	√ geringe Unterschiede	RQ 10d HWS-Damm Becken Berme mit Begleitweg Fenster
RQ 16g Querdamm	√	RQ 10i HWS-Querdamm
RQ 16h Querdamm Dränageausleitung	erhebliche Unterschiede	RQ 10i HWS-Querdamm
RQ 16i Querdamm, Absetzbecken, Fenster	√	RQ 10h HWS-Querdamm mit Fenster
RQ 16j Damm Überströmstrecke	√ sehr geringe Unterschiede	RQ 11e Überströmstrecke
RQ 16k Querdamm Rampe überströmbar, Fenster	√ sehr geringe Unterschiede	RQ 11d Rampe auf Überströmstrecke mit Fenster

5.2. Gründungen der Dämme

Die erwarteten Gründungsverhältnisse der Dämme sind im Geotechnischen Bericht [12] beschrieben. Die Dammaufstandsfläche wird allgemein für den gesamten Projektbereich mit 0,5 m unter derzeitiger Geländeoberkante festgelegt. Werden tiefergreifende Wurzelstöcke oder organische Bestandteile in der Aufstandsfläche angetroffen, so seien diese vollständig auszukoffern und mittels lagenweise verdichtetem Bodenaustausch bis auf 0,50 m u GOK wieder zu verfüllen.

In 0,5 m uGOK liegen gemäß Ergebnissen der Untergrunderkundungen [6][7][10] sogenannte *Gemische aus mineralischen Böden mit humosen Beimengungen* (SKIa bis SKIc) vor. Es

handelt sich dabei um Mutter- bis Zwischenböden sowie teilweise um anthropogene Anschüttungen, die bis in eine Tiefe von 0,4-2,7 m uGOK aufgeschlossen wurden.

Die Lagen des Schichtenkomplex SKI werden in den Geotechnischen Berichten als mittel bis stark plastische Tone mit geringen bis mittleren Sandanteilen angesprochen, die Konsistenz wird als steif bis fest beschrieben. Auf Grund des vorliegenden Auwaldes werden auch höhere humose Anteile und gelockerte Bereiche durch die Durchwurzelung erwartet. Die Rammsondierungen ergaben sehr lockere Lagerungsdichten bis in 1 m uGOK, vereinzelt auch bis in etwa 1,5 m uGOK, darunter wird die Lagerungsdichte als locker bis teilweise mitteldicht beschrieben. Für den obersten Schichtenkomplex wurden Durchlässigkeitsbeiwerte zwischen $2,8 \times 10^{-4}$ m/s und $5,0 \times 10^{-9}$ m/s nachgewiesen.

Ein vollständiger Abtrag des humosen Mutter- und Zwischenbodens sei nur *unter erheblichen wirtschaftlichen Aufwendungen durchführbar* und auch Bodenverbesserungsmaßnahmen bzw. ein *vollflächiger Bodenaustausch* sei gemäß Erfahrungen des planenden Geotechnikers von GEOTEST nicht zweckdienlich.

Die Dammaufstandsfläche ist gemäß Geotechnischem Bericht [12] auf 95 bis 97% der Proctordichte herzustellen und mittels dynamischer Lastplattenversuche zu überprüfen. Rodung und Vorbereitung der Dammaufstandsfläche seien Zug um Zug durchzuführen, um eine Durchweichung des Schichtenkomplexes SKI durch Niederschläge und so eine deutliche Herabsetzung der Tragfähigkeit der Lagen und eine Verschlechterung der Bodeneigenschaften zu verhindern.

Im Bereich der sogenannten Fenster sind luftseitig des Dichtelementes Flächendrainagen, die in den Schichtenkomplex SKIII gründen, geplant, siehe dazu Kapitel 5.6.1. Wasserseitig des Dichtelementes sei für die Dammaufstandsfläche eine Mächtigkeit der Lage SKI von 0,50 m mit Durchlässigkeitsbeiwerten von $k_f \leq 1,0 \times 10^{-7}$ m/s erforderlich und allenfalls herzustellen.

5.3. Setzungen

Das Thema Setzungen des Untergrundes und Vorschüttung/ Vorbelastung wird im Gutachten des SV Geotechnik/Dammbau sehr ausführlich behandelt.

Nach eigenen Erfahrungen mit Vorbelastungsschüttungen auf deutlich ungünstigeren Böden (z.B. HWRB St. Veit a.d.Glan, 2004 in der 70. Sitzung der STBK behandelt) würde der Unterfertigte die zeitlichen Annahmen bezüglich der Konsolidierungszeiten als sehr konservativ beurteilen.

5.4. Untergrundabdichtung: Zentrales Dichtelement im Bodenmischverfahren [12]

Auf Grund der teilweise hohen Durchlässigkeiten der unter den Dämmen und Bauwerken vorliegenden Lagen, ist zur Abdichtung des Bauwerksuntergrundes im gesamten Bereich der Dämme bis auf die Zulaufmulde gegen Unterströmung die Herstellung eines zentralen Dichtelementes geplant. Dieses soll auch hohe Sickerwassermengen hintanhaltend.

Das zentrale Dichtelement soll in Dammachse etwa 0,8 m unter DOK (Dammoberkante) mit einer Stärke von 0,5-0,6 m im Bodenmischverfahren hergestellt werden und Wasserdurchlässigkeiten von $k_{10} \leq 5,0 \times 10^{-8}$ m/s aufweisen. Im Geotechnischen Bericht [12] wird sowohl die Methode zur Herstellung des zentralen Dichtelementes im Fräs-Misch-Injektionsverfahren (FMI) als auch im Nassmischverfahren mit Mehrfachbohrschnecken (MBS) diskutiert, wobei wohl eine Kombination beider Methoden angewendet werden wird.

zwischen km 0+044 und km 0+335 eine mineralische Oberflächendichtung zu projektieren. Dadurch soll unterbunden werden, dass im Einstaufall der Zulaufmulde, hohe Sickerwassermengen den Damm durchströmen.

Im Bereich des luftseitigen Böschungsfußes sind unverrohrte Drainagekörper mit Steinauflage über dem Drainagekörper vorgesehen [12]. Die Ausdehnung der Oberflächenabdichtung ist in [16] dargestellt.

RQ16b Zulaufmulde - Zulaufmulde links Regelquerschnitt M 1:100

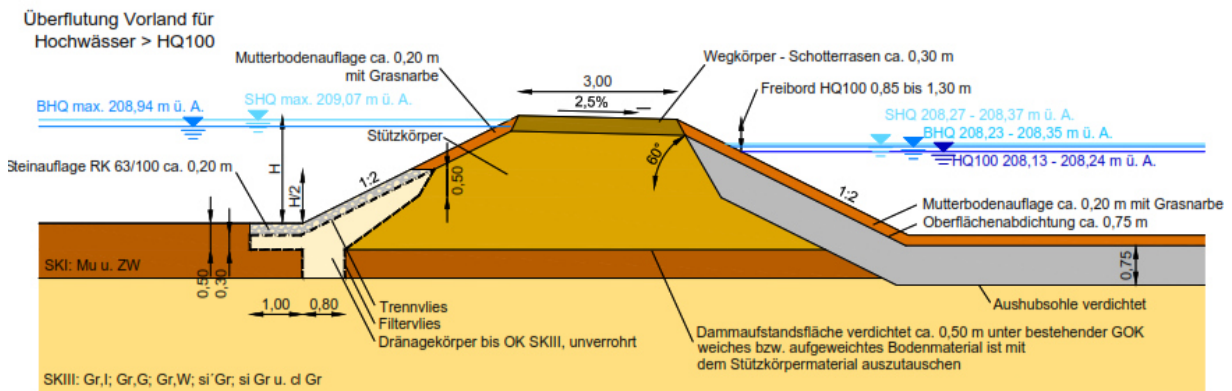


Abbildung 5-2: Regelquerschnitt 16b. Oberflächendichtung der Zulaufmulde mit tiefem Aushub bis in die Kiese

Die Oberflächenabdichtung soll gemäß den geotechnischen Regelquerschnitten [14] RQ16a und RQ16b 0,75 m mächtig sein und in die kiesigen Lagen des SKIII gründen. Da die Zulaufmulde ein steigendes Gefälle zum Becken 1 hin aufweisen soll, sind im südlichen Bereich beim Dotationsbauwerk Aushubtiefen von 2,45 m erforderlich. Im Geotechnischen Bericht [12] gibt es in Tabelle 26 eine Gegenüberstellung der erforderlichen Aushubtiefen für die Oberflächenabdichtung und der maßgeblichen Grundwasserstände.

Sie zeigt, dass zwar für den Bauzustand Wasserhaltungsmaßnahmen erforderlich sein werden, um den Grundwasserstand mindestens 0,3 m unter Aushubniveau abzusenken (siehe dazu Kapitel 5.9.1), nach Fertigstellung die GW-Stände jedoch unter der Oberkante der Oberflächenabdichtung liegen werden.

Für die Oberflächenabdichtung sind mittelplastische bis sehr stark plastische Tone mit einem Sand-Kiesanteil <30% und Wasserdurchlässigkeiten von $k_f \leq 5,0 \times 10^{-8} \text{ m/s}$ zu verwenden, die übrigen Materialeigenschaften sind [14] zu entnehmen. Das Material soll lagenweise auf einer verdichteten Aushubsohle der SKIII mit $D_{pr} \geq 97\%$ verdichtet eingebaut werden. Dynamische Lastplattenversuche sind sowohl für die Gründung als auch für die Oberflächenabdichtung selbst anzuwenden. Die Abdichtung soll mit 0,20 m Mutterboden überschüttet werden.

5.6. Drainagesystem

5.6.1. Entlastungsgräben, Flächenentlastung sowie Flächendrainagen

Bei der Gründung der luftseitigen Flächendrainagen wird grundsätzlich zwischen a) Dammbereichen mit Einbindung des zentralen Dichtelementes in den Stauer (keine Fenster)

und b) ohne Einbindung des zentralen Dichtelementes in den Stauer (mit Fenster) unterschieden.

- a) mit Einbindung des zentralen Dichtelementes in den Stauer (ohne Fenster): In diesen Dammabschnitten ist in der luftseitigen Böschung im Abstand von 1,00 m zum Abdichtungselement eine 0,50 m mächtige Flächenentlastung mit ein bzw. zwei Entlastungsgräben, die mindestens 0,80 m breit sind und in die Kiese des SKIII einbinden, vorgesehen. Die Flächenentlastung wird in den SKI gründen, die Oberkante des SKIII wird gemäß Erkundungsergebnisse zwischen 0,4 und 2,7 m uGOK erwartet. Auf Grund der kurzen Einstaudauer ist kein Filtervlies vorgesehen.

Die Entlastungsgräben würden durch Baggerschlitze, die unmittelbar wieder verfüllt werden, hergestellt werden können, wie die *gute Standsicherheit der Röschen* zeigte. Die Anzahl der Entlastungsgräben ist von der luftseitigen Böschungshöhe abhängig. Das Material der Entlastungsgräben und der Flächenentlastung soll aus grob- bis gemischtkörnigen Kiesen (hier wird die ÖNORM B 4400-1 Tabelle A.1 als Vergleich angegeben) mit einem Feinanteil $\leq 9\%$ und einem Steinanteil $< 15\%$, mit Wasserdurchlässigkeiten $k_f \geq 5,0 \times 10^{-5}$ m/s und einem Verdichtungsgrad von $D_{PR} \geq 98\%$ bestehen, siehe dazu

Die geplante Ausfertigung der Flächendrainage ist auch in [14] schematisch dargestellt (RQ16c, RQ16d und RQ16e, RQ 16g, RQ16h und RQ16j). Luftseitig angrenzend und mittels Filtervlies abgetrennt, soll ein Drainagekörper hergestellt werden, siehe dazu Kapitel 5.6.

- b) ohne Einbindung des zentralen Dichtelementes in den Stauer (mit Fenster): Luftseitig des Abdichtungselementes sind Flächendrainagen geplant, die in den Schichtenkomplex SKIII gründen sollen, um bei einer Unterströmung des Dammes im Standardlastfall einen Abbau der Gradienten bzw. der Porenwasserdrücke zu gewährleisten. Dazu sind die humos durchsetzten Lagen des SKI luftseitig des Dichtelementes vollständig abzutragen. Auf den freigelegten kiesigen Schichten des SKIII soll dann eine mindestens 0,50 m mächtige Flächendrainage auf Dränkomposit aufgebracht werden.

Das Material der Flächendrainage soll aus enggestuften Kiesen (hier wird die ÖNORM B 4400-1 Tabelle A.1 als Vergleich angegeben) mit Wasserdurchlässigkeiten $k_f \geq 1,0 \times 10^{-3}$ m/s und einem Kalzium- und Magnesiumkarbonatanteil von $< 30\%$ (Kalk- bzw. Dolomitschotter) bestehen. Wasserseitig des Dichtelementes sei für die Dammaufstandsfläche eine Mächtigkeit der Lage SKI von 0,5 m mit Durchlässigkeitsbeiwerten von $k_f \leq 1,0 \times 10^{-7}$ m/s erforderlich und allenfalls herzustellen. Die geplante Ausfertigung der Flächendrainage ist auch in [14] schematisch dargestellt (RQ16f, RQ16i und RQ16k). Luftseitig angrenzend und mittels Filtervlies abgetrennt, soll ein Drainagekörper hergestellt werden, siehe dazu Kapitel 5.6.

5.6.2. Drainagekörper

Entlang der Luftseite der Dämme ist eine Böschungsfußdrainage vorgesehen, die im Untergrund bis zur Oberkante des kiesigen Schichtenkomplexes SKIII reichen soll. Für den größten Teil der Dämme des gegenständlichen Projektes wird durch die Einbindung des Drainagekörpers in den SKIII und des Dichtelementes in den Stauer SKIV gemäß Geotechnischen Bericht [12] angenommen, dass mit *nahezu keinen Sickerwassermengen* zu rechnen sein wird. Für diese Bereiche ist ein freier Austritt möglicher Sickerwässer direkt aus dem Drainagekörper geplant. Andernfalls müsste das anfallende Drainagewasser auf Grund

vorliegenden Geländemorphologie abgepumpt werden, da es nicht in einen Vorfluter eingeleitet werden könne.

Lediglich im Bereich der Fenster des Querdammes zwischen dem Auslaufbauwerk und dem Pumpwerk entlang der ÖBB-Strecke sind verrohrte Drainagen mindesten 0,80 m uGOK vorgesehen, die ebenfalls in einem Drainagekörper, der in den SKIII einbindet, verlegt werden. Die Lage der Drainagen ist in [16] anschaulich dargestellt.

Die Ausleitung der Drainagen im Querdamm erfolgt am westlichen Ende der westlichen Drainage (km 0+100 bis km 0+150) bei km 0+100 sowie bei km 0+400 für die östlichen Drainage (km 0+316 bis 0+492) jeweils am Böschungsfuß des Beckens 2, RQ16h [14] ist hier maßgeblich. Es sind im Bereich der Ausleitung ein Drainagekoffer 3,00x3,00 m, der bis in den SKIII reichen, geplant.

Zwischen dem Auslaufbauwerk Becken 1 bei km 0+966 und dem Pumpwerk bei km 0+474 im Becken 2 werden die Drainagen ebenfalls auf Grund der Nähe zur ÖBB-Strecke und den zahlreichen Fenstern in der Untergrundabdichtung verrohrt geführt und beim Pumpwerk ausgeleitet. Die Länge der Drainage beträgt etwa 660 m, die Streckenbezeichnung ist in diesem Fall etwas verwirrend, hier gilt es zu bedenken, dass es sich bei km 1+012 des Beckens 1 um dieselbe Stelle wie km 1+133 Becken 2 handelt. RQ16d, RQ16e und RQ16f [14] ist hier maßgeblich.

Im Bereich der auslaufenden Dämme im südlichen Projektgebiet sollen die luftseitigen Böschungsfußdrainagen soweit hergestellt werden, soweit die Lamelle des Hochwassers HQ_{100} 0,30 m über der luftseitigen Geländeoberkante liegt. Außerdem wird im Geotechnischen Bericht [12] angegeben, dass die Drainagen bis auf ein $\frac{1}{4}$ der Dammhöhe, maximal jedoch 1,3 m hochgezogen werden sollen. Der Drainagekörper soll aus enggestuften Kiesen (ÖNORM B 4400-1 Tabelle A.1) mit einem Kalzium- Magnesiumkarbonatanteil <30% (vulgo Dolomitkies) und einer Wasserdurchlässigkeit von $k_f \geq 1,0 \times 10^{-2}$ m/s aufgebaut und in Filtervlies zum Stützkörper sowie zur Flächendrainage bzw. Trennvlies zum Mutterboden/Steinauflage gepackt werden.

Direkt am Böschungsfuß ist eine 0,20 m mächtige und 0,25 m (bzw. bis zum SHQ) hohe Steinauflage 63/100 geplant. In jenen Bereichen, in denen ein direkter Austritt der Wässer aus der Drainagen vorgesehen ist, soll die Steinauflage bis zu 1 m ins Vorland reichen und auf Drainagekies verlegt werden, siehe dazu beispielsweise RQ16c [14].

Die auszuführende Stärke der Drainagen ist ebenfalls im Geotechnischen Bericht [12] definiert und abhängig von der Dammhöhe. Die zu erwartenden Sickerwassermengen sind im Technischen Bericht Wasserbau [1] angegeben sowie in Tabelle 23 des Geotechnischen Berichtes [12] zusammengefasst und ergeben sich aus der stationären Durchströmungsberechnung. Wie durch den geotechnischen Planer beschrieben, sei an den *Eckpunkten der Fenster* im Einstaufall zusätzlicher Wasserandrang zu berücksichtigen; die GW-Situation an diesen Stellen soll durch weitere Kernbohrungen und Pumpversuche erkundet bzw. berechnet werden. Zu den berechneten Wassermengen und der Abfuhrleistung der Drainagen äußern sich der SV Wasserbau sowie Dammbau.

Es ist verständlich, dass die Planbeilage Anlage 4 – Regelprofile, S- 03-GT-114-ST-00, 09 20240047 keine Grundwasserstände enthält, da die neun Regelquerschnitte (mit Variationen elf) jeweils exemplarisch für mehrere hundert Meter Dammbauwerke mit unterschiedlichen MGW und HGW Niveaus stehen. Da aber manche Abschnitte der Drainagen des Beckens 2 eigentlich auch schon bei HGW dotiert werden und auch die Aufstandsfläche der Stützkörper

und Belastungskörper unter Auftrieb gerät (z.B. im Bereich Pumpwerk, wo der GW Spiegel praktisch an die Oberfläche kommt) könnten diese errechneten MGW und HGW Niveaus zur Verdeutlichung auch in einem Regelquerschnitt RQ16c, RQ16d und RQ16i dargestellt werden.

In erst den später erstellten geotechnischen Bauwerksschnitten sind diese Höhen enthalten, vielleicht weil die Lagen des GW-Spiegels auch Bedeutung für die Bauausführung haben. Für die Bauausführung und Dimensionierung der Wasserhaltung wäre zunächst der aufgeschlossene GW Spiegel mit seiner bekannten jährlichen Schwankungsbreite schon hilfreich.

Geotechnischer Schnitt Pumpwerk Becken 2 - Ausbau, M 1:100

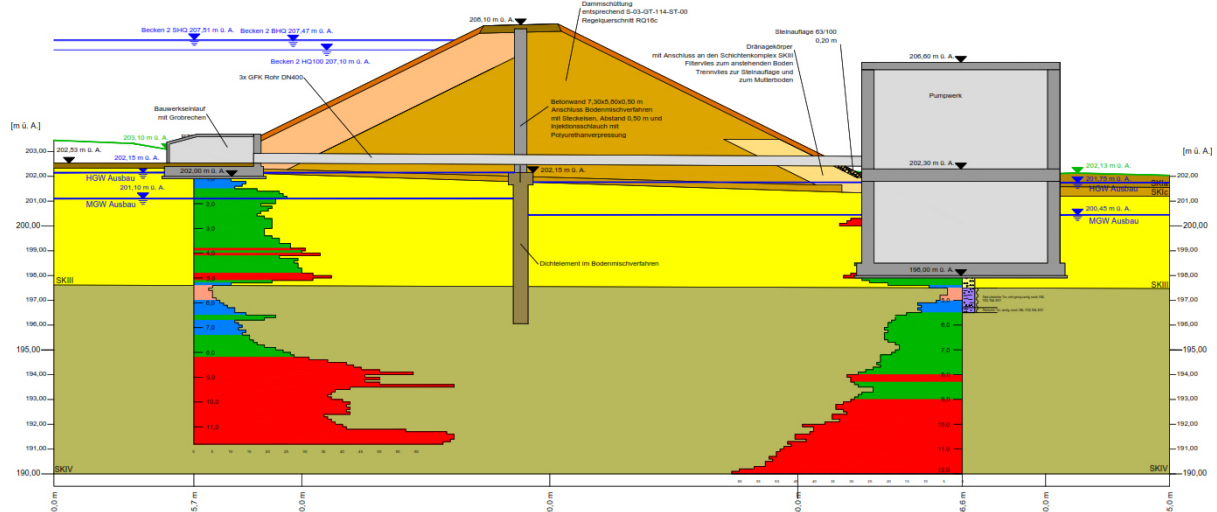


Abbildung 5-3: Regelquerschnitt 16c. Benetzung der gesamten Dammaufstandsfläche durch HGW-Niveau

5.7. Bauwerksabschnitte

In der Folge werden sowohl die RQ Geotechnik als auch die RQ Wasserbau angeführt (RQGT/RQWB), da die RQ WB detailliertere Informationen über die Ausführung enthalten und deren Verortung in den Detaillageplänen klarer dargestellt ist, die RQ GT enthalten dafür Informationen über den Untergrund.

5.7.1. Zulaufmulde links (km 0+ 000 bis 0+779)

Der Projektabschnitt Zulaufmulde links (km 0+000 bis 0+779) befindet sich im südlichsten Bereich des Retentionsbauwerkes und besteht aus einem insgesamt 779 m langen Zonendamm, der die Form eines umgekehrten V aufweist und bei km 0+779 in das Urgelände ausläuft. Etwas verwirrend ist die Tatsache, dass die allgemein bezeichnete *Zulaufmulde* mit der doch sehr charakteristischen Eigenschaft durchgehend unterströmbar zu sein, in den Projektunterlagen strenggenommen aus den Projektabschnitten Zulaufmulde links (westlicher Damm) und Becken 1 Ost (östlicher Damm) besteht.

Am südlichen Punkt zwischen dem Damm *Zulaufmulde links* und dem Damm *Becken 1 Ost* ist das Dotationsbauwerk (Bauwerkshöhe 209,65 müA) mit Rechen vorgesehen. Die Zulaufmulde selbst ist 335 m lang und weist eine Sohlbreite von 20 m auf. Sie wird mit einem steigenden Gefälle von etwa 1,5‰ ausgehend vom Dotationsbauwerk auf 206,50 müA hergestellt werden und schließt im nördlichsten Bereich auf ca. 207,00 müA über einen

weiteren Rechen an das Becken 1 an. Um diese Neigungen zu erreichen, muss das Gelände im Einlaufbereich bis zu 2,40 m abgegraben werden.

Die Dämme der Zulaufmulde selbst sollen gemäß der Regelquerschnitte [1][33] RQu16b/RQ12a für den westlichen Damm und RQ16a/RQ12c für den östlichen (eigentlich dem Projektabschnitt Becken 1 Ost zugehörig) hergestellt werden. Sie sind durchgehend unterströmbar. Es wurden keine Untergrundabdichtungsmaßnahmen, dafür aber eine an der wasserseitigen Flanke situierte, etwa 0,75 m mächtige Oberflächenabdichtung aus feinkörnigem Material projektiert, siehe dazu Kapitel 5.5. Im Bereich des luftseitigen Böschungsfußes sind unverrohrte Drainagekörper mit Steinauflage über dem Drainagekörper vorgesehen [12].

Der westliche Bereich des Projektabschnittes *RTR_Zulaufmulde_links* soll gemäß RQ16c/RQ10a [33][23] errichtet werden und somit auch über ein Dichtelement verfügen.

5.7.2. Becken 1 Ost (km 0+000 bis 1+012) [22][31][33]

Der Projektabschnitt Becken 1 Ost (km 0+000 bis 1+012) erstreckt sich über 1.012 m entlang des Bahndammes der ÖBB vom Dotierbauwerk im Süden gen Norden bis zum Querdamm und gliedert sich in die Unterabschnitte *Zulaufmulde*, *Damm Becken 1 Ost*, *Ausleitung 2xDN1200* und *Ausleitung Tosbecken und Ausleitungsgraben*.

Wie bereits beschrieben, fungieren die südlichsten 300 m des Projektabschnittes Becken 1 Ost zwischen Dotierbauwerk und nördlichem Rechen als östlicher (rechter) Damm der Zulaufmulde, der gemäß RQ16a/RQ12c mit einer wasserseitigen, mindestens 0,75 m mächtigen Oberflächenabdichtung bis zur Dammkrone und einem luftseitigen unverrohrten Drainagekörper hergestellt werden soll.

Zwischen der sog. *Rampe_Muldenquerung_ost* und dem Auslaufbauwerk ist der Regelquerschnitt RQ16c/RQ10a maßgeblich. Es ist eine Einbindung des Dichtelements von mindestens 1,5 m in den Grundwasserstauer (SKIVa/b) vorgesehen. An der luftseitigen Böschung ist ein 0,5 m mächtige Flächenentlastung mit zwei Entlastungsgräben sowie ein unverrohrter Drainagekörper geplant. Die endgültige Einbindetiefe soll nach Vorgaben der Geotechnik im Zuge der Herstellung festgelegt werden.

Der Damm Becken 1 Ost „enthält“ das Auslaufbauwerk bei ca. km 0+960 und reicht bis km 1+012 bis zur Achse des Querdammes. Dem Auslaufbauwerk vorgelagert ist das Absetzbecken, in welches im Fall der Entleerung der Anlage nach HQ Beaufschlagung rückströmendes Wasser aus dem Becken 2 mündet.

5.7.3. Becken 1 West (km 0+000 bis 0+922) [27][31]

Der Projektabschnitt Becken 1 West bildet die westliche Umgrenzung des Becken 1 und erstreckt sich über 922 m in nördlicher Richtung bis zum Querdamm. Der gesamte Damm soll gemäß RQ16c/RQ10a hergestellt werden. Es ist eine Einbindung des Dichtelements von mindestens 1,5 m in den Grundwasserstauer (SKIVa/b) vorgesehen. An der luftseitigen Böschung ist ein 0,5 m mächtige Flächenentlastung mit zwei Entlastungsgräben sowie ein unverrohrter Drainagekörper geplant. Die Höhe der Dammschüttung wird auf Grund der Geländemorphologie im südlichsten Bereich >2 m sein und gen Norden bis auf etwa 4,6 m zunehmen.

Im westlichsten Bereich des Beckens 1 zwischen km 0+400 und km 0+500 werden zwei Rampen, *RTR_Rampe_West_nord* mit einer Länge von 66 m und die *RTR_Rampe_Süd_west-süd* mit einer Länge von 26 m hergestellt werden.

5.7.4. Querdamm (km 0+000 bis 0+515 inkl. Überströmstrecke) [31][28]

Zwischen den Becken 1 und 2 wird ein 515 m langer Querdamm hergestellt werden. In der Mitte des Querdammes ist eine etwa 280 m lange und bis zu Überströmstrecke mit Kronenhöhe 207,90 müA und maximaler Schütthöhe von 3,9 m geplant. Die Überströmstrecke soll gemäß RQ16j/RQ11e [32] hergestellt werden und umfasst ein zentrales Dichtelement, das bis mindesten 1,50 m in den grundwasserstauenden Horizont hineinreichen soll. Auf Seite des Beckens 2 wird die Dammböschung mit Wasserbausteinen gesichert werden, in der Dammaufstandsfläche sind eine Flächenentlastung mit einem Entlastungsgraben sowie ein Drainagekörper samt Drainagerohr vorgesehen. Die südliche Dammböschung wird an der Krone mit Wasserbausteinen gesichert und wird am Dammfuß auf einer etwa 0,2 m mächtigen Steinauflage 63/100 hergestellt werden.

Zwei befestigte und daher befahrbare Rampen mit zentralem Dichtelement sind im Überströmungsbereich geplant. 2 Fenster mit jeweiliger Länge von 10,0 m sollen unter den Rampen hergestellt werden, ein weiteres Fenster mit 5,0 m Länge ist im Bereich des Absetzbeckens gemäß RQ16g/RQ11d geplant. Im Bereich der Fenster bindet das zentrale Dichtelement lediglich etwa 2,5 m uGOK an wodurch ein Abstand (das gewünschte Fenster) zur Oberkante des Stauers von 2,1-2,4 m Höhe entsteht [12].

Westlich sowie östlich der Überströmstrecke wird der Querdamm gemäß RQ16g/RQ10i mit Kronenhöhe von 209,1 müA und einer maximalen Dammschüttung von 5,3 m hergestellt werden. Es ist beidseitig des Dichtelementes, das mindestens 1,5 m in den Grundwasserstauer einbinden soll, ein Belastungskörper geplant, auf Seite des Beckens 2 ist eine mindestens 0,5 m mächtige Flächenentlastung mit zwei Entlastungsgräben sowie ein Drainagekörper mit Drainagerohr und Drainagegraben vorgesehen. Die südliche Dammböschung wird am Dammfuß auf einer etwa 0,2 m mächtigen Steinauflage 63/100 gesichert.

5.7.5. Becken 2 (km 0+000 bis 1+133 inkl. Überströmstrecke) [26][32]

Das Becken 2 soll nördlich des Querdammes entstehen und durch einen 1,133 km langen Damm begrenzt werden. Direkt an den Damm Becken 1 West anschließend ist zunächst der RQ16c/RQ10a maßgeblich.

Im nord-nordöstlichen Bereich des Beckens 2 ist etwa zwischen km 0+225 und 0+452 eine 210 m lange Überströmstrecke mit Dammkrone auf 207,1 müA und einer maximalen Dammschüttung von 3,9 m nach RQ16j/RQ11c geplant. Dieser Bereich soll als Notentlastung fungieren und bei HQ₁₀₀ des Beckens 2 überströmt werden. Auch in diesem Dammabschnitt soll die luftseitige Dammböschung sowie die Dammkrone und der oberste Abschnitt der wasserseitigen Dammböschung durch in Beton versetzte Wasserbausteine LMB 60/300 gesichert werden.

Das Dichtelement soll mindestens 1,5 m in den Grundwasserstauer einbinden, an der Luftseite ist eine mindestens 0,6 m mächtige Flächenentlastung mit einem Entlastungsgraben sowie ein Drainagekörper ohne Drainagerohr vorgesehen. Die wasserseitige Dammböschung wird am Dammfuß auf einer etwa 0,2 m mächtigen Steinauflage 63/100 gesichert.

Die Überströmstrecke grenzt im Norden an das Pumpwerk, siehe dazu Kapitel 5.9.4. Gen Südosten wird der Damm des Beckens 2 über 600 m aus einem Damm gemäß RQ16d/RQ10c mit zentralem Dichtelement bis mindestens 1,5 m unter OK des GW-Stauers und einer luftseitigen Flächenentlastung mit zwei Entlastungsgräben, einem luftseitigen Drainagekörper samt Drainagerohr hergestellt. Für diesen Dammabschnitt charakteristisch sind die luftseitige

Berne sowie der Grundablass unter der Berme. Sieben Fenster gemäß RQ16f/RQ 10d, die eine abschnittsweise Unterströmung des Dammes ermöglichen sollen, liegen entlang des nordöstlichen Projektabschnittes. Sie unterscheiden sich vom übrigen Damm (RQ16d/RQ10c) durch ein deutlich kürzeres zentrales Dichtelement, das nicht in den GW-Stauer einbindet und lediglich 2 m unter die Dammaufstandsfläche reichen wird, und einer mindestens 0,5 m mächtigen Flächenentlastung auf Filtervlies, die zum luftseitigen Dammfuß direkt an einen Drainagekörper mit Drainagerohr DN300 grenzt. Dieser Drainagekörper soll mindestens bis auf $\frac{1}{4}$ der Böschungshöhe bzw. bis auf max. 1,3 m hochgezogen werden.

5.7.6. Ausleitung

Das Wasser in Becken 2 unter 204,40 müA wird über einen Rohrdurchlass im Damm zum Pumpwerk am nördlichsten Ende des Beckens geführt und gelangt von dort über eine Druckleitung DN600 und daran anschließend über eine Freispiegel-Rohrleitung DN1000, die in der luftseitigen Berme des Beckens 2 verläuft, ebenfalls zum Tosbecken.

Ausgehend vom Tosbecken wird ein ca. 180 m langer unbefestigter Graben (3,5 m breit, 0,15-0,85 m in des Urgelände eingetieft) entlang der ÖBB-Strecke hergestellt werden (*Ausleitungsgraben*), der am Rohrkopfbauwerk wiederum in zwei Rohre DN1200 mündet. Die beiden Rohre verlaufen zunächst westlich parallel zum Gleiskörper der ÖBB, und verschwenken an einem $\sim 115^\circ$ Krümmer gen ESE und unterqueren sowohl die ÖBB-Strecke als auch einen Werkskanal. Letztlich mündet die Freispiegel-Ausleitung bei Fluss-km 12,54 in die Triesting.

Über die Ausbildung dieses $\sim 115^\circ$ -Krümmers gibt es keine Angaben, ob es als Fixpunkt auszubilden ist, könnte/sollte im Rahmen der Kommissionssitzung diskutiert werden.

5.8. Materialbedarf

Die vorgelegten Projektunterlagen enthalten lediglich eine Aussage über die erforderliche Gesamtkubatur für 4,35 km (im TB [1] 5,35 km?) Dammbauwerke, ohne Differenzierung der unterschiedlichen Materialien für Stützkörper, Belastungskörper, Flächenentlastung, Drainagekörper und Wegkörper (Dammkrone, Rampen).

Berichtet wird über die Möglichkeit der Wiederverwertung von sehr inhomogenen Materialien aus einer Bodenaushubdeponie Leni I der Fa. Strabag, die auch umfangreichen Untersuchungen unterzogen wurde. Dazu wurden 15 Röschen bis etwa 6,5 m unter GOK hergestellt und Probenmaterial für Labortuntersuchungen (Bestimmung des nat. Wassergehaltes, der Zustandsgrenzen nach Atterberg, der Wasserdurchlässigkeit, der Kornverteilung, der Scherparameter und des Glühverlustes) entnommen. Die Ergebnisse wurden in einem detaillierten geotechnischen Bericht [18] seitens GEOTEST dargelegt.

Diese Beprobungen und Laboruntersuchungen haben vereinfacht ergeben, dass im Wesentlichen chaotisch gelagerte gemischtkörnige Kiese, feinkörniges Bodenmaterial mit $> 35\%$ Kiesanteil und tw. sehr mächtige Lagen von organisch durchsetztes Material (Mutterboden) vorliegen (3 Schichtkomplexe SK I bis SK III definiert).

Für die unterschiedlichen Schüttmaterialien hat Geotest folgende SOLL-Bodenkennwerte festgelegt, an denen das Material der Bodenaushubdeponie Leni I zu messen ist.

Tabelle 5-2: Tabelle zu den charakteristischen **Soil**-Bodenkennwerten der für die Dämme erforderlichen unterschiedlichen Materialien, entnommen aus [47], Geotechnische Regelquerschnitte.

Bauteil	Korngröße	Plastizität	Verdichtungsgrad	Scherparameter	Wasserdurchlässigkeit	Organ. Anteil
Stützkörper	Grob-gemischtkörnige Kiese Feinkornanteil: $\leq 9\%$ Steinanteil: $< 15\%$	$I_p \leq 20\%$ bei Feinkornanteil $> 20\%$	DPR ≥ 97 bis 98%	$f \geq 35,0^\circ$, $c \geq 3,5 \text{ kN/m}^2$	$1,0 \times 10^{-8} \leq k_f \leq 5,0 \times 10^{-5} \text{ m/s}$	$V_{gl} \leq 3,0\%$
Flächenentlastung, Entlastungs-gräben	grob- bis gemischtkörnige Kiese Feinkornanteil: $\geq 9\%$ Steinanteil: $< 15\%$		DPR $\geq 98\%$		$k_f \geq 5,0 \times 10^{-5} \text{ m/s}$	DPR $\geq 98\%$
Belastungskörper	grob- bis gemischtkörnige Kiese Feinkornanteil $\leq 6\%$ Steinanteil $< 15\%$			$\Phi \geq 37,5^\circ$, $c \geq 0,75 \text{ kN/m}^2$, gegebenenfalls Kantkorn, Filtervlies zum Stützkörper $f \geq 35,0^\circ$, $c \geq 0,25 \text{ kN/m}^2$, filterstabil zum Stützkörper ohne Filtervlies	$10\text{-}4 \text{ m/s} \leq k_f \leq 1,0 \times 10\text{-}3 \text{ m/s}$	DPR $\geq 98\%$
Drainagekörper	<u>enggestufte Kiese</u>				$k_f \geq 1,0 \times 10\text{-}2 \text{ m/s}$	Calcium- und Magnesiumkarbonat Anteil $< 30\%$
Zentr. Dichtelement	zentrales Dichtelement im Bodenmischverfahren			Einaxiale Druckfestigkeit $q_u \geq 3,0 \text{ MN/m}^2$ (nach 56 Tagen), Bruchstauchung $e \geq 1,0\%$	$k_{10} \leq 5,0 \times 10\text{-}8 \text{ m/s}$	
Wegkörper Schotterrasen	-					
Oberflächenabdichtung	mittelplastische bis ausgeprägt plastische Tone mit einem Sand-Kiesanteil $< 30\%$	$I_p \geq 20\%$			$k_f \leq 5,0 \times 10\text{-}8 \text{ m/s}$	

Die grundsätzliche Eignung wurde festgestellt, der Planer Geotechnik äußerte aber selbst Vorbehalte wegen der abzusehenden, schwierigen Trennung der unterschiedlichen, chaotisch gelagerten Schichtkomplexe, die auch tw. mit Mutterboden versetzt sind.

Auf jeden Fall werden diese Materialien in ausreichender Menge als Masse für die vorgesehenen Vorlastschüttungen zur Verfügung stehen, wobei ihre spätere Eignung als Dammschüttmaterial ausführlich getestet werden muss.

5.9. Gründungen der Betonbauwerke

5.9.1. Gründung und Herstellung des Dotationsbauwerks und der Rechen [12][17]

Das Dotationsbauwerk soll im Süden des Rückhaltebeckens Trumau in einem Abstand von mindestens 10 m zur Triesting etwa bei Fluss km 13+040 errichtet werden, dem Bauwerk vorgelagert entlang des Flusses in einem Abstand von 6,0 m zu ebendiesem ist ein 74 m langer Rechen geplant.

Das Dotationsbauwerk selbst soll 19,1 m breit sein. Sowohl westlich als auch östlich binden insgesamt vier Flügelmauern, die direkt an das Dotationsbauwerks anschließen, zwischen 8,8 m und 12,6 m in die Dammschüttungen der Zulaufmulde bzw. das Urgelände ein.

Die Gründung des Dotationsbauwerks soll als Sohlplatte aus Stahlbeton mit Abmessungen 19,10 x 9,84 x 0,6 m auf einer 0,1 m mächtigen Sauberkeitsschicht hergestellt werden, jene der Flügelmauern auf 1,0 m breiten Streifenfundamenten. Der Einlauf erfolgt über vier elektrisch betriebene Schütze mit Abmessungen 3,6 x 2,65 m. Die ermittelte Wasserhöhe bei einem HQ_{100} liegt vor dem Dotationsbauwerk bei 209,00 müA ($HQ_{100\text{Triesting}}$), hinter den Einlaufschütze in der Zulaufmulde bei 208,5 müA ($HQ_{100\text{Zulaufmulde}}$). Die Höhe der Flügelmauern

respektive der Dammschüttungen ist mit 209,5 müA angegeben, die Oberkante des Dotierbauwerks liegt auf 209,85 müA:

Aushub

Zunächst soll zur Triesting hin ein Baudamm mit 2:3 Böschungsneigung und einer Oberkante die dem Bemessungshochwasser, das im Ausschreibungsverfahren festgelegt werden wird, zuzüglich 0,3 m Freibord entspricht, und einer Kronenbreite von 3 m hergestellt werden. Aus Platzgründen müssen im Bereich der südöstlichen Flügelmauer Spundwände, die 1,0 m in den GW-Stauer reichen und sowohl an das Urgelände als auch an den Baudamm anschließen, hergestellt werden.

Die Aushubsohle des Dotationsbauwerks soll auf ca. 205,8 müA, was etwa 2,7 m u GOK entspricht, hergestellt werden. Die humos durchsetzten, sehr locker bis locker gelagerten Lagen (SKIA und SKIc) sind folglich ab dem Rechen bis zur Einlaufmulde (und danach??) abzutragen. Dadurch können Böschungshöhen von bis zu 3,05 m entstehen, der jeweilige Böschungfuß ist mit einem Ansatzstein 300/1000 sowie Wasserbausteinen LMB 60/300 zu sichern. Sofern steiler als 1:2 geböscht werden muss, sind Blockschichtungen am Böschungfuß herzustellen.

Laut Geotechnischem Schnitt Dotationsbauwerk [17] liegt in Gründungstiefe der Schichtkomplex SKIII vor, der aus locker bis mitteldicht gelagerten, schwach schluffigen, sandigen Kiesen besteht. Darunter folgen ab ca. 203,1 müA die Grundwasserstauenden Lagen des SKIV. Die erforderlichen Setzungsberechnungen für das Dotationsbauwerk sind im Geotechnischen Bericht [12] geführt und werden vom SV für Geotechnik kommentiert. Für die Bemessung der Bodenplatte wurde ein Bettungsmodul zwischen 25 und 45 MN/m³ angesetzt. Für die Baugrube seien Böschungsneigungen von 45° zulässig.

Im Geotechnischen Bericht [12] wird weiters darauf eingegangen, dass das Niveau der Aushubsohle für das Dotationsbauwerk etwa 0,1 m unter dem mittleren GW-Stand von 205,90 müA liegen wird, weshalb Wasserhaltungsmaßnahmen erforderlich sein werden, die ausführlich beschrieben sind:

Bauwasserhaltung

Für die Planung der Wasserhaltung wurde für die vorliegenden Kiese ein Durchlässigkeitsbeiwert von $5,0 \times 10^{-3}$ m/s und eine Pumpwassermenge von etwa 22,9 l/s errechnet. Der Grundwasserspiegel soll über zwei Brunnen in der Nähe des Bauvorhabens temporär bis zur Fertigstellung der Oberflächenabdichtung abgesenkt werden. Die Bauwasserhaltung für die Baugrube des Dotationsbauwerkes dürfte in engem Zusammenhang mit der für den Aushub des ersten Abschnittes der Zulaufmulde stehen, wo der Grundwasserstand für die Bauzeit der Oberflächenabdichtung auf 205,5 müA, sprich 0,3 m unter der Aushubsohle, gehalten werden muss.

Zusätzlich sei Sickerwasser, das bei einem Wasserstand der Triesting von 206,5 müA durch den Baudamm sickert, zu berücksichtigen. Dabei wird im Geotechnischen Bericht [12] ein Durchlässigkeitsbeiwert von $3,0 \times 10^{-3}$ m/s für die Kiese im Uferbereich angesetzt, da von einer geringen Kolmation ausgegangen wird. Das Sickerwasser soll über Gräben und Pumpensümpfe in das Absetzbecken Zulaufmulde geführt werden. Es wurde eine Sickerwassermenge von etwa 0,82 l/s/lfm errechnet, was über die Länge der Baugrube von 35 m eine Wassermenge von 28,7 l/s/lfm ergibt. Sofern die erforderlichen Bewilligungen vorliegen, sollen insgesamt etwa 51,6 l/s in die Triesting gepumpt werden.

Die Berechnung der Grundwasserabsenkung ist in [15] (*Anlage 5 – Weitere Berechnungen, S-03-GT-115-ST-00, 09 2024*) mit planlicher Darstellung der vier erforderlichen Absenkbrunnen enthalten.

Entlang der nördlichen Kante der Bodenplatte des Dotationsbauwerks soll eine Dichtelement im Bodenmischverfahren bis in die wasserstauende Lage SKIV (Einbindung in SKIV mindestens 1,5 m) hergestellt werden. Diese Abdichtungsmaßnahme soll Unterströmungen und hohe Sickerwassermengen verhindern. Auch die Oberflächenabdichtung der Zulaufmulde, die aus 3 Lagen á 0,25 m bestehend wird, soll dicht an die Sohlplatte des Dotationsbauwerkes anschließen. Abbildung 36 im Geotechnischen Bericht [12] zeigt die geplanten Abdichtungsmaßnahmen. Ein Graben mit Schmalwandsuspension soll verhindern, dass das Dichtelement auch statische Wirkungen als Tiefgründungselement erfährt.

Rechen (Zulauf und Ablauf)

Der Rechen zwischen Triesting und Dotationsbauwerk soll in Entfernung von mindestens 6,0 m zur Triesting hergestellt werden. Der Achsabstand der Rechen beträgt 1,50 m, die freie Höhe der Stäbe zwischen 2,50 m und 3,00 m. Gemäß Empfehlungen des geotechnischen Planers sind die Stäbe der Rechen nicht in einem Streifenfundament zu gründen, sondern in den Boden zu Rammen. Es soll lediglich eine Leitwand mit Gründungsunterkante in frostfreier Tiefe auf 205,7 müA in den Kiesen des SKIII hergestellt werden, die wiederum bis auf 206,5 müA eingeschüttet werden soll. Auch für die Errichtung der Leitwand sind Wasserhaltungsmaßnahmen erforderlich. Die endgültige Einbindetiefe der einzelnen Rechenstäbe soll in der Ausführungsplanung gemäß der Ergebnisse der umliegenden Rammsondierungen festgelegt werden. Eine maximale Einbindetiefe von 8,40 m unter Geländeniveau von 206,5 müA, das nach Abtrag der humos durchsetzen Lagen SKIa und SKIb entstehen soll, ist im Geotechnischen Bericht [12] angegeben.

Auch am nördlichen Ende der Oberflächenabdichtung der Zulaufmulde ist ein zweiter Rechen geplant, der bei der Entleerung des Beckens 1 (Rückfluss in die Triesting) etwaiges Treibgut abhalten soll. Auch diese Rechenstäbe sollen gerammt werden. Da das Gelände in der Zulaufmulde ansteigt, reduziert sich die freie Höhe der Rechenstäbe auf 1,65 m und somit auch die erforderliche Einbindetiefe auf 5,8 m. Dieser Rechen ist zwischen zwei, die Zulaufmulde abschließenden Sohlgurten situiert.

Der Bauablauf für die Herstellung des Dotationsbauwerkes und der beiden Rechen und deren Gründung ist im Detail im Geotechnischen Gutachten beschrieben und kann als nachvollziehbar und zweckmäßig beurteilt werden.

5.9.2. Gründung und Herstellung des Auslaufbauwerks Becken 1

Das Auslaufbauwerk Becken 1 ist NW-SO orientiert und liegt im nördlichsten Bereich des Dammes - Projektabschnitt Becken 1 Ost unmittelbar südlich des Querdammes. Die Gründung des Auslaufbauwerks Becken 1 ist im Geotechnischen Bericht [12] Kapitel 7.5.2 anschaulich dargelegt. Es besteht aus den Bauwerksteilen (samt Niveau Unterkante Gründung):

- Bauwerkseinlauf mit Grobrechen, Bodenplatte 6,10 x 4,50 m auf 203,40 müA
- 3x GFK Rohr DN1200, rechteckig ummantelt mit Magerbeton, 203,87-203,94 müA
- Schieberbauwerk, Bodenplatte 7,50 x 2,30 m auf 203,30 müA
- Bauwerksauslauf, Bodenplatte 6,10 x 3,50 m auf 203,35 müA
- Einschüttung des Auslaufbauwerkes

Aus geologisch-geotechnischer Sicht ist der Untergrund im Bereich des Auslaufbauwerkes mittels Vierschichtmodell zu beschreiben. Im Unterschied zum Großteil des Projektgebietes liegt hier zwischen den dicht gelagerten sandigen Kiesen des SKIII und dem sehr dicht gelagerten, tonigen, grundwasserstauenden Horizont SKIV eine locker bis mitteldicht gelagerte Lage aus schluffigem bis kiesigem Sand vor.

In der nordöstlichen Ecke des Becken 1 zwischen Damm Becken 1 Ost und dem Querdamm, funktional beschrieben zwischen dem Auslauf des Trennbauwerkes und dem Einlauf des Auslaufbauwerkes, ist ein Sedimentabsetzbecken angeordnet, dessen Sohlhöhe auf ca. 203,0 müA liegt und somit bereits in SKIIIa, der Fazies der grobklastischen Steinfeldschotter, . Aufgrund des Aufstauereffektes durch die, diese Ecke umgebenden Dichtwandelemente bis zum Stauer, steigt der HGW-Spiegel etwa 0,4 m über das Sohlniveau dieses Beckens. Es ist daher vorgesehen den Schichtkomplex SKI bis zu rOK des Schichtkomplexes SKIII auszukoffern.

Wie die Bezeichnung besagt dient das Becken der „Vorklämung“ des aus dem Becken 2 rückströmenden Retentionsvolumens, bevor dieses in den *Ausleitungsgraben* und weiter über den *Rohrkopf* in die verrohrte Ausleitung 2xDN1200 zurück zur Triesting gelangt

Das derzeitige Geländeniveau liegt zwischen 204,4 müA und 204,9 müA. Gemäß Geotechnischem Schnitt Auslaufbauwerk [17] soll die Gründung in den Schichtenkomplex SKIc Zwischenboden (Cl,L; Cl,M; Cl,A; Si,L) erfolgen. Die Gründungsunterkanten (Bodenplatte und Sauberkeitsschicht) der Bauwerksabschnitte werden jeweils mindestens 0,6 m über dem erkundeten höchsten Grundwasserstand HGW Bestand 202,80 müA liegen, weshalb keine Wasserhaltungsmaßnahmen notwendig sein werden.

Da für die Baumaßnahmen im Schichtenkomplex SKIc große Setzungen zwischen 2,3 cm und 8,1 cm errechnet wurden, ist laut Geotechnischem Bericht [12] für den Bereich des Bauwerkes und des Dammes eine Vorschüttung von 120 kN/m² vorzusehen, die vor Herstellung des Bauwerkes wieder abgetragen werden soll. Für die Bemessung der Bodenplatte könne in Gründungstiefe eine Bettungsmodul von 10-45 MN/m³ angesetzt werden. Da die Sedimente des Schichtkomplexes SKIc bei Durchfeuchtung zu Aufweichung neigen würden, seien durchfeuchtete Zonen auszukoffern und die Sauberkeitsschicht schnellstmöglich nach Verdichtung der Baugrubensohle aufzubringen. Die Baugrube könne mit 45 bis 60° frei geböscht werden.

Um eine Unterströmung des Auslaufbauwerkes zu verhindern, ist ein zentrales Dichtelement im Bodenmischverfahren, das unter dem Schieberbauwerk situiert sein soll, bis in den GW-stauenden Horizont SKIV etwa 7,2 m unter heutigem GOK geplant. Für die Herstellung des Dichtelementes sei auf 203,40 müA ein ca. 0,50 m mächtiges Arbeitsplanum aus Rundkorn 0/63 vorzubereiten, da sich in dieser Zone sehr feinkörnige Lagen (SKI mit sehr lockerer bis lockerer Lagerungsdichte) vorliegen würden.

Eine mindestens 0,5 m mächtige Lage aus Schmalwandsuspension zwischen Bodenplatte und Dichtelement (unmittelbar dazwischen ist sie 0,3 m mächtig) soll verhindern, dass letzteres auch eine statische Funktion als Tiefengründungselement erhält. Der geplante Anschluss zwischen Schieberbauwerk und Dichtelement ist in [12] Abbildung 40 im Detail dargestellt, der Anschluss zwischen Damm und Schieberbauwerk in Abbildung 41.

Unter der Gründung des Bauwerksauslaufes sowie über 0,40 m Länge im Anschluss an das Auslaufbauwerk direkt unter dem 0,50 m mächtigen Sohle des Tosbeckens, ist ein Drainagekörper geplant. Dieser wird auf einem Filtervlies gebettet unter dem Auslaufbauwerk 0,2 m mächtig hergestellt werden, unter dem Tosbecken reicht der Drainagekörper bis in den

Schichtkomplex SKIII und es sind im Abstand von 0,50 m Entwässerungsrohre DN100 zwischen den Wasserbausteinen LMB 60/300 geplant. Zwischen Drainage und Sauberkeitsschicht bzw. Betonbett ist eine Kunststoffolie gegen Betonage vorgesehen. Im [12] Abbildung 42 sind der Drainagekörper und der Anschluss an das Tosbecken im Detail dargestellt.

5.9.3. Gründung und Herstellung Trennbauwerk Becken 2 - Becken 1 [12][10]

Das Trennbauwerk Becken 2 - Becken 1 ist N-S orientiert und liegt im östlichen Bereich des Querdammes nördlich des Absetzbeckens. Es dient der Ermöglichung / Regelung des Rückflusses der Hochwasserfracht bei der Entleerung des Beckens 2.

Aufbau und Gründung des Trennbauwerks gleichen jenen des Auslaufbauwerks und sind im Geotechnischen Bericht [12] Kapitel 7.5.3 anschaulich dargelegt. Das Trennbauwerk besteht aus den Bauwerksteilen (samt Niveau Unterkante Gründung inkl. Sauberkeitsschicht):

- Bauwerkseinlauf mit Grobrechen, Bodenplatte 6,30 x 4,50 m auf 203,45 müA
- 3x GFK Rohr DN1200, rechteckig ummantelt mit Magerbeton, Neigung Becken 1 zu Becken 2: 203,86-203,93 müA
- Schieberbauwerk, Bodenplatte 7,50 x 2,30 m auf 203,3 müA
- Bauwerksauslauf mit Grobrechen, Bodenplatte 6,30 x 4,50 m auf 203,35 müA
- Einschüttung des Trennbauwerkes mit Dammbaustoffen

Aus geologisch-geotechnischer Sicht ist der Untergrund im Bereich des Trennbauwerkes großteils mittels Dreischichtmodell (SKI, SKIII, SKIV) zu beschreiben. Im Bereich des Bauwerksauslaufes im Becken 1 kann zwischen SKIII und SKIV auch die locker bis mitteldicht gelagerte Lage aus schluffigem bis kiesigem Sand SKII vorliegen, weshalb in diesem Bereich von einem Vierschichtmodell zu sprechen ist.

Das derzeitige Geländeniveau liegt zwischen 204,20 müA und 204,40 müA. Gemäß Geotechnischem Schnitt Trennbauwerk [17] soll die Gründung in den Schichtenkomplex SKIc Zwischenboden (Cl,L; Cl,M; Cl,A; Si,L) erfolgen. Die Gründungsunterkanten (Bodenplatte und Sauberkeitsschicht) der Bauwerksabschnitte werden jeweils mindestens 0,9 m über dem erkundeten höchsten Grundwasserstand HGW Bestand 202,60 müA liegen, weshalb keine Wasserhaltungsmaßnahmen notwendig sein werden.

Da für die Baumaßnahmen im Schichtenkomplex SKIc große Setzungen zwischen 2,1 cm und 10,2 cm errechnet wurden, ist laut Geotechnischem Bericht [12] für den Bereich des Bauwerkes und des Dammes eine Vorschüttung von 120 kN/m² vorzusehen, die vor Herstellung des Bauwerkes wieder abgetragen werden soll. Für die Bemessung der Bodenplatte könne in Gründungstiefe eine Bettungsmodul von 10-45 MN/m³ angesetzt werden. Da die Sedimente des Schichtkomplexes SKIc bei Durchfeuchtung zu Aufweichung neigen würden, seien durchfeuchtete Zonen auszukoffern und die Sauberkeitsschicht schnellstmöglich nach Verdichtung der Baugrubensohle aufzubringen. Die Baugrube könne mit 45 bis 60° frei geböscht werden.

Um eine Unterströmung des Trennbauwerkes zu verhindern, ist ein zentrales Dichtelement im Bodenmischverfahren, das unter der Becken 2-seitigen Wand des Schieberbauwerk situiert sein soll, bis in den GW-stauenden Horizont SKIV etwa 4,70 m unter heutigem GOK geplant. Die Einbindung des Dichtelementes in den Stauer soll mindestens 1,5 m betragen. Für die Herstellung des Dichtelementes sei auf 203,40 müA ein ca. 0,50 m mächtiges Arbeitsplanum

aus Rundkorn 0/63 vorzubereiten, da sich in dieser Zone sehr feinkörnige Lagen (SKI mit sehr lockerer bis lockerer Lagerungsdichte) vorliegen würden.

Auf die Herstellung der Abdichtung wird im Geotechnischen Bericht [12] nicht im Detail eingegangen, stattdessen wird auf die Beschreibung der Abdichtung des Auslaufbauwerkes verwiesen, die gleich auszuführen sei.

Unter der Gründung des Bauwerkseinlaufes sowie über etwa 0,70 m Länge vor dem Einlaufbauwerk ist auf Grund des Lastfalles Becken 1 eingestaut – Becken 2 leer ein Drainagekörper geplant. Dieser soll ähnlich dem Drainagekörper im Bereich des Bauwerksauslaufes des Auslaufbeckens hergestellt werden: Unter der Sohlplatte des Bauwerkseinlaufes soll auf einem Filtervlies eine 0,2 m mächtige Drainagelage hergestellt werden, zwischen Drainage und Sauberkeitsschicht bzw. Betonbett ist eine Kunststoffolie gegen Betonage vorgesehen. Nördlich Becken 2 seitig des Bauwerkseinlaufes ist der Drainagekörper Konus-förmig geplant und soll mit einer Breite von 0,80 m bis in den Schichtkomplex SKIII reichen. Auch hier ist eine Vliesummantelung zwischen Drainagekies und SKIc bzw. zwischen Drainagekies und Steinauflage 63/100 (0,20 m mächtig) vorgesehen. Im [12] Abbildung 45 sind der Drainagekörper und der Anschluss an den Bauwerkseinlauf im Detail dargestellt.

5.9.4. Gründung und Herstellung Pumpwerk Becken 2

Das Pumpwerk Becken 2 ist beinahe N-S orientiert und liegt im nördlichsten Bereich des Dammes Becken 2 nordöstlich angrenzend an die Überströmstrecke.

Aufbau und Gründung des Pumpwerkes Becken 2 sind im Geotechnischen Bericht [12] Kapitel 7.5.4 anschaulich dargelegt. Es besteht aus den Bauwerksteilen (samt Niveau Unterkante Gründung inkl. Sauberkeitsschicht):

- Bauwerkseinlauf mit Grobrechen, Bodenplatte 6,80 x 4,00 m auf 201,90 müA
- 3x GFK Rohr DN400, Achsabstand ca. 2,00 m
- Pumpenhaus, 2-geschossig, Bodenplatte 17,90 x 8,40 m, 197,90 müA
- Drainagezulauf aus der luftseitigen Dammböschung des Becken 2
- Ausleitung Pumpwerk
- Einschüttung der Rohrleitungen mit den Dammbaustoffen entsprechend der Geometrie

Aus geologisch-geotechnischer Sicht kann der Untergrund im Bereich des Pumpwerkes Becken 2 mittels Dreischichtmodell (SKI, SKIII, SKIV) beschrieben werden, wobei die obersten humos durchsetzten Lagen SKIa und SKIc sehr geringmächtig >1,0 m sind. Das Gelände ist sanft nach Norden geneigt, weshalb der HGW Bestand im Bauwerkseinlauf mit 202,15 müA im Schichtenkomplex SKIII etwa 1 m unter GOK liegt, im Bereich des Pumpwerkes wird der HGW Bestand mit 202,00 müA unmittelbar unter der Geländeoberkante von 202,13 müA im Schichtenkomplex SKIa erwartet.

Gemäß Geotechnischem Schnitt Pumpwerk Becken 2 [17] soll die Gründung des Bauwerkseinlaufes mit Grobrechen in den Schichtenkomplex SKIII auf 201,90 müA und somit zwar über dem MGW-Spiegel Bestand von 200,90 müA, jedoch etwa 0,25 m unter den HGW-Bestand 202,15 müA erfolgen. Es wird seitens der Planer jedoch festgestellt, dass lediglich eine offene Wasserhaltung im Falle eines sehr hohen GW-Spiegels für die Baugrube erforderlich sei. Die Baugrubenböschungen würden mit 45-60° frei geböscht werden können.

Die Gründung (Bodenplatte und Sauberkeitsschicht) des Pumpwerkes wird wenige Dezimeter über der Schichtgrenze SKIII-SKIV und somit etwa 2,85 m unter dem mittleren Grundwasserspiegel erfolgen. Daher wird seitens GEOTEST eine dichte Baugrubensicherung mittels Bodenmischverfahren sowie einzustellende I-Träger mit Einbindung in den Stauer vorgeschlagen. Dadurch könne die Baugrube komplett leergepumpt und dauerhaft wasserfrei gehalten werden und es würde nur mögliches Leckage-Wasser gesammelt, abtransportiert und nahe der Baugrube zur Versickerung gebracht werden. Die Nachweise der Baugrubensicherung seien im Zuge der Detailplanung zu erbringen, jedenfalls sei zuerst das Pumpwerk und dann die Dammschüttung herzustellen, um einen Lastenabtrag letzterer auf die Baugrube des Pumpwerkes zu verhindern.

Da durch die Dammschüttung Setzungen zwischen 2,5 cm und 8,6 cm errechnet wurden, die sich auch auf die Gründungen des Bauwerkseinlaufes und des Pumpenwerkes ausdehnen würden, ist laut Geotechnischem Bericht [12] für den Bereich des Bauwerkes und des Dammes eine Vorschüttung von 175 kN/m² vorzusehen, die vor Herstellung der Bauwerke wieder abgetragen werden soll. Für die Bemessung der Bodenplatte könne in Gründungstiefe eine Bettungsmodul von etwa 10-30 MN/m³ angesetzt werden. Durchfeuchtete und aufgeweichte Bereiche in der Gründungszone seien auszukoffern und die Sauberkeitsschicht schnellstmöglich nach Verdichtung der Baugrubensohle aufzubringen.

Um eine Unterströmung des Bauwerkes zu verhindern, ist ein zentrales Dichtelement im Bodenmischverfahren, das in Dammachse direkt im Anschluss an die Betonwand im Damm situiert sein soll, mit Einbindung von 1,5 m bis in den GW-stauenden Horizont SKIV geplant.

Für die Herstellung des Dichtelementes sei auf 202,15 müA - folglich über dem MGW Bestand ein ca. 0,50 m mächtiges Arbeitsplanum aus Rundkorn 0/63 vorzubereiten, da sich in dieser Zone sehr feinkörnige Lagen (SKI mit sehr lockerer bis lockerer Lagerungsdichte) vorliegen würden.

Auf die Herstellung der Abdichtung wird im Geotechnischen Bericht [12] im Detail eingegangen und auch der Herstellungsverlauf des gesamten Bauwerkes inkl. Dammschüttung ist in Kapitel 7.5.4.5 beschrieben. Die Anordnung der abdichtenden Maßnahmen im Bereich des Dammes und des darunterliegenden Grabens für die Ausleitungsrohre ist in Abbildung 47 [12] dargestellt.

5.9.5. Gründung und Herstellung der Ausleitung in die Triesting

Rohrkopf-Bauwerk

Direkt an den Ausleitungsgraben angrenzend soll ein Betonbauwerk als *Rohrkopf* situiert sein, von dem ausgehend zwei Ausleitungsrohre DN1200 das anfallende Wasser aus der Entleerung des Beckens 2 in die Triesting leiten sollen.

- Rohrkopf, Bodenplatte 7,30 x 4,50 m auf 202,80 müA somit 0,3 m unter MGW
- Anschluss Ausleitungsgraben auf 203,66 müA

Die Gründung des Rohrkopfes soll in den kiesigen Schichtenkomplex SKIII 0,30 m unter dem MGW von 203,10 müA erfolgen, weshalb für die Baugrube eine Grundwasserabsenkung von mindestens 0,60 m erforderlich sein wird. Die Wasserhaltung soll gleich jener für die Ausleitung mittels Spundwänden hergestellt werden, die mindestens 1,00 m in den GW-Stauer einbinden, der ab etwa 4,30 m u GOK vorliegt. Eine zusätzliche Rammsondierung soll vor Herstellung der Wasserhaltung die genaue Positionierung des Stauers klären. Die Baugrube

könne dann freigepumpt und anfallende Leckagewässer nahe der Baugrube zur Versickerung gebracht werden.

Da für die Baumaßnahmen im Schichtenkomplex SKIII geringe Setzungen errechnet wurden, ist laut Geotechnischem Bericht [12] für den Bereich des Bauwerkes und des Dammes eine Vorschüttung von 21,5 kN/m² vorzusehen, die vor Herstellung des Bauwerkes wieder abgetragen werden soll. Für die Bemessung der Bodenplatte könne in Gründungstiefe eine Bettungsmodul von 35-60 MN/m³ angesetzt werden. Die Baugrubensohle sei zu verdichten. Der Rohrkopf ist in keinem geotechnischen Bauwerksschnitt dargestellt [17].

Ausleitungsrohre DN1200

Die beiden unterirdischen Ausleitungsrohre DN1200 werden in Stahlbeton hergestellt werden und sind etwa 700 m lang. Mit einem Gefälle von 2,0-2,5‰ (Rohrsohlen zwischen 203,62 müA und 201,88 müA) münden sie bei km 12+540 in die Triesting. Die Komplexität der Ausleitung ergibt sich durch die Unterquerung der ÖBB-Strecke bei km 0+320 und eines Werkskanals bei km 0+600 und der beinahe durchgehenden Lage der Rohrsohle unter dem MGW.

Die Gründung der Ausleitungsrohre erfolgt bis km 0+550 in den kiesigen Schichtenkomplex SKIII und weiter bis zur Mündung in die Triesting in den sandigen SKII. Die geologisch geotechnischen Verhältnisse sind in einem geotechnischen Schnitt [17] anschaulich dargelegt.

Die durch das Grundwassermodell [34] ermittelten Grundwasserstände für das MGW und HGW sind für die Ausleitung in 100 m Abständen in Tabelle 54 angeführt. Eine weitere Spalte mit dem Niveau der Rohrsohle wäre sehr zweckdienlich.

Anschließend an die Wasserhaltungsmaßnahmen für die Baugrube des Rohrkopfes sind auch für die Künette der Rohrleitungen Wasserhaltungsmaßnahmen mittels Spundwänden geplant, die 1,00 m in den Stauer einbinden. Da der stauende Horizont zwischen km 0+300 und km 0+600 sehr tief auf 12,0 m uGOK liegt, sei teilweise ein Voraushub von bis zu 1,5 m notwendig.

Es sind laut [12] zu den bereits erfolgten, weitere vertiefende Untersuchungen (Rammsondierungen, Versickerungsversuche) für die Detailplanung des Ausleitungskanals und insbesondere der Wasserhaltungsmaßnahmen geplant.

Der Bau der verrohrten Ausleitung wird in drei Herstellungsabschnitte (Herstellungsabschnitt 1: ca. km 0+000 bis ca. km 0+297 (Zielgrube ÖBB-Querung), Herstellungsabschnitt 2: Horizontalbohrung der ÖBB-Strecke Wien-Aspang, Herstellungsabschnitt 3: ca. km 0+340 (Startgrube ÖBB-Querung) bis ca. km 0+700 Einmündung in die Triesting (inkl. Querung Werkskanal)) unterteilt.

Auch bezüglich Lückenschluss bei den Schnittstellen zwischen den einzelnen Herstellungsabschnitten des Ausleitungskanals und zu Schächten in ebendiesem, die auftriebssicher und dicht gegen eindringendes Grundwasser auszuführen seien, äußert sich der Geotechniker in [12]. Die Künette des Ausleitungskanals ist mit Aushubmaterial lagenweise verdichtet zu verfüllen.

Querung der ÖBB (Herstellungsabschnitt 2): Die ÖBB-Strecke Wien-Aspang wird bei km 0+320 vom Ausleitungskanal gekreuzt. In diesem Bereich liegen die Rohrunterkaten auf 202,61 bis 202,68 m ü. A. und somit bis zu ca. 4,50 m uGOK sowie 1,6 m unter MGW in locker bis mitteldicht gelagerten kiesigen SKIII.

Es sind seitens des geotechnischen Planers zwei Horizontalbohrungen im Teilschnitt-Pressvortrieb DN1500 geplant zur Unterquerung der Gleise vorgesehen. Dafür ist die Herstellung einer Start (10,5 x 7,0 m) - und einer Zielgrube (7,0 x 5,0 m) für beide Horizontalbohrungen erforderlich. Auch für diesen Projektabschnitt sind abgedichtete Spundwände bis 1,0 m in den Stauer geplant. Da der stauende Horizont zwischen km 0+300 und km 0+600 sehr tief auf 12,0 m uGOK liegt, ist teilweise ein Voraushub von bis zu 1,2 m mit Böschungen von 45° notwendig. Die Baugrubensohle wird etwa 4,7 m unter GOK liegen. Daher ist eine Grundwasserabsenkung bis auf 202,16 müA (0,30 m unter Rohrunterkante) erforderlich, die durch 4 vollkommene Brunnen DN419 erfolgen soll.

Die errechneten Pumpwassermengen sowie die zugrundeliegenden Kennwerte und Annahmen sind in [12] Seite 126 angeführt. In Summe würden Wassermengen von fast 40 l/s je Brunnen erwartet werden. Eine anschließende Versickerung der anfallenden Wässer auf 2.400 m² mit Gründung in den SKIII ist geplant (kf 1,0 x 10⁻⁴ m/s wurde für die Dimensionierung angesetzt). Dem Versickerungsbecken wird ein Absetzbecken vorgeschaltet werden, das 290 m³ (25,00 x 12,5 m) umfassen soll.

Auch Setzungen des SKII und SKIII von 1,0 cm durch die Grundwasserabsenkung sind im Geotechnischen Bericht [12] beschrieben. Darüber hinaus wurden für Bahnstrecke Setzungen des Gleiskörpers von bis zu 4,3 cm allein auf Grund der Baumaßnahme der Unterquerung errechnet, wofür der Bahnbetreiber wenig Verständnis haben dürfte.

Herstellungsabschnitt 1 und 3 (inkl. Querung Werkskanal und Einmündung in die Triesting):
Im ersten Abschnitt sind Grundwasserabsenkungen von 0,30 m erforderlich, hier werden Spundwandkästen zum Einsatz kommen, Leckagewässer sollen versickert werden. Die Gründung der Rohre erfolgt im ersten Abschnitt in SKIII.

Im letzten Abschnitt im Bereich der Querung des Werkskanals wird die Rohrunterkante SKII auf 201,95 müA sprich etwa 4,40 m unter GOK und somit 1,3 m unter MGW liegen. Für die Unterquerung des Werkskanals sind gleich der Unterquerung der ÖBB-Strecke Horizontalbohrungen im Teilschnitt-Pressvortrieb DN1500 geplant. Hier soll wiederum ein Spundwandkasten zum Einsatz kommen, die Baugrubensohle wird 5,0 m uGOK zu liegen kommen, die Baugrubenböschungen können mit 45°-60° hergestellt werden. Auch eine Verrohrung des Werkskanals mit Spundwänden ist vorgesehen, um Wasserzutritte zu den Horizontalbohrungen hintanzuhalten. Nach abpumpen der Wässer in der Baugrube in die Triesting, sei lediglich mit Leckage-Wässern zu rechnen.

5.10. Bauwerksüberwachung [12]

Messeinrichtungen zur Bauwerksüberwachung den Fachbereich Baugeologie betreffend sind im Geotechnischen Bericht [12] angeführt. Zu Pegeln im abstromigen Vorland zur Grundwasserbeweissicherung im Bereich des Gewerbe- und Siedlungsgebietes von Trumau wird sich der ASV Hydrologie äußern, da sie nicht Teil der Bauwerksüberwachung sind.

Um die Auswirkungen der Untergrundabdichtung mit und ohne „Fenster“ zu dokumentieren sind insgesamt 10 Grundwasserpegel mit Datenlogger in den Teilbecken und im unmittelbaren Vorland vorgesehen. Die Messstellen in den Becken sollen in den Bereichen mit den größten prognostizierten Grundwasseranstiegen bzw. Grundwasserabsenkungen situiert sein.

Zur Überwachung der Porenwasserdrücke im Hochwasserfall sollen in den luftseitigen Dammböschungen des Beckens 2 insgesamt 6 Piezometer errichtet werden, die im Bereich

der Fenster bis zur Flächendrainage und im Bereich der Oberflächenabdichtung bis zum Schichtenkomplex SKIII reichen sollen.

Für die geodätische Überwachung des Bauwerkes sind Oberflächenmesspunkte vorgesehen. Die genaue Anzahl der Messpunkte ist noch nicht angegeben, es sind im Geotechnischen Bericht [12] jedoch Kriterien gelistet, nach denen die Messpunkte festgelegt werden sollen:

- Ab einer Dammhöhe von 4,0 m sollen geodätische Messpunkte im Abstand von 50 m auf der Dammkrone situiert werden.
- Im Bereich der Überströmstrecken soll der Abstand zwischen den Messpunkten 25 m betragen.
- Auf den Bauwerksein- und ausläufen der jeweiligen Betonbauwerke, den Schieberbauwerken und direkt beim Pumpwerk.

Bezüglich der Drainagen wird im Geotechnischen Bericht [12] festgehalten, dass die Leitungen alle 2 Jahre sowie nach einem Hochwasserereignis gespült und alle 5 Jahre mittels Kamera befahren werden sollen. Dies gilt auch für die Druck- und Freispiegelleitung und die Ausleitungsrohre 2xDN1200. Außerdem seien die Drainagen beim Pumpwerk und bei den Fenstern im Falle eines Einstaus zu messen.

Nicht in den Berichten erwähnt werden Verhaimungsmaße wie z.B. die Schwelle des Dotationsbauwerkes und die höchsten Staumaße beider Becken.

6. Beurteilung der Planung

6.1. Gründung der Dämme

Die Gründungsbedingungen für alle Dammbauwerke und Betonbauwerke sind geotechnisch klar beschrieben. Maßgeblich für die Wahl des jeweils zweckmäßigen Dammquerschnittes (Regelquerschnittes) ist dessen Funktion im Zuge des nicht ganz trivialen hydraulischen Wechselspiels von Füllung der Becken und gleichzeitigen oder nachlaufendem Grundwasseranstieg, dem Einstau der Dämme und der Betonbauwerke sowie der zugelassenen teilweisen Unterströmung der Dämme und nicht die Untergrundbedingungen.

6.2. Gründung der Betonbauwerke

Nach Urgenz der Standortuntersuchungen in der letzten gemeinsamen Besprechung in Präsenz, wurden die Standorte der Betonbauwerke durch einfache, zusätzlichen Ramm- und Rammkernsondierungen untersucht. Die Wahl von sehr kostengünstigen Maßnahmen war gerechtfertigt, da die Untersuchungsdichte der Dammbauwerke bereits sehr hoch war. Insgesamt entspricht die Untersuchungsdichte jetzt auch bezüglich der Betonbauwerke Richtwerten, wie sie Planern in der ÖNorm EN 1997-2 ans Herz gelegt werden.

Die Gründungsbedingungen für alle Betonbauwerke sind geotechnisch klar beschrieben und setzen für manche Bauwerke eine lokale Grundwasserabsenkung und Bauwasserhaltung voraus. Für alle Bauwerke ist vorgesehen durch Vorlastschüttungen Setzungen vorwegzunehmen um dann eine geotechnisch nicht außergewöhnlich anspruchsvolle Gründung mittels Fundamentplatten (wo erforderlich auf Bodenaustausch) sicherzustellen.

6.3. Ausführung der Ausleitung

Komplikationen der Baumaßnahme ergeben sich durch die zweifache Unterquerung von Infrastruktur (Pottendorfer Linie der ÖBB und eines Werkskanals) unter geringer Überlagerung, durch im Verlauf wechselnde Untergrundverhältnisse (SKIII mit lateral stark wechselnder Lagerungsdichte) und die Strecke zwischen km 0+100 und km 0+700 (Mündung in die Triesting, in der die Künette streckenweise bis über die Rohr-OK unter dem MGW Spiegel liegt.

Der geotechnische Planer hat im Geotechnischen Bericht [12] auch den Bauteil Ausleitung sehr ausführlich und ins Detail gehend behandelt und bezüglich dieser Erschwernisse technische Lösungen skizziert. Diese Maßnahmen sind plausibel.

6.4. Bauwerksüberwachung

Das vorgeschlagene Überwachungsprogramm wird als Mindestaufwand bzw. als Mindestausstattung verstanden und scheint aus heutiger Sicht in Ordnung und ausreichend. Es wird vorausgesetzt bzw. ist in einer Betriebsordnung festzuschreiben, dass Art und Umfang der Bauwerksüberwachung nach ersten Beaufschlagungen der Anlage mit einem HQ zu evaluieren sind und gegebenenfalls seitens der zuständigen Behörde mit den im Verfahren befassten SV für Geologie und Dammbau/Geotechnik abzustimmen ist.

Da die Bauzeit mit dem erforderlichen Einleiten der Untergrundsetzungen durch dafür ausreichende Vorbelastungen beginnt (und sich - konservativ bzw. pessimistisch prognostiziert - auf mehrere Jahre erstrecken kann), beginnt die Phase der geodätischen Bauwerksüberwachung bereits ab dem Aufbringen der Vorlastschüttung.

Im Falle der ersten Hochwasserbeaufschlagung des Retentionsraumes Trumau werden die meisten Drainagen das erste Mal einer Funktionsprobe unterzogen und mutieren zu Instrumenten der Bauwerksüberwachung. Auch wenn im Hochwasserfall andere Sorgen vorherrschen, ist die Funktionstüchtigkeit der Drainagen während eines solchen Ereignisses zu überprüfen und hoffentlich zu verifizieren.

7. Empfehlungen für Auflagen

Aus Sicht des Fachbereichs Baugeologie sind folgende Empfehlungen für Auflagen in der Kommission zu diskutieren und in dieser oder einvernehmlich abgeänderter Formulierung der zuständigen Wasserrechtsbehörde zu übermitteln. Bei Überschneidungen mit Empfehlungen anderer Fachgebiete (bezüglich des Fachgebietes Geotechnik ist das wahrscheinlich) ist der Empfehlung mit der stringentesten bzw. zweckmäßigsten Formulierung der Vorzug zu geben (um nicht beim kleinsten gemeinsamen Nenner zu enden).

1. Für die Überwachung der Bauarbeiten wird eine wasserrechtliche Bauaufsicht (wrBA) nach §120 WRG 1959 i.d.g.F. für die Fachbereiche Baugeologie und Geotechnik bestellt.

Die wasserrechtliche Bauaufsicht ist dazu berechtigt:

- jederzeit Untersuchungen, Vermessungen und Prüfungen an der Baustelle vorzunehmen,
- Einsicht in Behelfe, Unterlagen u. dgl. zu verlangen
- und erforderlichenfalls Baustoffe, Bauteile und bautechnische Maßnahmen zu beanstanden.

Die wasserrechtliche Bauaufsicht hat:

- zumindest monatliche Baustellenbesuche durchzuführen, und über diese in regelmäßig, zumindest vierteljährlich erstellten Berichten der Behörde zu berichten,
 - die fach- und projektgemäße (bewilligte) Ausführung der Bauarbeiten sowie die zeitgerechte Einhaltung der fachspezifischen Bedingungen des Bewilligungsbescheides zu überwachen,
 - die Meldung von Projektabänderungen, die nicht zweifelsfrei geringfügig sind, durch den Bewilligungsinhaber an die Behörde zu überwachen,
 - unverzüglich die Entscheidung der zuständigen Behörde einzuholen, wenn über Fragen der fach- oder projektgemäßen Ausführung oder der nicht zeitgerechten Einhaltung von Auflagen keine Übereinstimmung zwischen der wrBA und dem Bewilligungsinhaber erzielt werden kann,
 - der Behörde über die Tätigkeit der wrBA spätestens sechs Monate nach Baufertigstellung zusammenfassend zu berichten.
- 2. Im Zuge der Baustellenerschließung und der Rodung des ca. 4,4 km langen Baufeldes sollte auch der bestehen bleibende Auwald von Totholz, das bei der ersten Beaufschlagung mit Hochwasser aufschwimmen würde, befreit werden. Spätestens ist dies zum Zeitpunkt der Inbetriebnahme durchzuführen. Eine periodische Kontrolle auf Totholz und Entfernung desselben im Abstand von 10 Jahren oder z.B. nach Windwurfereignissen, ist in die Betriebsordnung aufzunehmen.**
- 3. Bezüglich des Umfangs des Abraumes zur projektgemäßen Herstellung der Aufstandsflächen aller Dämme sind in Abstimmung mit den im Verfahren bestellten SV Geotechnik und SV Dammbau abgestimmte, klar im Feld handhabbare Kriterien festzulegen. Die (Teil-) Aufstandsflächen sind von der Projektgeologin/dem Projektgeologen zu dokumentieren sowie von der Projektgeotechnikerin/dem Projektgeotechniker abzunehmen und zur Schüttung freizugeben.**
- 4. Nach Maßgabe der baugeologischen und geotechnischen ÖBA sind dynamische Lastplattenversuche in ausreichender Zahl, im Zweifelsfall auch Rammsondierungen zur Überprüfung der Verdichtung und Tragfähigkeit der Gründungszone auszuführen.**

5. Die Aufstandsflächen aller Betonbauwerke sind von der Projektgeologin/dem Projektgeologen zu dokumentieren sowie von der Projektgeotechnikerin/dem Projektgeotechniker abzunehmen und für die weitere Bauausführung freizugeben.
6. Die beim Abtrag für die Dammaufstandsflächen, dem Aushub für die Betonbauwerke, bei der Herstellung des Dichtelements und insbesondere der Herstellung der geotechnisch/geologisch/grundwassertechnisch herausfordernden Künette der Ableitung 2 x DN1200 zu Triesting angetroffenen Untergrundverhältnisse sind möglichst lückenlos geologisch zu dokumentieren und das geologische Untergrundmodell auf Übereinstimmung mit den Annahmen zu überprüfen.
7. Die für die Dammschüttungen erforderlichen Kubaturen für jede einzelne Dammelement (Stützkörper, Belastungskörper, Flächenentlastung, Drainagekörper und Wegkörper) sind mit ausreichender Genauigkeit zu quantifizieren und dem Potential möglicher Materialquellen, die die im Geotechnischen Gutachten spezifizierten Soll-Eigenschaften erfüllen (Bodenaushubdeponie Leni I und mutmaßliche weitere Quellen) gegenüberzustellen.
8. Die Phase der geodätischen Bauwerksüberwachung und des Grundwassermonitorings mittels Datenloggern in den bestehenden Pegeln beginnt bereits ab dem Aufbringen der Vorlastschüttungen.
9. Die im Geotechnischen Bericht vorgeschlagene Bauwerksüberwachung gilt in Art und Umfang sowie bezüglich noch festzulegender Messintervalle für die gesamte Bauzeit und den Probetrieb bis zur Überprüfung des UVP-Bescheides.
10. Im Zuge der Überprüfung des UVP-Bescheides sind Art und Umfang der dauernden Bauwerksüberwachung mit den im Verfahren bestellten PGA für Baugeologie und Dammbau/Geotechnik abzustimmen. Das Ergebnis dieser Abstimmung ist als Betriebsroutine in die endgültige Betriebsordnung aufzunehmen.
11. Im Zuge der ersten Beaufschlagung des Retentionsraumes Trumau mit Hochwasser ist die Funktionstüchtigkeit der Drainagen während dieses Ereignisses zu überprüfen und hoffentlich zu verifizieren. Weitere Überprüfungen der Drainagen erfolgen bis zur Kollaudierung gemäß der Bauwerksüberwachung gemäß Auflage 8, nach der Kollaudierung gemäß den, laut Auflage 9 in der Betriebsordnung festgelegten Routinen.
12. Drainagen sind grundsätzlich spülbar und inspizierbar auszuführen. Dazu sind in Abständen von ca. 50m Spülschächte anzuordnen.
13. Die baugeologisch/hydrogeologische Dokumentation, die Verdichtungskontrollen und geotechnischen Messungen sowie die bis dahin durchgeführten geodätischen Kontrollen und Sickerwassermessungen sind mit der Baufertigstellung des Retentionsraumes Trumau der Behörde zur Freigabe der Inbetriebnahme vorzulegen.
14. Im Kollaudierungsoperat für die Überprüfung der Anlage muss die gesamte baugeologische und geotechnische Dokumentation und müssen alle bis dahin durchgeführten geotechnischen Messungen und eine Beurteilung der Resultate enthalten sein.

8. Gutachten und Empfehlung an die Kommission

Die Unterlagen Geotechnik sind sehr sorgfältig erstellt und beeindruckend umfangreich, jedenfalls deutlich umfangreicher als wasserrechtliche Einreichprojekte üblicherweise sind. Das rührt wahrscheinlich daher, dass das Gesamtprojekt einem UVP Verfahren unterworfen ist.

Die Unterlagen bezüglich des Fachgebietes Geologie wurden auf Verlangen des Unterfertigten in die Mappe aufgenommen, sie waren aber ursprünglich anscheinend ausschließlich als UVE Beitrag zum Thema Schutzgut Grundwasser konzipiert und befassen sich daher nur - vergleichsweise - knapp gehalten mit dem, von der Kommission zu beurteilenden Projekt. Unter Berücksichtigung der geplanten, bis zum Stauer reichenden Dichtelemente (mit und ohne Fenster) steuerte die GW-Modellierung jedenfalls die, bei der Gründung der Dämme und Betonbauwerke maßgeblichen GW-Spiegellagen MGW, HGW, bei.

Die Gründungsbedingungen für alle Dammbauwerke und Betonbauwerke sind geotechnisch klar beschrieben. Maßgeblich für die Wahl des jeweils zweckmäßigen Dammquerschnittes (Regelquerschnittes) ist dessen Funktion im Zuge des nicht ganz trivialen hydraulischen Wechselspiels von Füllung der Becken und gleichzeitigen oder nachlaufendem Grundwasseranstieg, dem Einstau der Dämme und der Betonbauwerke sowie der zugelassenen teilweisen Unterströmung der Dämme und weniger die Untergrundbedingungen. Ein großes Thema sind die zu erwartenden Setzungen des Untergrundes, denen in den Unterlagen breiter Raum gewidmet ist und denen mit Vorlastschüttungen begegnet wird.

Zwei Begehungen (2023 und 2024) ermöglichten das Kennenlernen des Standortes, was auch die Einarbeitung in die sehr umfangreichen geotechnischen, geologischen und wasserbaulichen Projektunterlagen erleichterte. Aus Sicht des Unterfertigten waren wesentliche Themen der im Vorfeld ab 2023 abgehaltenen Besprechungen die „Fenstervariante“ des vertikalen Dichtelements, weiters die Forderung, einen eigenständigen *Technischen Bericht Geologie* samt Beilagen den Unterlagen beizuschließen sowie zuletzt (Juni 2024) die Forderung von gezielten ergänzenden Untergrunderkundungen exakt an den Standorten der Betonbauwerke, die bei aller Anerkennung für den geleisteten Untersuchungsaufwand bis dahin zu kurz gekommen waren.

Der Unterfertigte hält das Projekt für ausgereift ausgearbeitet und beurteilt es bezüglich seiner Machbarkeit aus Sicht des Fachgebietes Baugologie positiv. Die Kommission wird ersucht, die obenstehenden Empfehlungen für Auflagen zu diskutieren und in der vorgeschlagenen oder einer sinnvoll abgeänderten/ergänzten Fassung zu beschließen, womit die Voraussetzung für eine insgesamt positive Beurteilung gegeben wäre.

BearbeiterIn:

Luzia Thaler MSc, BA
Dr. Sven Jacobs

Dr. Sven Jacobs
Leobendorf, 2024-11-22



**Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn.
Roman Marte**

Allgemein beeidigter und gerichtlich zertifizierter
Sachverständiger für Bodenmechanik/Grundbau

A – 8045 Graz
Am Pfangberg 113A
email: roman.marte@tugraz.at

Triesting
Hochwasserschutz
Oberwaltersdorf – Trumau - Münchendorf
Rückhaltebecken Trumau

Triesting Wasserverband –
Münchendorf, Trumau, Oberwaltersdorf
Trumauerstraße 1
A – 2482 Münchendorf

Stellungnahme des Referenten für Dammbau

erstellt im Auftrag der Österreichischen Staubeckenkommission
Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Regionen und Wasserwirtschaft
Sektion I – Wasserwirtschaft
Abteilung I/4 – Anlagenbezogene Wasserwirtschaft

Graz, am 17.11.2024

INHALTSVERZEICHNIS

1.	VERANLASSUNG UND ALLGEMEINES	3
1.1.	VERANLASSUNG	3
1.2.	PROJEKTUNTERLAGEN	5
1.3.	ALLGEMEINES UND ÜBERBLICK ÜBER DIE BAULICHEN ANLAGEN DES RÜCKHALTEBECKENS TRUMAU	7
2.	BEFUND UND GUTACHTERLICHE BEWERTUNGEN.....	12
2.1.	GELÄNDE-; UNTERGRUND-; UND GRUNDWASSER-VERHÄLTNISSE	12
2.1.1.	Geländeverhältnisse	12
2.1.2.	Untergrund- und Grundwasserverhältnisse	13
2.2.	DAMMAUFBAU, DAMMAUFSTANDSFLÄCHE, SPEICHER-ABDICHTUNG UND DRAINAGIERUNG	23
2.2.1.	Allgemeines	23
2.2.2.	Dammbau	26
2.2.3.	Potentielle Dammbaustoffe	29
2.2.4.	Charakterisierung und Kennwerte der Dammbaustoffe	32
2.2.5.	Sonstige Anmerkungen zum Dammbau und zu diversen Anlageteilen	42
2.2.6.	Fenster im zentralen Dichtelement.....	44
2.2.7.	Überströmstrecken	46
2.2.8.	Prüfungen und Probefeld	48
2.3.	STANDSICHERHEITSUNTERSUCHUNGEN UND SONSTIGE GEOTECH-NISCHE BERECHNUNGEN UND NACHWEISE.....	51
2.3.1.	Kontakterosion und Suffosion.....	53
2.3.2.	Bodenverflüssigung.....	55
2.3.3.	Setzungsabschätzungen und Vorlastschüttungen	58
2.3.4.	Stationäre Durchströmungsberechnungen (Becken).....	60
2.3.5.	Stationäre Durchströmungsberechnungen Dämme (Zulaufmulde).....	64

2.3.6.	Standsicherheitsberechnungen	64
	Kombination der Einwirkungen - Lastfallklassen.....	66
	Lastfallklasse I - Planmäßige Einwirkungen (Regellastfälle):	66
	Lastfallklasse II - Außerplanmäßige Einwirkungen (Ausnahmelastfälle):	66
	Lastfallklasse III - Extreme Einwirkungen (Sonderlastfälle):	66
	Erdbeben	66
2.4.	HERSTELLUNG DES RÜCKHALTEBECKENS UND BAUWERKE	74
2.4.1.	Allgemeines	74
2.4.2.	Dotationsbauwerk und Zulaufmulde	75
2.4.3.	Trennbauwerk (zwischen Becken 1 und Becken 2)	79
2.4.4.	Auslaufbauwerk Becken 1	81
2.4.5.	Pumpwerk Becken 2.....	84
2.4.6.	Rohrkopf	87
2.4.7.	Ausleitung 2 x DN1200	89
2.4.8.	Bestehende Bauwerke [13], Kap.2.6 sowie Kap.7.6	91
2.5.	ERFORDERLICHE WEITER ERKUNDUNGSMAßNAHMEN, MONITORING, GEOTECHNISCHE UND GEODÄTISCHE MESSEINRICHTUNGEN	91
2.5.1.	Erforderliche, ergänzende Erkundungsmaßnahmen	91
2.5.2.	Monitoring, Geodätische und Geotechnische Messeinrichtungen.....	92
3.	ZUSAMMENFASSUNG U. AUFLAGENEMPFEHLUNGEN.....	95

1. VERANLASSUNG UND ALLGEMEINES

1.1. Veranlassung

Für den Hochwasserschutz der Siedlungsgebiete Oberwaltersdorf, Trumau und Münchendorf sind an der Triesting von Fluss km 4+950 bis 16+000 Lineare Hochwasserschutzmaßnahmen sowie die Errichtung eines Rückhaltebeckens geplant. Folgender Umfang des Vorhabens (Auszug aus [1]) ist geplant:

- Rückhaltebecken Oberwaltersdorf, Stauraum ca. 250.000 m³

- Linearer Hochwasserschutz Oberwalterdorf entlang der Triesting von Fluss-km 15+950 bis 13+028
- Rückhaltebecken Trumau, Stauraum ca. 1.200.000 m³ auf Höhe von Fluss-km 13+028
- Hochwasserschutz Trumau entlang der Triesting von Fluss-km 11+000 bis 13+028
- Linearer Hochwasserschutz Münchendorf mit Maßnahmen von ca. Fluss-km 7+500 bis 4+950

Im gegenständlichen Gutachten aus dem Fachbereich Dammbau/Geotechnik wird ausschließlich das Rückhaltebecken Trumau mit einem Stauraum von ca. 1.2 Mio m³ bearbeitet.

Das Einreichprojekt wurde von der Werner Consult Ziviltechnikergmbh, Wien ausgearbeitet. Die Projektsteuerung erfolgt durch die Mach & Partner ZT-GmbH. Die geologisch/geotechnische und dammbautechnische Bearbeitung erfolgte durch die GEO TEST, Institut für Erd- und Grundbau GmbH. Umfangreiche Grundwassermodellierungen wurden durch die mjp ZT-GmbH durchgeführt.

Prof. Marte wurde von der Geschäftsführung der Staubeckenkommission zum Berichterstatter für das Fachgebiet Dammbau bestellt. Im gegenständlichen SV-Gutachten wird auf das Thema des Dammbaus, der im Zuge des Dammbaus geplanten Spezialtiefbaumaßnahmen sowie verschiedener Dammbauwerke für das Rückhaltebecken Trumau eingegangen. Für den Fachbereich Betonbau wurde ein eigener Sachverständiger (Dr. Jürgen Suda) bestellt. Hinsichtlich der detaillierten Untergrundbeschreibung wird auf die Einreichunterlagen und hinsichtlich der diesbezüglichen Überprüfungen auf das SV-Gutachten von Dr. Sven Jacobs (Fachgebiet Baugeologie) verwiesen. Bezüglich der Beurteilung der Grundwasserverhältnisse und der diesbezüglich relevanten Kennwerte sowie der umfangreichen Grundwassermodellierungen wird einerseits auf Dr. Jacobs und andererseits auf den von der Staubeckenkommission bestellten SV für Hydrologie Prof. Blöschl verwiesen.

Am 05.04.2023 fand eine Sachverständigenbesprechung mit Lokalaugenschein gemeinsam mit Bauherrnvertreter, Projektsteuerung, Planungsteam sowie Vertretern der Staubeckenkommission statt. Weiters fanden mehrere Besprechungen (vor Ort in Trumau, in Graz sowie mehrere Videokonferenzen) zur Besprechung und Abstimmung des Planungsstands zwischen Projektsteuerung, Planungsteam sowie Vertretern der Staubeckenkommission statt. Im Zuge dieser Begehungen und Besprechungen wurden zwischen Projektsteuerung, Planungsteam und SV für Geologie, Betonbau und Dammbau der Staubeckenkommission wesentliche geotechnische und dammbautechnischen Sachverhalte des geplanten Speicherstandortes diskutiert und abgestimmt.

1.2. Projektunterlagen

Im Folgenden werden die wesentlichen, dem vorliegenden Sachverständigengutachten zugrunde gelegten Unterlagen aufgelistet:

- [1] Triesting: Hochwasserschutz Oberwaltersdorf – Trumau – Münchendorf; Fluss km 16+000 bis Fluss km 4+950; Rückhaltebecken Trumau – Mappe S: **Technischer Bericht; Plan Nr.: S-00-WB-100-ST-00; 19.09.2024**
- [2] Triesting: Hochwasserschutz Oberwaltersdorf – Trumau – Münchendorf; Fluss km 16+000 bis Fluss km 4+950; Rückhaltebecken Trumau – Mappe S: **Regelquerschnitte 10; M 1:100; Plan Nr.: S-03-WB-406-ST-00; 19.09.2024**
- [3] Triesting: Hochwasserschutz Oberwaltersdorf – Trumau – Münchendorf; Fluss km 16+000 bis Fluss km 4+950; Rückhaltebecken Trumau – Mappe S: **Übersichtslageplan Rückhaltebecken Trumau 10; M 1:2000; Plan Nr.: S-03-WB-203-ST-00; 19.09.2024**
- [4] Triesting: Hochwasserschutz Oberwaltersdorf – Trumau – Münchendorf; Fluss km 16+000 bis Fluss km 4+950; Rückhaltebecken Trumau – Mappe S: **Technischer Bericht Geologie, Fachbereich HG – Boden, Geologie, Grundwasser, Altlasten; S-00-HG-100-ST-00; 23.05.2024; mjp Ziviltechniker GmbH**
- [5] Triesting: Hochwasserschutz Oberwaltersdorf – Trumau – Münchendorf; Fluss km 16+000 bis Fluss km 4+950; Rückhaltebecken Trumau – Mappe S: **Fachbereich Geologie, Regionalgeologischer Überblick, (Ausschnitt aus der Geologischen Karte), M 1:10.000; S-00-HG-200-ST-00; 17.09.2024; mjp Ziviltechniker GmbH**
- [6] Triesting: Hochwasserschutz Oberwaltersdorf – Trumau – Münchendorf; Fluss km 16+000 bis Fluss km 4+950; Rückhaltebecken Trumau – Mappe S: **Geotechnischer Bericht, Potentielle Dammbaustoffe – Bodenaushubdeponie Leni I Eggendorf; S-00-GT-180-ST-00; 05.2024; Geotest, Institut für Erd- und Grundbau GmbH**
- [7] Triesting: Hochwasserschutz Oberwaltersdorf – Trumau – Münchendorf; Fluss km 16+000 bis Fluss km 4+950; Rückhaltebecken Trumau – Mappe S: **Geotechnischer Bericht, Potentielle Dammbaustoffe – Bodenaushubdeponie Leni I Eggendorf – Anlage 1 Abschätzung des Verwretungspotentials nach BAWP; S-00-GT-181-ST-00; 05.2024; Geotest, Institut für Erd- und Grundbau GmbH**
- [8] Triesting: Hochwasserschutz Oberwaltersdorf – Trumau – Münchendorf; Fluss km 16+000 bis Fluss km 4+950; Rückhaltebecken Trumau – Mappe S: **Geotechnischer Untersuchungsbericht, HWS Abschnitt 3**

Rückhaltebecken Trumau; S-03-GT-100-ST-00; 09.2024; Geotest, Institut für Erd- und Grundbau GmbH

- [9] Triesting: Hochwasserschutz Oberwaltersdorf – Trumau – Münchendorf; Fluss km 16+000 bis Fluss km 4+950; Rückhaltebecken Trumau – Mappe S: **Geotechnischer Untersuchungsbericht, HWS Abschnitt 3 Rückhaltebecken Trumau, Anlage 1 – Geotechnische Erkundung und Feldversuche; S-03-GT-101-ST-00; 09.2024; Geotest, Institut für Erd- und Grundbau GmbH**
- [10] Triesting: Hochwasserschutz Oberwaltersdorf – Trumau – Münchendorf; Fluss km 16+000 bis Fluss km 4+950; Rückhaltebecken Trumau – Mappe S: **Geotechnischer Untersuchungsbericht, HWS Abschnitt 3 Rückhaltebecken Trumau, Anlage 2 – Geotechnische Laborversuche; S-03-GT-102-ST-00; 09.2024; Geotest, Institut für Erd- und Grundbau GmbH**
- [11] Triesting: Hochwasserschutz Oberwaltersdorf – Trumau – Münchendorf; Fluss km 16+000 bis Fluss km 4+950; Rückhaltebecken Trumau – Mappe S: **Geotechnischer Untersuchungsbericht, HWS Abschnitt 3 Rückhaltebecken Trumau, Anlage 3 – Lageplan Aufschlüsse; S-03-GT-200-ST-00; 09.2024; Geotest, Institut für Erd- und Grundbau GmbH**
- [12] Triesting: Hochwasserschutz Oberwaltersdorf – Trumau – Münchendorf; Fluss km 16+000 bis Fluss km 4+950; Rückhaltebecken Trumau – Mappe S: **Geotechnischer Untersuchungsbericht, HWS Abschnitt 3 Rückhaltebecken Trumau, Anlage 4 – Geotechnische Schnitte; S-03-GT-300-ST-00; 09.2024; Geotest, Institut für Erd- und Grundbau GmbH**
- [13] Triesting: Hochwasserschutz Oberwaltersdorf – Trumau – Münchendorf; Fluss km 16+000 bis Fluss km 4+950; Rückhaltebecken Trumau – Mappe S: **Geotechnischer Bericht, HWS Abschnitt 3 Rückhaltebecken Trumau, S-03-GT-110-ST-00; 09.2024; Geotest, Institut für Erd- und Grundbau GmbH (Beilage 043)**
- [14] Triesting: Hochwasserschutz Oberwaltersdorf – Trumau – Münchendorf; Fluss km 16+000 bis Fluss km 4+950; Rückhaltebecken Trumau – Mappe S: **Geotechnischer Bericht, HWS Abschnitt 3 Rückhaltebecken Trumau, Anlage 1: Erosion, Suffosion, Bodenverflüssigung und Setzung; S-03-GT-111-ST-00; 09.2024; Geotest, Institut für Erd- und Grundbau GmbH (Beilage 044)**
- [15] Triesting: Hochwasserschutz Oberwaltersdorf – Trumau – Münchendorf; Fluss km 16+000 bis Fluss km 4+950; Rückhaltebecken Trumau – Mappe

- S: **Geotechnischer Bericht, HWS Abschnitt 3 Rückhaltebecken Trumau, Anlage 2: Durchströmung; S-03-GT-112-ST-00; 09.2024; Geotest, Institut für Erd- und Grundbau GmbH** (Beilage 045)
- [16] Triesting: Hochwasserschutz Oberwaltersdorf – Trumau – Münchendorf; Fluss km 16+000 bis Fluss km 4+950; Rückhaltebecken Trumau – Mappe S: **Geotechnischer Bericht, HWS Abschnitt 3 Rückhaltebecken Trumau, Anlage 3: Standsicherheit; S-03-GT-113-ST-00; 09.2024; Geotest, Institut für Erd- und Grundbau GmbH** (Beilage 046)
- [17] Triesting: Hochwasserschutz Oberwaltersdorf – Trumau – Münchendorf; Fluss km 16+000 bis Fluss km 4+950; Rückhaltebecken Trumau – Mappe S: **Geotechnischer Bericht, HWS Abschnitt 3 Rückhaltebecken Trumau, Anlage 4: Regelprofile; S-03-GT-114-ST-00; 09.2024; Geotest, Institut für Erd- und Grundbau GmbH** (Beilage 047)
- [18] Triesting: Hochwasserschutz Oberwaltersdorf – Trumau – Münchendorf; Fluss km 16+000 bis Fluss km 4+950; Rückhaltebecken Trumau – Mappe S: **Geotechnischer Bericht, HWS Abschnitt 3 Rückhaltebecken Trumau, Anlage 5: Weitere Berechnungen; S-03-GT-115-ST-00; 09.2024; Geotest, Institut für Erd- und Grundbau GmbH** (Beilage 048)
- [19] Triesting: Hochwasserschutz Oberwaltersdorf – Trumau – Münchendorf; Fluss km 16+000 bis Fluss km 4+950; Rückhaltebecken Trumau – Mappe S: **Geotechnischer Bericht, HWS Abschnitt 3 Rückhaltebecken Trumau, Anlage 6: Lagepläne; S-03-GT-210-ST-00; 09.2024; Geotest, Institut für Erd- und Grundbau GmbH** (Beilage 049)
- [20] Triesting: Hochwasserschutz Oberwaltersdorf – Trumau – Münchendorf; Fluss km 16+000 bis Fluss km 4+950; Rückhaltebecken Trumau – Mappe S: **Geotechnischer Bericht, HWS Abschnitt 3 Rückhaltebecken Trumau, Anlage 7: Geotechnische Schnitte Bauwerke; S-03-GT-310-ST-00; 09.2024; Geotest, Institut für Erd- und Grundbau GmbH** (Beilage 050)

1.3. Allgemeines und Überblick über die baulichen Anlagen des Rückhaltebeckens Trumau

Das geplante Hochwasserrückhaltebecken Trumau ist Teil der umfangreichen Hochwasserschutzmaßnahmen an der Triesting zwischen km km 16+000 bis Fluss km 4+950. Die Triesting entspringt im Wiener Wald, hat eine Einzugsgebietsgröße von rund 402 km² und sie weist eine Länge von ca. 60 km auf bevor sie in die Schwechat einmündet. In der Vergangenheit wurden eine Mehrzahl großer Hochwasserereignisse an der Triesting dokumentiert, wobei das Verhältnis

Mittelwasserabfluss zu Abfluss HQ100 am Pegel Hirtenberg ein Verhältnis von ca. 1:120 aufweist [1].

Auszug aus dem Technischen Bericht [1] zur geplanten Lage des Rückhaltebeckens Trumau:

An der Gemeindegrenze Oberwaltersdorf – Trumau besteht am linken Ufer eine große Waldfläche, die einen Altbestand eines Auwaldes der Triesting darstellt. Diese Waldfläche reicht im Süden bis knapp an das Siedlungsgebiet von Oberwaltersdorf heran, im Norden wird die Begrenzung durch die ÖBB Aspangbahn gebildet.

Diese ehemalige Auwaldfläche wird zu einem Rückhaltebecken ausgebaut. Die Anlage besteht aus zwei Teilbecken, die in Summe ein Volumen von rund 1,2 Mio. m³ aufweisen (Becken 1 = 655.000 m³ + Becken 2 = 530.000 m³). Die Dotierung erfolgt über ein Einlaufbauwerk an der Triesting und einer Zulaufmulde. Das Einlaufbauwerk befindet sich in etwa auf Höhe des Fluss-km 13+000. Der Zulauf zu dem Rückhaltebecken wird mit gesteuerten Schützen geregelt. Der Spitzenabfluss in der Triesting wird damit bei einem HQ100 von ca. 200 m³/s auf 155 m³/s reduziert. Die Steuerung erfolgt über eine Kombination Durchflussmessung und Wasserspiegelsonde in der Triesting flussab des Einlaufbauwerks im Bereich der ÖBB-Brücke Aspangbahn.

Die beiden Teilbecken werden durch einen Trenndamm mit festem Überströmbereich getrennt. Die Notentlastung in Form einer weiteren Überströmstrecke befindet sich am nordwestlichen Ende des zweiten Beckens und entlastet in die nördlich gelegenen, landwirtschaftlich genutzten Flächen.

Die Entleerung der beiden Becken erfolgt in drei Stufen nach dem Durchgang der Hochwasserwelle wieder zurück in die Triesting. Die oberste Lamelle entwässert zurück über die Zulaufmulde und dem Einlaufbauwerk. Die zweite Lamelle wird über Rohrleitungen mit Regelorganen im Osten der beiden Becken beim Trenndamm abgezogen. Dazu ist in weiterer Folge ein Abzugsgraben und eine ca. 700 m lange Rohrleitung unter der Aspangbahn bis zur Triesting erforderlich. Die dritte Lamelle wird über ein Pumpwerk nördlich des zweiten Beckens entwässert. Die Entleerungsleitung setzt sich aus einer ca. 400 m langen Pumpdruckleitung und einem anschließenden ca. 350 m langen Freispiegelkanal zusammen und mündet in den oben beschriebenen Abzugsgraben.

Die Notwendigkeit der Aufteilung in 2 Teilbecken ergibt sich auf Grund der Topographie mit dem fallenden Gefälle ca. in Richtung NNE. Folgende Stauziele für die unterschiedlichen Hochwasserereignisse sind in den Einreichunterlagen angegeben:

Becken 1: HQ100 = 208,10 m ü.A, BHQ = 208,20 m ü.A und SHQ = 208,20 m ü.A

Becken 2: HQ100 = 207,10 m ü.A, BHQ = 207,47 m ü.A und SHQ = 207,51 m ü.A

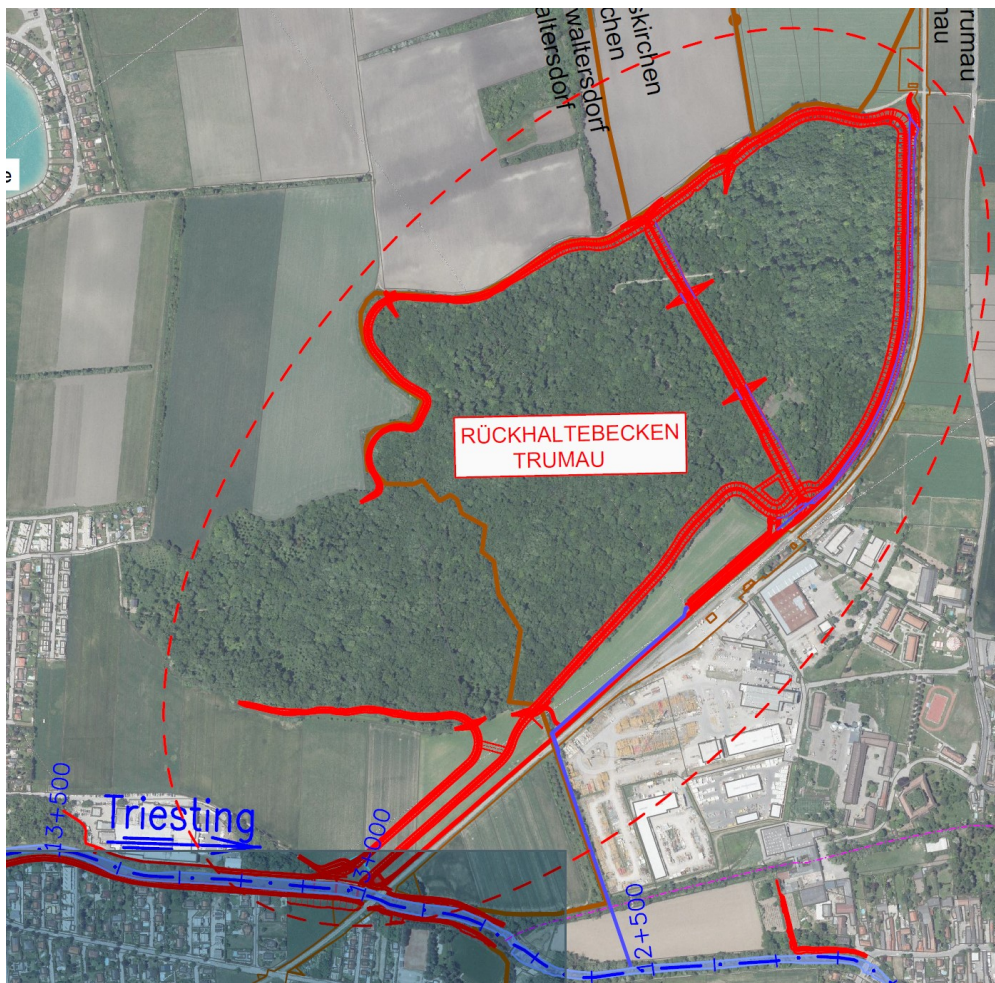


Abb.1: Übersichtslageplan des geplanten Hochwasserrückhaltebeckens Trumau mit Einlaufkanal im Südwesten (Auszug aus

Die allgemeinen Daten für den Dammbau für das Rückhaltebecken können (vereinfacht) wie folgt zusammengefasst werden (Auszug aus [1]):

- *Zonendamm mit Stützkörper, Belastungskörper wasserseitig und zentralem Dichtelement*
- *Dammkronenbreite 3,0 m, Quergefälle der Krone 2,5%*
- *Böschungsneigung beidseitig < 1:2 variabel*
- *Oberfläche mit 10 cm Humus, Schotterrasen auf der Dammkrone*
- *Flächenentlastung mit Entlastungsgräben landseitig des Dichtelements*
- *Drainagekörper am landseitigen Böschungfuß bis auf $\frac{1}{4}$ Böschungshöhe, unverrohrt*
- *Steinauflage auf Drainagekörper für schadlosen Qualmwasseraustritt*

- *Dichtwand eingebunden in den Grundwasserstauer (Abdichtung des Grundwasserkörpers)*, wobei in der Dichtwand kontrolliert Fenster (also Bereiche in denen die Dichtwand nicht bis in den Stauer einbindet) freigelassen werden, um einerseits den natürlichen Grundwasserstrom bestmöglich aufrecht erhalten zu können und andererseits im Rückhaltebecken keinen permanenten Aufstau bis über Geländeoberkante zu erwirken.

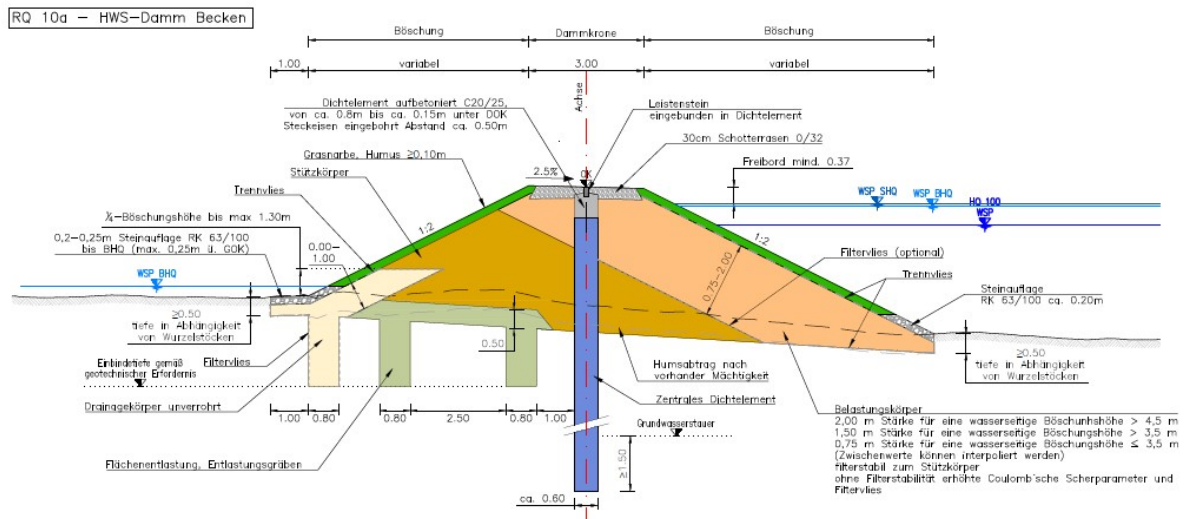


Abb.2: Beispielhafter Regelquerschnitt (RQ 10a – HWS-Damm Becken) – aus [2]

Eine vollständige Abdichtung des Untergrundes im Bereich des Rückhaltebeckens ist nicht möglich. Einerseits ist der bestehende Auwald zu erhalten, was eine Abdichtung der Beckensohle unmöglich macht. Andererseits ist der natürliche Grundwasserstrom (und Grundwasserspiegel) bestmöglich zu erhalten bzw. ein Grundwasseraufstau bis nahe oder über GOK im Bereich des Beckens selbst (mit einer Beeinträchtigung des Auwaldes) zu vermeiden und eine zu große Grundwasserabsenkung abstromseitig des Rückhaltebeckens aus wasserrechtlichen Gründen möglichst gering zu halten.

Die Böschungsneigungen der Dämme sind i.A. luft- und wasserseitig mit 1:2 (= 26,6°) örtlich mit einer Berme auf der Luftseite (entlang der Aspangbahn) geplant. Die Breite der Dammkrone ist mit 3,0 m vorgesehen und das Freibord in den Becken soll 1,00 m betragen. Die Gesamtlänge der Dammbauwerke (ohne Rampen) beträgt ca. 4,3 km, die maximalen Dammhöhen bis zu ca. 6,0 m über bestehende Geländeoberkante. Das Projektgebiet wird für Hochwässer über HQ100 westlich der Zulaufmulde, südlich des Dammes Becken 1 sowie west- und nordwestlich des Beckens 2 überflutet.

In Abb.3 ist ein Überblick über die wesentlichsten Anlageteile und Bauwerke dargestellt.

Überblick über die wesentlichen Anlagenteile und Bauwerke

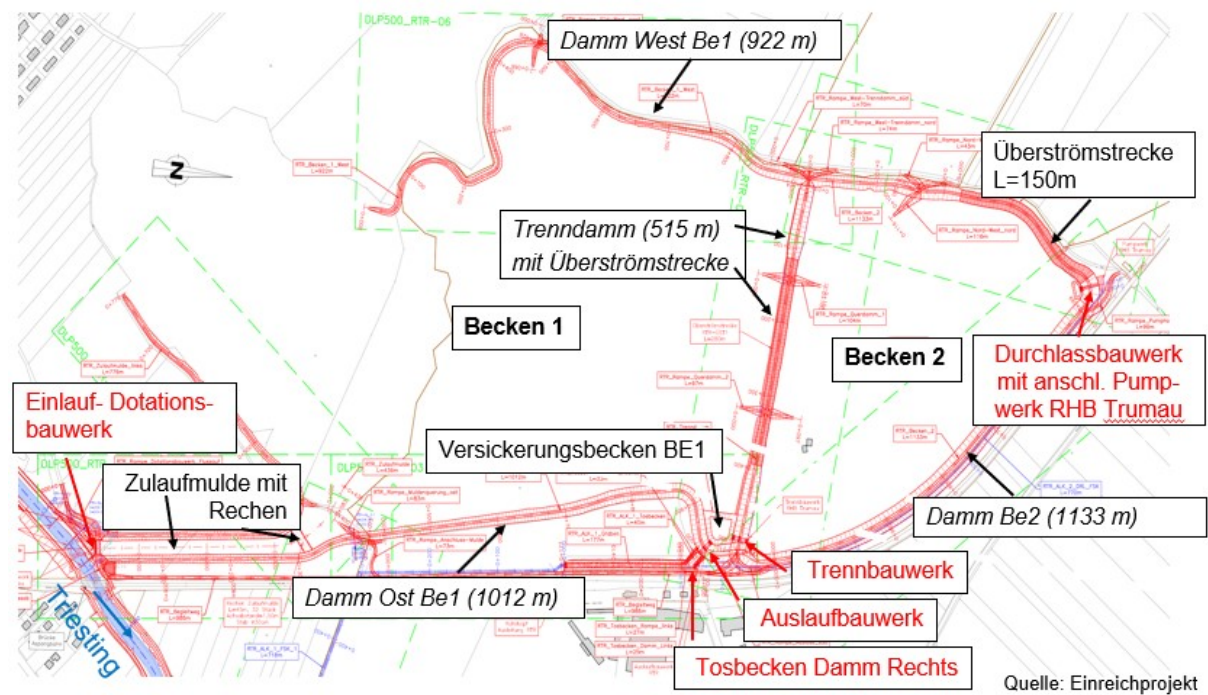


Abb.3: Überblick über die wesentlichsten Anlagenteile und Bauwerke für das Rückhaltebecken Trumau [3].

Der Zulauf ins Rückhaltebecken im Hochwasserlastfall findet über ein Dotationsbauwerk (mit Rechenanlage) im Süden und sodann über eine ca. 20 m breite und ca. 375 m lange Zulaufmulde mit einem weiteren Rechen ins Becken 1 statt. Becken 1 und Becken 2 sind durch einen 515 m langen Zwischendamm mit Überlaufstrecke getrennt. Das Becken Trumau 1 weist ein Speichervolumen von ca. 655.000 m³ bei einer Einstauhöhe von ca. 208,10 m ü. A. (für ein 100-jährliches Hochwasser) auf. Der Zwischendamm wird ab der Höhe von ca. 207,90 m ü. A. über eine Strecke von ca. 280,0 m überströmt und das Becken Trumau 2 wird bis zu einer Höhe von ca. 207,10 m ü. A. (für ein 100-jährliches Hochwasser) bei einem Speichervolumen von ca. 533.000 m³ eingestaut.

Eine Beschickung von Becken 2 (über die Überlaufstrecke) findet somit nur bei einem entsprechend großen Hochwasserereignis statt. Am östlichen Ende des Trenndamms ist ein Trennbauwerk angeordnet über das ein Teil der Wässer von Becken 2 im Zuge der Entleerung zurück in Becken 1 und von diesem über das Auslaufbauwerk, das anschließende Tosbecken in den Ausleitungskanal abgeleitet wird. Die letztgenannten Bauwerke und Einrichtungen dienen auch zur Entleerung von Becken 1. Die Beckenentleerung über diese Einrichtungen findet im freien Gefälle über den Ausleitungskanal zuerst über ca. 300 m Länge nach Süden entlang der Aspangbahn, dann in einem Durchlass unter dieser durch und weiter über einen ca. 715 m langen Kanal nach Osten in die Triesting statt.

Die Restwässer in Becken 2, die nicht im freien Gefälle über das Trennbauwerk zurück in Becken 1 fließen können, werden am nördlichen Ende von Becken 2 über einen Rohrdurchlass in ein Pumpwerk geleitet und von diesem über eine Druckrohrleitung und einer darauf folgenden Freispiegelleitung zurück in das Tosbecken und in weiterer Folge den Ausleitungsgraben bzw. Ausleitungskanal geführt. Die Druckrohrleitung und die Freispiegelleitung befinden sich im Bereich der luftseitigen Dammerme östlich des Rückhaltebeckens.

2. BEFUND UND GUTACHTERLICHE BEWERTUNGEN

2.1. GELÄNDE-; UNTERGRUND-; UND GRUNDWASSER-VERHÄLTNISSE

Wie bereits eingangs erläutert wird hinsichtlich der detaillierten Beschreibung der Gelände- und Untergrundverhältnisse auf die Einreichunterlagen, bezüglich der Beschreibung der allgemeinen geologischen Randbedingungen auf die Ausarbeitungen des Büro mjp ZT-GmbH [4] und hinsichtlich der vorherrschenden Untergrundverhältnisse am Projektstandort auf die sehr umfangreiche und detaillierte geotechnische und dammbautechnische Bearbeitung durch die GEO TEST, Institut für Erd- und Grundbau GmbH verwiesen. Weiters wird für die detaillierte Beurteilung der durchgeführten Baugrunderkundungsmaßnahmen sowie der Beschreibung der Untergrundverhältnisse auf das Gutachten des SV für Geologie Dr. Jacobs und hinsichtlich der Beurteilung der durchgeführten Grundwasserströmungsberechnungen auf den SV für Hydrologie Prof. Blöschl verwiesen.

2.1.1. Geländeverhältnisse

Das Gelände des Projektgebietes ist als weitestgehend eben mit einem geringen Gefälle von ca. Süd nach Nord geprägt. In Abb.4 ist der Blick vom zukünftig geplanten Dotationsbauwerk in Richtung des geplanten Rückhaltebeckens im Bereich des im Hintergrund erkennbaren Auwaldes dargestellt. Unmittelbar östlich der geplanten Rückhaltebecken verläuft die Bahntrasse der Aspangbahn (Abb.4).

Die durch einen Trenndamm unterteilten Rückhaltebecken 1 und 2 kommen im Bereich eines bestehenden und auch weiterhin zu erhaltenden Auwaldes zu liegen (siehe Hintergrund in Abb.4). Die Triesting verläuft unmittelbar im Hintergrund des Fotostandes von Abb.4.



Abb.4: Blick vom Bereich des zukünftigen Dotationsbauwerks in Richtung Norden zum geplanten Rückhaltebecken (im Bereich des erkennbaren Auwaldes links (westlich) der Aspangbahn).

2.1.2. **Untergrund- und Grundwasserverhältnisse**

Der Projektstandort befindet sich im südlichen Teil des Wiener Beckens [4]. Unterhalb der mehrere Meter mächtigen quartären Deck- und Schotterschichten folgen bis in für das Projekt relevante Tiefen, (mäßig) überkonsolidierte, vorwiegend feinkorn-dominierte Schichten des Wiener Tegels (Neogene Sedimente). Die am Standort des geplanten Rückhaltebeckens vorliegenden Bodenschichten werden in [4] wie folgt zusammengefasst (Auszug):

Im Bereich des Rückhaltebeckens Trumau befinden sich lt. geologischer Karte [5] an der Oberfläche glaziale Lehmablagerungen (I), welche den glazigenen Steinfeldschottern (Oeynhausener Schotter, II) aufliegen. Beidseits entlang der Triesting sind zudem grobkorndominierte, rezente Fluss-ablagerungen (III) aufgeschlossen.

Im Bereich des Rückhaltebeckens Trumau weist die Mutterbodenschicht (SKIa) eine Mächtigkeit zwischen 0,4 und bis zu 2,7 m, mit rd. 1,5 m im Waldgebiet. Lokal treten auch hier an der Oberfläche bis max. rd. 2,5 m unter GOK anthropogene Anschüttungen (SKIb) auf. Darunter folgen die feinkörnigen Verwitterungssedimente (SKIc) bis max. rd. 2,4 m bzw. im Schnitt 1,8 m unter GOK. Die grobklastischen Steinfeldschotter (SKIIa und SKIIb) wurden z.T. bereits unter der

Mutterbodenschicht bzw. unter der Verwitterungsdecke angetroffen und reichen bis in Tiefen von min. 3,0 bis maximal 7,7 m unter GOK. Im Liegenden der Steinfeldschotter folgen im Wesentlichen die neogenen Beckensedimente in Form von mittel bis ausgeprägt plastischen Tonen und Schluffen mit geringen Feinsandanteilen (SKIVb), welche bis zur maximalen Aufschlusstiefe bei 15 m unter GOK angetroffen wurden. Eine Besonderheit stellt der Bereich der Ausleitung dar, wo zwischen den Steinfeldschottern und den neogenen Sedimenten eine bis zu 8,0 m mächtige bzw. bis max. 13 m unter GOK reichende Schicht aus Fein- und Mittelsanden (SKII) angetroffen wurde.

Die detaillierten Ergebnisse der durchgeführten Erkundungsarbeiten am Standort für das Hochwasserrückhaltebecken Trumau finden sich im Geotechnischen Untersuchungsbericht samt Anlagen der Fa. Geotest ([8], [9] und [10]). Die Ergebnisse der Erkundungen stammen aus einer ersten Erkundungsphase 2020 und einer zweiten Erkundungsphase 2024, nachdem die Lage der Bauwerke beim Rückhaltebecken im Detail festgelegt wurde. Folgende Untergrunderkundungsmaßnahmen wurden in der Erkundungskampagne 2020 bzw. 2024 durchgeführt (Auszug aus [8]):

Aufschluss 68 bis 107 (2020):

- 23 Stück Rammsondierungen mit der Schweren Rammsonde (RS) bis in eine max. Tiefe von ca. 15,0 m u. GOK
- 32 Stück Schürfgruben (SCH) von der Geländeoberkante bis in eine max. Tiefe von ca. 5,0 m u. GOK
- 6 Stück Kernbohrungen (KB) inkl. Pegelausbau bis in eine max. Tiefe von ca. 15,0 m u. GOK
- 1 Stück Grundwassermessung (September 2020 bis Jänner 2021)
- 4 Stück Versickerungsversuche
- 6 Stück Pumpversuche

Aufschlüsse bei den Bauwerken Einlaufbauwerk, Auslaufbauwerk und Pumpwerk (2024):

- 8 Stück Rammsondierungen mit der Schweren Rammsonde (DPH) bis in eine max. Tiefe von ca. 12,0 m u. GOK
- 4 Stück Kleinbohrungen (Rammkernsondierungen RKS) bis in eine max. Tiefe von ca. 7,50 m u. GOK

Die Lage der Aufschlüsse ist im Lageplan (Anlage 3 des Geotechnischen Untersuchungsberichtes) in [11] dargestellt.

Die Ergebnisse der Kernbohrungen, der Rammsondierungen, der Schürfe (in Form von Bodenansprachen, Fotodokumentationen, Rammprofilen) sind der Anlage 1 des Geotechnischen Untersuchungsberichtes [9] zu entnehmen. Ebenso in Anlage 1 sind die Probe-Entnahmebereiche für die Laboruntersuchungen, die Ergebnisse der Pumpversuche sowie der Sickersversuche angeführt. In [8], Tab.7 ist der Ausbau der Kernbohrungen zu Pegelmessstellen näher beschrieben. Neben Versickerungsversuchen in vereinzelt Schürfen wurden auch Pumpversuche in den Kernbohrungen durchgeführt die Ergebnisse sind [8], Tab.8 und die Detailergebnisse [9] zu entnehmen.

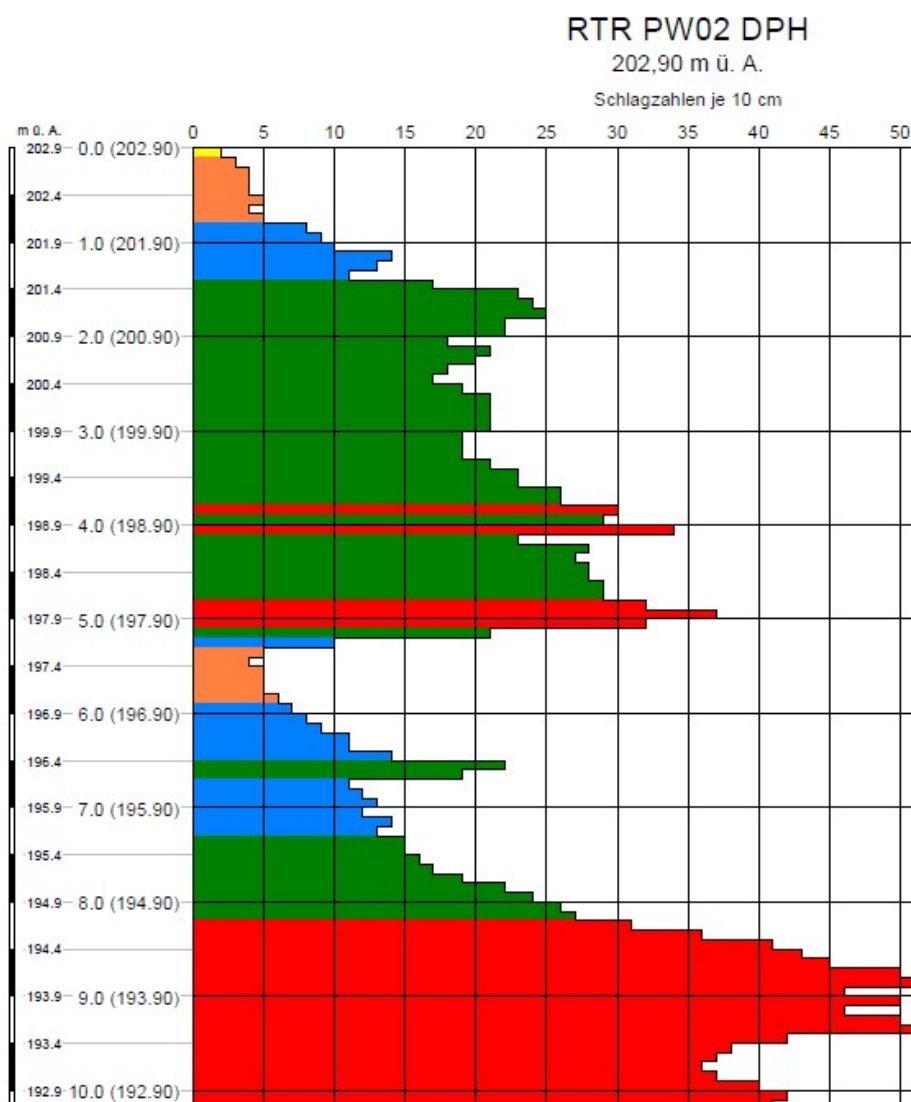


Abb.5: Rammsondierung RTR PW02 DPH aus dem nördlichsten Projektbereich (Standort des Pumpwerks Becken 2)

Beispielhaft für die Ergebnisse der Rammsondierungen werden die RTR PW02 DPH aus dem nördlichsten Projektbereich (Standort des Pumpwerks Becken 2), die RTR AT02 DPH im Bereich des Auslaufbauwerks sowie die RTR EB=2 DPH aus dem

südlichsten Projektbereich beim Dotations- bzw. Einlaufbauwerks in unten folgenden Abb.5 bis Abb.7 dargestellt (sämtliche 3 dargestellten Rammsondierungen stammen aus der Erkundungskampagne 2024).

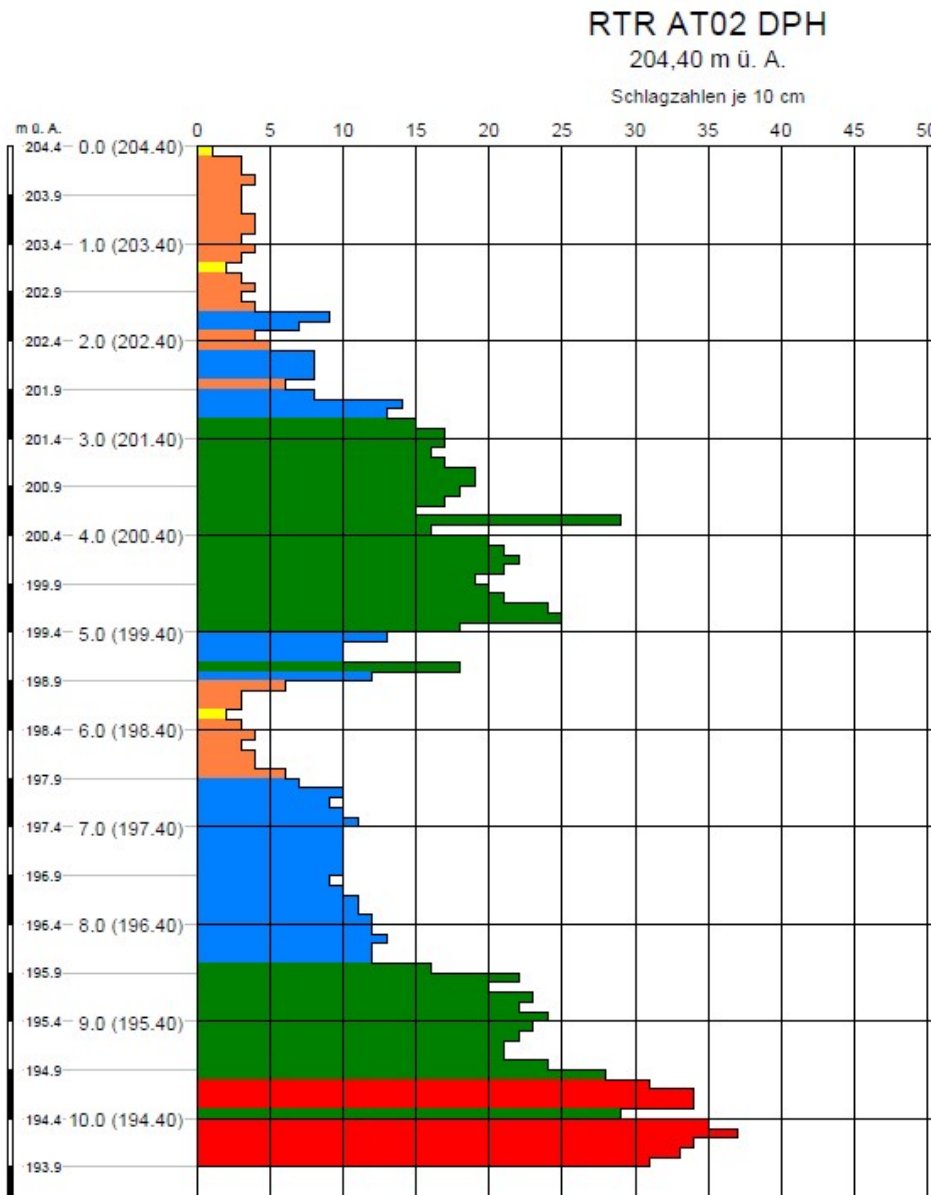


Abb.6: Rammsondierung RTR AT02 DPH im Bereich des Auslaufbauwerks

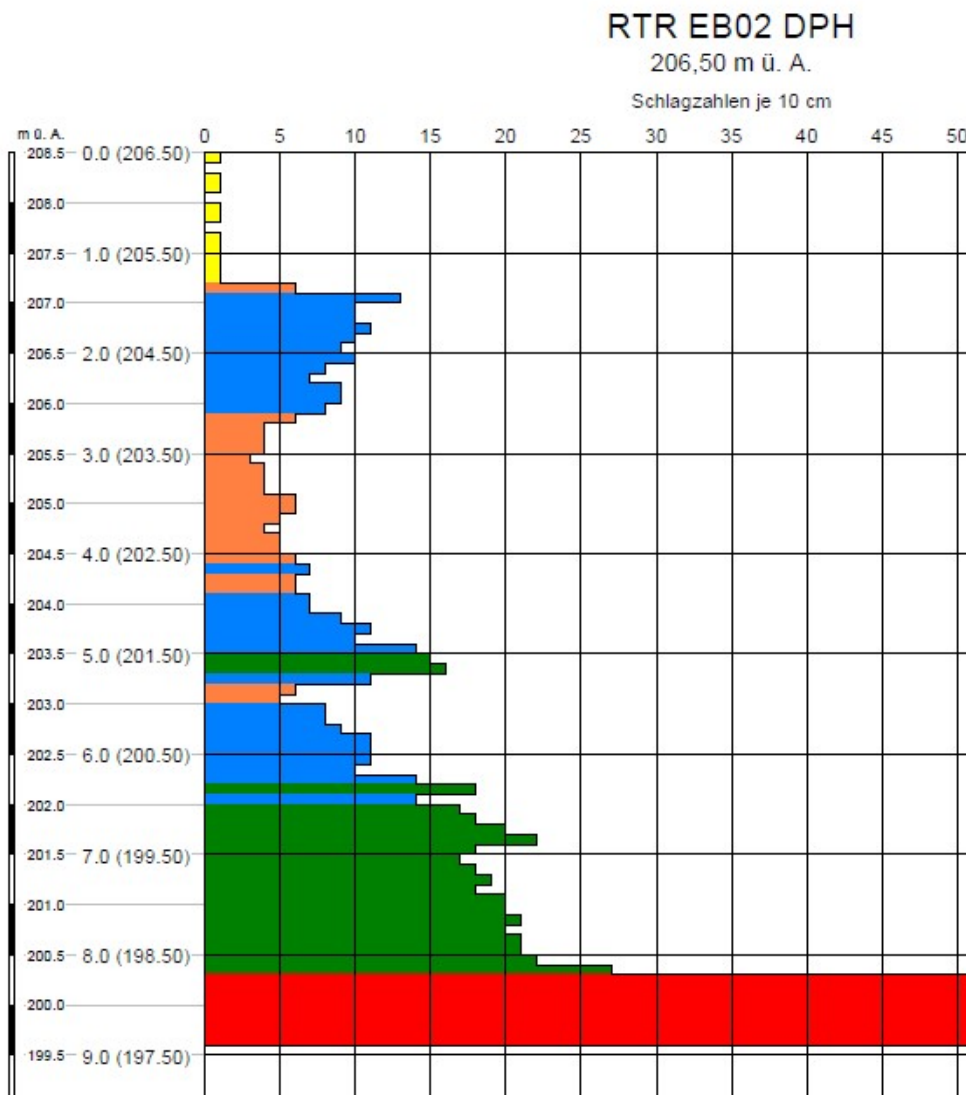


Abb.7: Rammsondierung RTR EB02 DPH aus dem südlichsten Projektbereich beim Dotations- bzw. Einlaufbauwerks

An einer Vielzahl von Bodenproben wurde die Korngrößenverteilung und der natürliche Wassergehalt (in Summe > 50 Versuchswerte), die Zustandsgrenzen nach Atterberg (> 35 Versuchswerte), der Glühverlust (~ 20 Versuchswerte), die Wasserdurchlässigkeit (> 35 Versuchswerte), die Scherparameter mittels Rahmenscherversuchen (9 Versuchswerte), die Zusammendrückbarkeit (Kompressionsmodul) (7 Versuchswerte) bestimmt. Die Zusammenfassung der Versuchsergebnisse finden sich in Tab.10 in [8]

Auf Basis der durchgeführten Baugrunderkundungsmaßnahmen wurden in [8] folgende Schichtabfolgen (Schichtkomplexe) zusammengefasst und beschrieben (teilweise Auszug aus [8]):

Schichtkomplex SKIa: Bis in eine Tiefe von ca. 0,40 bis 2,70 m unter GOK wurden organische, dunkelgefärbte Gemische aus mineralischen Böden mit humosen Beimengungen (Mutterboden) aufgeschlossen.

Auszug aus [8]:

*Fallweise wurden unter dem Mutterboden schwach organische Zwischenböden (**Schichtenkomplexes SKIc**, Gemische aus mineralischen Böden mit geringen humosen Beimengungen) bis maximal ca. 2,40 m unter GOK angetroffen. Innerhalb dieses Schichtenkomplexes treten vereinzelt auch schwach organische Tone mit schwacher bis starker Plastizität mit hellbrauner Färbung auf. Der Bodenzustand dieser Schichten kann als steif bis zu fest (ausgetrocknet) beschrieben werden. In den Laborversuchen konnten an gestörten Proben Wasserdurchlässigkeiten von ca. $< 5,0 \times 10^{-9}$ m/s ermittelt werden.*

Untergeordnet wurden oberflächennah auch Anschüttungen (**Schichtkomplex SKIb**) -grob-, gemischt- und feinkörnige Bodenmaterialien versetzt mit Mutterboden und vereinzelt mit Fremdstoffen (z.B. Keramik) angetroffen.

Sämtliche Bodenarten des Schichtkomplexes **SKI** sind durch eine geringe Tragfähigkeit, eine große Zusammendrückbarkeit und eine zumeist geringe teilweise aber auch etwas größere Durchlässigkeit geprägt. In den beispielhaft dargestellten Rammsondierungen der Abb.5 bis 7 ist dieser Schichtkomplex in den obersten 1 bis 2 m durch entweder sehr geringe Schlagzahlen (Abb.7) oder austrocknungsbedingt etwas höheren Schlagzahlen je 10 cm von ca. 4-5 (Abb.5 und Abb.6) gekennzeichnet.

Schichtkomplex SKIIa und SKIIb: Im östlichen Projektgebiet, entlang der Ausleitung (Aufschlüsse 103 – 107, vgl. [11] wurden Sandschichten (Schichtenkomplex SKIIa: locker gelagerte Fein-Mittelsande mit geringem bis mittlerem Schluffanteil und SKIIb: mitteldicht bis dichte Sande mit schwachem bis hohem Feinkornanteil und tlw. schwach kiesig) mit überwiegend geringen bis mittleren Feinkornanteilen unter den kiesigen Bodenmaterialien der Schichtenkomplexe SKIIIa und SKIIIb bis ca. 12,00 m unter GOK mit Mächtigkeiten bis ca. 8,00 m aufgeschlossen. Diese Sandschichten wurden lokal auch im Bereich des Auslaufbauwerkes (RTR AT01 RKB) bei der zusätzlichen Erkundung im Juli 2024 ab ca. 5,0 m unter GOK mit einer Mächtigkeit von ca. 2,5 m aufgeschlossen.

Da die locker gelagerten Fein-Mittelsande des Schichtkomplexes SKIIa, wie später noch erläutert wird, bei Vollsättigung und im Falle eines starken Erdbebens zur Bodenverflüssigung neigen können, wurde ihrer Ausbreitung im Projektgebiet durch den Planer vermehrtes Augenmerk geschenkt. In [8] heißt es deshalb diesbezüglich (tlw. Auszug):

Seitens der Fa. Geotest wird davon ausgegangen, dass sich die Sandschichten auf den östlichen Bereich (Ausleitung) konzentrieren und gegen Westen hin auslaufen. Aufgrund der Ergebnisse der Rammsondierungen im Bereich der Zulaufmulde (Aufschluss 70 und 72), als auch der Rammsondierung Aufschluss 101 – siehe [11] ist das Vorkommen der sandigen Bodenmaterialien des Schichtenkomplexes SKII dort nicht auszuschließen. In folgender Abb.8 ist die Rammsondierung RS 106 im östlichen Projektgebiet (Bereich Ausleitung in Richtung Triesting) beispielhaft dargestellt. Die (sehr) locker gelagerten Sandschichten sind hierbei in einer Tiefe zwischen ca. 2,5 und 6,0 m gut erkennbar.

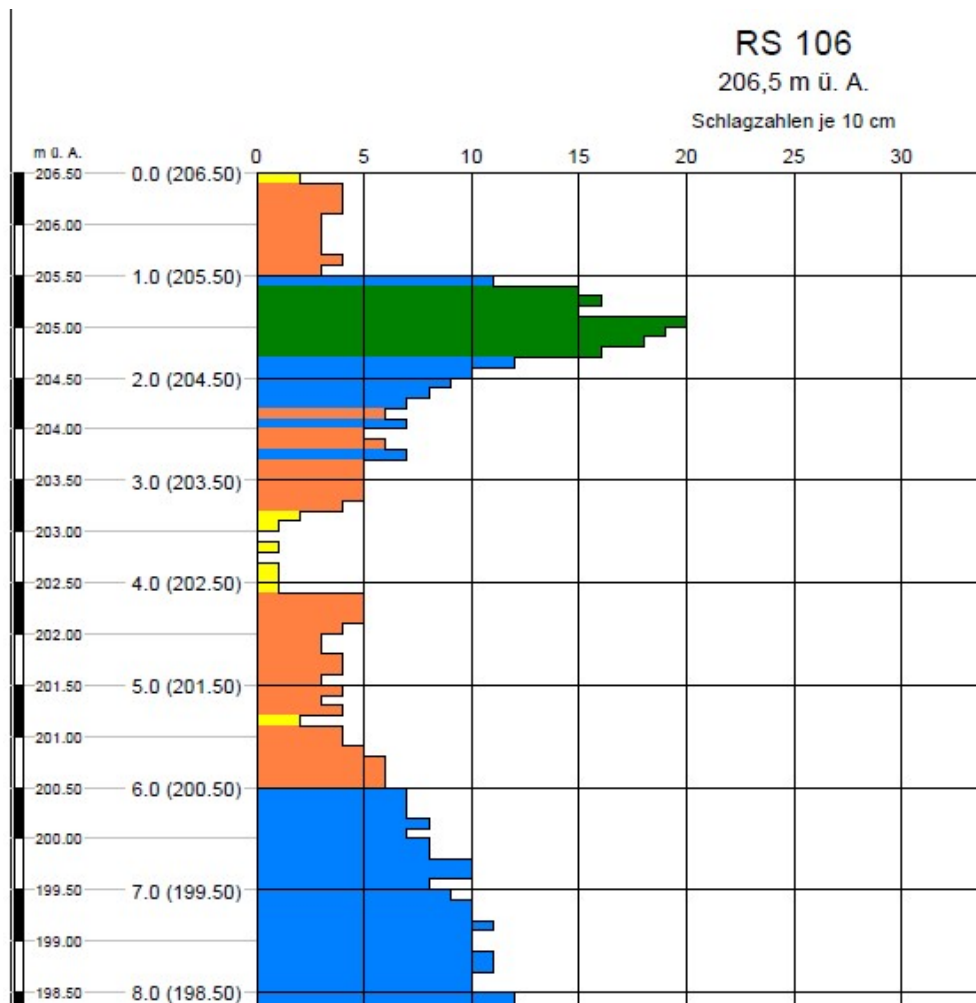


Abb.8: Rammsondierung RS 106 im östlichen Projektgebiet (Bereich Ausleitung in Richtung Triesting)

Schichtkomplex SKIIa und SKIIb: Praktisch im gesamten Projektgebiet wurden grundwasserführende Kiese (Schichtenkomplex SKIIa und SKIIb) unterhalb der Mutterbodenschicht (Schichtenkomplex SKIa) bzw. unter dem Schichtenkomplex SKIc, festgestellt. Dabei handelt es sich um eiszeitliche Kiese mit schwach bis

vorwiegenden mittleren Sandanteilen mit geringen bis mittlerem Feinkornanteil und bereichsweise geringen Steinanteilen. Die Lagerungsdichte reicht dabei von sehr locker bis locker (Schichtkomplex SKIIIa) bis mitteldicht bis sehr dicht (Schichtkomplex SKIIIb). Diese Schichten reichen laut [8] im Bereich der Dämme bis mindestens ca. 3,7 m und maximal bis ca. 5,5 m unter GOK. Im Bereich der Zulaufmulde kann die Unterkante bis auf ca. 9,7 m unter GOK zu liegen kommen. Bei Pump- bzw. Versickerungsversuchen konnte ein Wasserdurchlässigkeitsbeiwert von ca. $3,6 \times 10^{-5}$ bis $2,9 \times 10^{-3}$ m/s festgestellt werden. Die minimale und maximale Wasserdurchlässigkeit wurde anhand gestörter Laborproben mit ca. $4,6 \times 10^{-6}$ bzw. $5,2 \times 10^{-3}$ m/s ermittelt (Auszug aus [8]).

In den beispielhaft dargestellten Rammsondierungen der Abb.5 bis Abb.8 bilden sich diese Schichten durch Schlagzahlen je 10 cm von ca. 5 bis tlw. über 30 ab und folgen unmittelbar unterhalb der ca. 1 bis 2 mächtigen Deckschicht (mit i.A. geringeren Schlagzahlen).

Schichtkomplex SKIVa und SKIVb: Der Schichtkomplex SKIV stellt das im Liegenden anstehende Neogen dar. Dabei handelt es sich um Ton-Schluff-Gemische mit unterschiedlichen Sandanteilen (lokal auch geringe bis mittlere Kiesanteile). Als Zwischenschichten können auch Feinmittelsand-Schluff-Gemische bzw. schluffige Sandschichten eingeschaltet sein. Der Schichtkomplex SKIVa ist eine bei fast allen Rammsondierungen durch geringe Schlagzahlen gekennzeichnete Übergangsschicht von ca. 0,9 bis 1,4 m [8] (lokal bis annähernd 2 m) Dicke mit einer weichen bis steifen Konsistenz. Es handelt sich dabei um den obersten aufgeweichten Bereich des anstehenden Neogens. In den beispielhaft angeführten Rammsondierungen in obigen Abb.5 bis Abb.7 ist diese Übergangsschicht in einer Tiefe zwischen ca. 5 bis 6,5 m – mit jeweils etwas unterschiedlicher Dicke (und detaillierter Tiefenlage) erkennbar. Der darunter folgende Schichtkomplex SKIVb weist sodann eine steife, i.A. eher halbfeste Konsistenz auf. Sand-Schluff-dominierte Zwischenschichten zeigen in diesem Schichtkomplex eine i.A. mitteldichte bis dichte Lagerung, sind aber aufgrund ihrer zumeist geringen Schichtdicken von untergeordneter Bedeutung für das Projekt.

Die Schichtabfolgen sind in den Geotechnischen Schnitten [12] bzw. [20] der Einreichunterlagen dargestellt.

Zusammenfassend herrscht im größten Teil des Projektgebietes ein 3-Schichtsystem aus den Schichtkomplexen SKI, SKIII und SKIV, lediglich im östlichen Projektareal (insbesondere im Bereich der Ausleitung in Richtung Triesting) ein 4-Schichtsystem vor, in dem alle oben genannten Schichtkomplexe angetroffen wurden (bzw. werden können). In [8] ist noch folgender Hinweis angefügt (Auszug):

Es ist anzumerken, dass die Materialien der Schichtenkomplexe SKIa, SKIb, SKIc, SKIIa und SKIIb unter Zutritt von Oberflächen- und/oder Niederschlagswasser zum Aufweichen neigen, wodurch sich die geotechnischen Bodeneigenschaften maßgeblich verschlechtern können.

Dieser Hinweis ist für die Detailplanung, insbesondere aber die Bauausführung zu berücksichtigen. Insbesondere ist dies im Zusammenhang mit der Planung und Errichtung von (bis unter den natürlichen Wasserspiegel reichenden) Baugruben (z.B. in Hinblick auf die Thematik Hydraulischer Grundbruch) zu berücksichtigen.

Charakteristische Bodenkennwerte:

In [8], Kap.9.2, Tabelle 11 werden für die zuvor beschriebenen Schichtkomplexe, basierend auf den durchgeführten Untersuchungen und örtlichen Erfahrungen, die Bodenkennwerte abgeschätzt (Auszug aus [8]).

Die detaillierten Ergebnisse der geotechnischen Laborversuche sind der Anlage 2 zum Geotechnischen Untersuchungsbericht [10] zu entnehmen.

Bewertung durch den SV für Dammbau: Die angeführten charakteristischen Bodenkennwerte sind als plausibel und zumeist als auf der vorsichtigen Seite festgelegte Werte einzustufen. Folgende Detailanmerkungen sind als Hinweis für die weitere Detailplanung bzw. Bauausführung zu verstehen:

- Die Scherparameter wie auch die angeführten Steifigkeitskennwerte für den Schichtkomplex SKIIa ((sehr) locker gelagerte schluffige Sande) sind als plausible Werte für rein statische Beanspruchungen zu verstehen (wobei der angeführte Reibungswinkel von bis zu $\varphi = 32,5^\circ$ für eine (sehr) lockere Lagerung etwas hoch scheint). Unter dynamischen Beanspruchungen (z.B. Erdbeben, Bautätigkeiten mit signifikanten Vibrationen) oder aber auch hydraulischen Beanspruchungen (z.B. Thema hydraulischer Grundbruch bei der Errichtung von ins Grundwasser reichenden Baugruben) neigen diese Böden zu Entfestigungserscheinungen, was deutlich ungünstigere Scher- und Steifigkeitskennwerte zur Folge haben kann, wie sie oben angeführt sind.
- Bei den angeführten (geringen) Durchlässigkeitskennwerten für die Schichtkomplexe SKIVa und SKIVb ist erforderlichenfalls zu berücksichtigen, dass Zwischenschichten aus schluffigen Sanden auch höhere Durchlässigkeiten aufweisen. Im gegenständlichen Projekt wäre dies ggf. bei tieferen Baugruben und in diesem Zusammenhang hergestellten Spundwandumschließungen die in diesen Schichtkomplex einbinden zu berücksichtigen.

Schichtenkomplex	Bödenklasse	Bodenzustand	Kohäsion c [kN/m ²]	Reibungswinkel ϕ [°]	Kohäsion undr. Boden c_u [kN/m ²]	Wichte γ/γ_b [kN/m ³]	Durchlässigkeitsbeiwert k_r [m/s]	Steifemodul E_{oed} [MN/m ²]
SKIa	Mutterboden	steif bis fest (sehr locker bis locker, vereinzelt mitteldicht, geg. ausgetrocknet)	1,5 ÷ 2,5	25,0	5,0 ÷ 15,0	17,0 / 7,0	$3,0 \times 10^{-4}$ ÷ $1,0 \times 10^{-6}$	2,5 ÷ 10,0
SKIb	Anschüttung grob- bis feinkörnig mit Mutterboden	sehr locker bis locker (vereinzelt mitteldicht) bzw. halbfest	0,0 ÷ 3,5	20,0 ÷ 30,0	(10,0 ÷ 25,0)	18,5 ÷ 20,0 / 8,5 ÷ 10,0	$1,0 \times 10^{-3}$ ÷ $1,0 \times 10^{-8}$	2,5 ÷ 10,0
SKIc	Zwischenboden Cl,L; Cl,M; Cl,A; Si,L	steif bis fest (sehr locker bis locker, geg. ausgetrocknet)	0,0 ÷ 5,0	20,0 ÷ 27,5	10,0 ÷ 25,0	18,5 ÷ 20,0 / 8,5 ÷ 10,0	$< 5,0 \times 10^{-8}$ ($< 1,0 \times 10^{-6}$ für stark durchwurzelte Bereiche)	2,5 ÷ 5,0
SKIIa	Sa,G; si' Sa; si Sa; cl' Sa	locker	0,0 ÷ 2,5	30,0 ÷ 32,5	-	19,0 / 9,0	$1,0 \times 10^{-3}$ ÷ $1,0 \times 10^{-7}$	5,0 ÷ 10,0
SKIIb	si' Sa; si Sa; cl' Sa; cl Sa	mitteldicht bis dicht	0,0 ÷ 5,0	30,0 ÷ 35,0	-	20,0 / 10,0	$1,0 \times 10^{-4}$ ÷ $1,0 \times 10^{-8}$	20,0 ÷ 50,0
SKIIIa	si' Gr; si Gr; cl' Gr; cl Gr; (Gr,I; Gr,G; Gr,W)	sehr locker bis locker	0,0	32,5	-	19,5 ÷ 21,0 / 9,5 ÷ 11,0	$5,0 \times 10^{-3}$ ÷ $5,0 \times 10^{-6}$	10,0 ÷ 30,0
SKIIIb	Gr,I; Gr,G; Gr,W; si' Gr; si Gr; cl Gr	mitteldicht bis sehr dicht	0,0 ÷ 2,5	35,0	-	21,0 ÷ 22,0 / 11,0 ÷ 12,0	$5,0 \times 10^{-3}$ ÷ $5,0 \times 10^{-6}$	30,0 ÷ 70,0
SKIVa	Cl,L; Cl,M;	sehr weich bis weichsteif	0,0 ÷ 2,5	15,0 ÷ 25,0	10,0 ÷ 30,0	17,0 ÷ 18,5 / 7,0 ÷ 8,5	$< 5,0 \times 10^{-8}$	1,5 ÷ 5,0
SKIVb	Cl,L; Cl,M; Cl,A; Si,L	steif bis halbfest (teilweise verfestigte Einschlüsse)	7,5 ÷ 15,0	15,0 ÷ 27,5	75,0 ÷ 200,0	19,0 ÷ 21,0 / 9,0 ÷ 11,0	$< 5,0 \times 10^{-9}$	5,0 ÷ 15,0 ⁵⁾

Abb.9: Charakteristische Bodenkennwerte (aus [8], Kap.9.2, Tabelle 11)

- Die angeführten unteren Grenzwerte für den Reibungswinkel ϕ ($\phi = 15^\circ$) für den Schichtkomplex SKIV scheinen aus Sicht des SV für Dammbau möglicherweise im Zusammenhang mit teildrainierten Verhältnissen oder aber durch mögliche Harnischflächen im Untergrund (im Sinne einer Restscherfestigkeit) plausibel. Eine genauere Erläuterung wie diese Werte zu verstehen sind wäre hilfreich (Kurze Diskussion in der Kommissionssitzung).

Grund- und Schichtwasserverhältnisse:

Die Flurabstände des Grundwassers betragen am Projektstandort des Rückhaltebeckens ca. 3 bis 5 m (siehe Grundwasserflurabstände in [8], Abb. 4 – 6), wobei die nächstgelegenen Pegelmessstellen einen Unterschied zwischen höchstem und niedrigstem Flurabstand von ca. 0,6 m (Pegel Nr. 301705) und ca. 3 m (Pegel Nr. 301150) zeigen ([8], Tab.2).

In [8] Kap.9.3 werden aus den Grundwasserspiegel-Isolinien Grundwasserstände für hohe Grundwasser HGW von ca. 200,5 bis 205,0 m ü. A. bzw. für niedrige Grundwasser NGW von ca. 199,0 bis 203,5 m ü. A. für das Projektgebiet angeführt.

Bewertung durch den SV für Dammbau: Der geplante Standort für das Rückhaltebecken wird hinsichtlich der vorliegenden Gelände- und Untergrundverhältnisse grundsätzlich als geeignet angesehen. (In dieser Beurteilung sind die im Folgenden noch diskutierten Aspekte zu berücksichtigen).

2.2. DAMMAUFBAU, DAMMAUFSTANDSFLÄCHE, SPEICHER-ABDICHTUNG UND DRAINAGIERUNG

2.2.1. Allgemeines

Einleitend zum Thema Dammbau werden die wesentlichen Randbedingungen und getroffenen Annahmen/Festlegungen, welche den Dammaufbau und die Auslegung der Dichtungsmaßnahmen betreffen stichwortartig aufgelistet.

- Aufgrund des zu erhaltenden Auwaldes im Rückhaltebecken Trumau ist eine (vollflächige) Sohlabdichtung des Beckens nicht möglich
- Es werden zentrale Dichtwandelemente in den Dämmen – mit Ausnahme der geplanten Fenster bis in den Stauer (=Neogene Schichten SKIVa und SKIVb) einbindend, hergestellt
- Eine vollständige Abdichtung der Becken ist nicht möglich, da es auch im Nichthochwasserfall zu einem Wasseraufstau innerhalb der Becken kommen würde – siehe folgende Abb.10 bzw. [13], Kap.4, Abb.5 - und abstromseitig Grundwasserabsenkungen mit unzulässig großer (negativer) Beeinflussung fremder Wasserrechte zu erwarten wären. Deshalb werden in den Dichtwänden Fenster im Bereich des Grundwassertrages (sandige Kiese des Schichtkomplexes SKIIIa und SKIIIb) ausgeführt – siehe folgende Abb.11 bzw. [13], Kap.4., Abb.6.

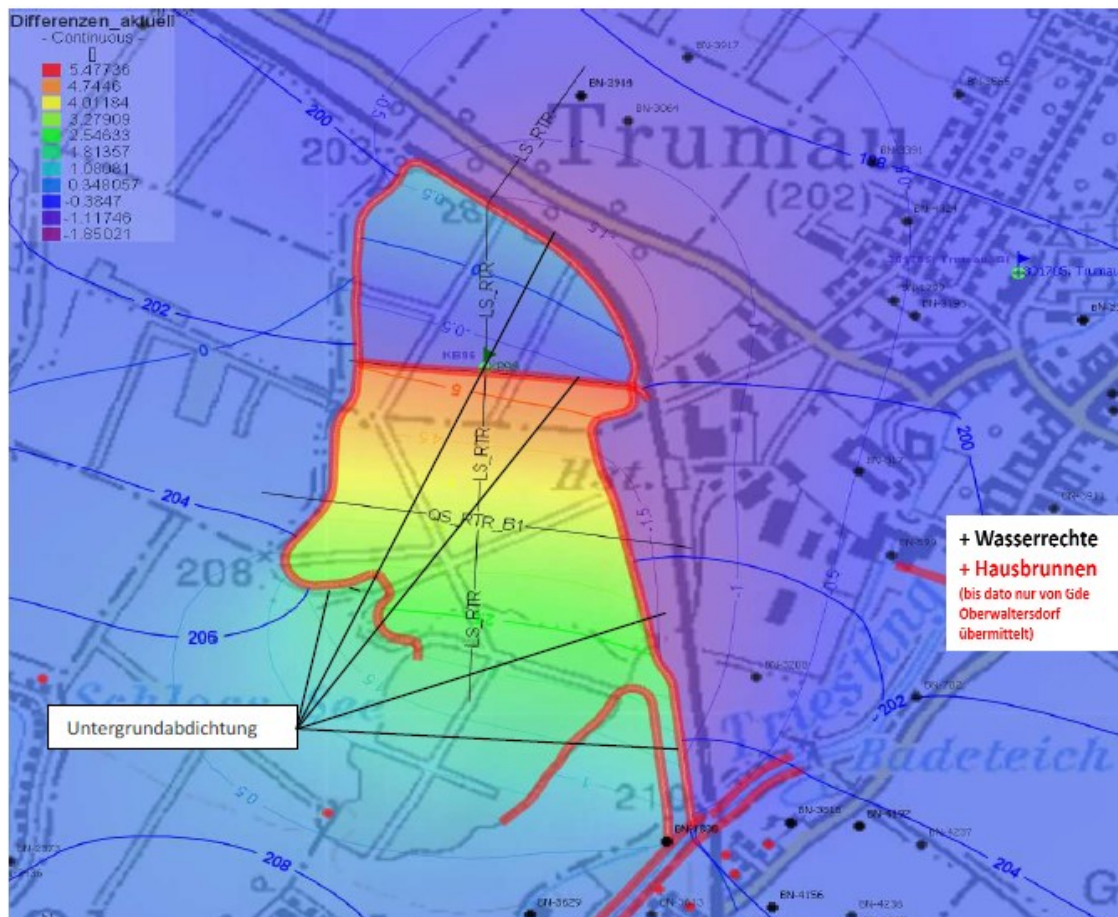


Abb.10: GW-Aufstau bzw. Absenkung für den mittleren Grundwasserspiegel MGW bei vollständiger Abdichtung im Untergrund bis in den Stauer im Bereich der Zulaufmulde und der Dämme (entnommen aus: [13], Kap.4, Abb.5)

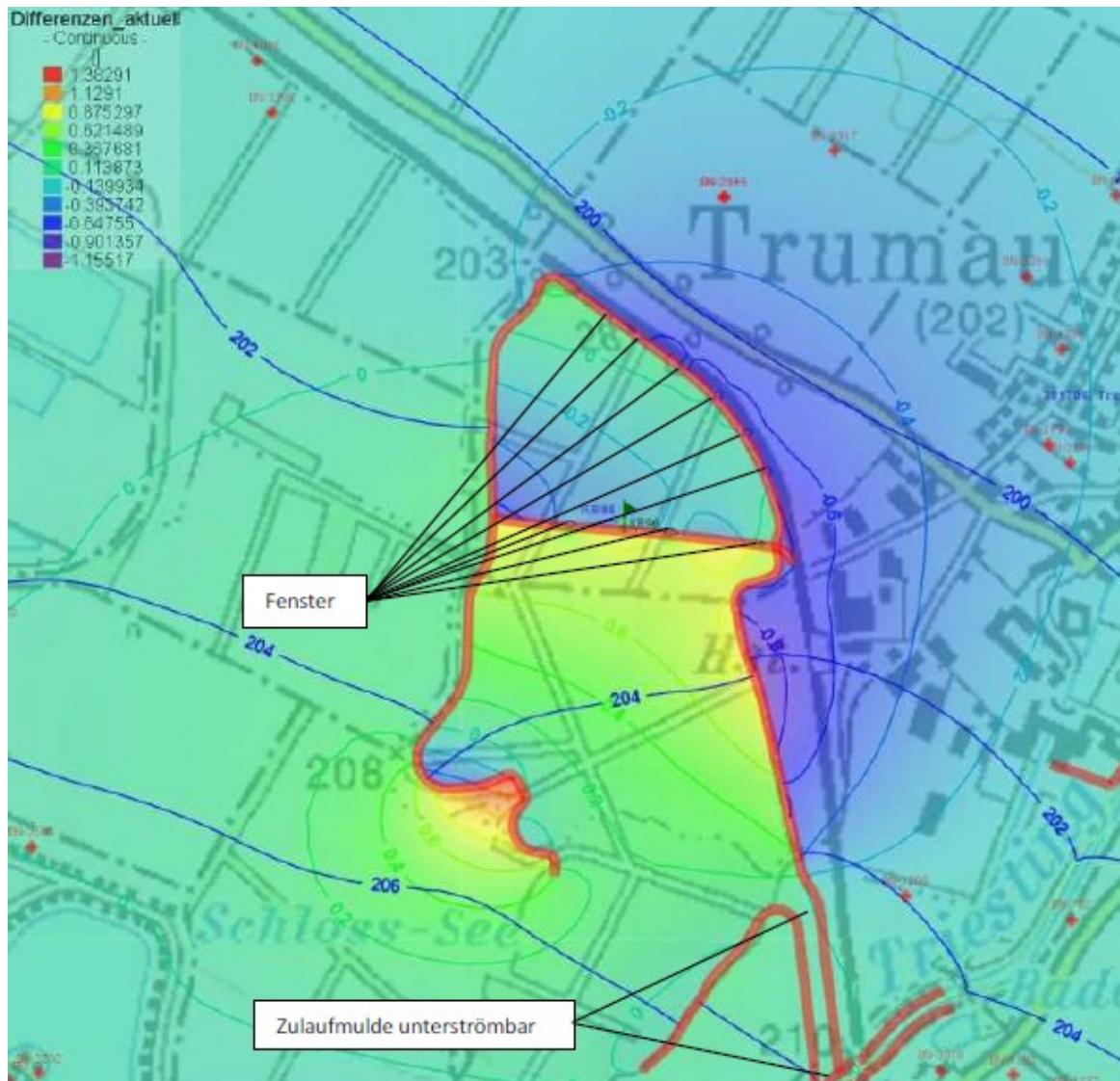


Abb.11: GW-Aufstau bzw. Absenkung für den mittleren Grundwasserspiegel MGW mit 10 Fenstern und unterströmbarer Zulaufmulde (entnommen aus: [13], Kap.4, Abb.6)

Bewertung durch den SV für Dammbau:

- Zuzolge der eingebauten Fenster in der Dichtwand findet im Einstaufall der Becken ein Einsickern von Wasser in den Aquifer (Schichtkomplex SKIIIa und SKIIIb) und in Folge eine Unterströmung der Dämme im Bereich der Fenster statt. Um unkontrollierte Wasseraustritte bzw. eine Destabilisierung des luftseitigen Dammfußes im Bereich der Fenster zu unterbinden, sind umfangreiche Drainagierungs- bzw. Entspannungskörper im Bereich des luftseitigen Dammkörpers vorzusehen. Die über Drainagekörper gefassten Sickerwässer werden in Dammschnitten mit Fenstern (Becken 2) in Drainageleitungen gefasst und dem im Norden der Anlage geplanten Pumpwerk zugeführt. In Dammschnitten ohne Fenster, wo nur sehr geringe

Sickerwässer zu erwarten sind, werden diese in das Gelände unterhalb des Rückhaltebeckens ausgeleitet. (Zu berücksichtigen ist hierbei, dass der Einstaufall des Beckens ein seltenes und zeitlich kurzes Ereignis ist.)

- Eine eindeutige Abschätzung der im Bereich der Fenster den Dammkörper unterströmenden Wassermengen ist nicht möglich, da im Detail nicht eruierbar ist ob die i.A. gering durchlässigen Deckschichten SKIa, SKIb bzw. SKIc vollflächig vorliegen bzw. welche Schichtdicken wo vorliegen.
- Aufgrund der im Einstaufall stattfindenden Durchsickerung/Durchströmung vom Becken durch die i.A. feinkorndominierten Schichten SKIa, SKIb bzw. SKIc ist mit gewissen Erosionsprozessen, also einem gewissen Feinkorntransport in den Aquifer (SKIIIa bzw. SKIIIb) zu rechnen (bzw. ein solcher nicht gänzlich verhinderbar (siehe vertiefte Ausführungen weiter unten).
- Aufgrund der z.T. vorhandenen Schichten mit geringer Steifigkeit (großer Zusammendrückbarkeit) – dies betrifft insbesondere die Schichten SKIa, SKIb bzw. SKIc sowie SKIVa (aufgeweichtes Neogen) ist zufolge der bis zu ca. 6 m hohen Dammbauwerke sowie auch der in diesen integrierten Betonbauwerke von Setzungen bis näherungsweise 1 dm auszugehen. Aufgrund der tlw. feinkorndominierten Bodenschichten ist von einer Konsolidierungszeit über (viele) Monate auszugehen (siehe vertiefte Ausführungen weiter unten).
- Um mögliche negative Auswirkungen auf die Dichtwände sowie die in/an die Dämme anschließenden (bzw. integrierten) Betonbauwerke zufolge differentieller Setzungen bestmöglich auszuschließen, werden die Dämme und im Bereich bestimmter Bauwerke lokal auch Vor-/Überlastschüttungen vorausseilend hergestellt, um zu erwartende Setzungen weitestgehend vorwegzunehmen. Damit ist eine Flachgründung der Betonbauwerke möglich und es sind auch keine Schäden zufolge differentieller Setzungen an den nach weitestgehendem Abklingen der Setzungen herzustellenden Dichtwänden bzw. im Übergang Dammbauwerk zu Betonbauwerke mehr zu erwarten (siehe vertiefte Ausführungen weiter unten).

2.2.2. Dammbau

Die beiden Becken werden grundsätzlich durch Dammschüttungen hergestellt. Aufgrund des ca. in Richtung NNE fallenden Geländes ist am SSW-Rand keine Dammschüttung erforderlich. Wie bereits eingangs angeführt werden aufgrund des fallenden Geländes zwei durch einen Trenn- bzw. Querdamm geteilte Becken (Becken 1 im Süden und Becken 2 im Norden) mit zwei unterschiedlichen Einstauniveaus errichtet. Bis auf die Dammflächen und einem wasserseitigen – vor dem Dammfuß geplanten Schutzstreifen von 4 m Breite soll der bestehende Auwald erhalten bleiben.

Die einzelnen Dammabschnitte können lt. [13] wie folgt zusammengefasst werden (Auszug):

- Zulaufmulde links km 0+000 bis 0+779
- Becken 1 Ost km 0+000 bis 1+012
- Becken 1 West km 0+000 bis 0+922
- Querdamm km 0+000 bis 0+515 inkl. Überströmstrecke
- Becken 2 km 0+000 bis 1+133 inkl. Überströmstrecke

In Summe ist die Errichtung von ca. 4,36 km Damm und die erforderlichen Rampen mit einer Gesamtkubatur von ca. 200.000 m³ geplant.

Die Dammhöhen von Becken 1 betragen bis zu ca. 5 m, jene von Becken 2 bis zu max. 6,0 m. Die Neigung der Dammböschungen bzw. der Einschnitte der Zulaufmulde werden mit 1:2 ausgeführt. Die Dammkrone bzw. die Berme im Ostbereich von Becken 2 entlang der Aspangbahn sollen mit 3,00 m Breite hergestellt werden.

Zur Abdichtung gelangt ein zentrales (in Dammmitte) errichtetes Dichtelement (Dichtwand) mit planmäßiger Einbindung in den Stauer von ca. 1,5 m. Wie oben beschrieben sind Fenster in der Dichtwand, wie folgt beschrieben, vorgesehen (Auszug aus [13], Kap.5.1):

- *7 Fenster im nordöstlichen Damm von Becken 2 (Damm mit Berme) mit ca. 5,00 m Länge Einbindung des zentralen Dichtelementes bis ca. 2,50 m unter bestehende Geländeoberkante (durchströmbares Fenster UK Dichtelement bis OK Stauer ca. 1,30 bis 2,30 m Höhe)*
- *2 Fenster im Querdamm bei den Rampen mit ca. 10,0 m Länge, 1 Fenster beim Querdamm beim Absetzbecken mit ca. 5,0 m Länge. Einbindung des zentralen Dichtelementes bis ca. 2,5 m unter bestehende Geländeoberkante (durchströmbares Fenster UK Dichtelement bis OK Stauer ca. 2,10 bis 2,40 m Höhe)*
- *Zulaufmulde durchgehend unterströmbar*

Geplant ist die Herstellung eines Zonendamms, nach Abtrag von mind. ca. 0,5 m der durchwurzelten Mutterbodenschicht (bei Antreffen verstärkt organischer Böden auch tiefer) und Verdichtung der Dammaufstandsfläche. Die Abtragstiefe richtet sich auch nach der Tiefe der durchwurzelten Zone. Von einem vollständigen Abtrag der bis zu ca. 2,7 m mächtigen Mutterboden- bzw. Dichtschicht wird aber aufgrund der großen anfallenden Aushubkubaturen abgesehen.

Der prinzipielle Dammaufbau (ohne dargestellte Fenster in der Dichtwand) ist in Abb.12 (entnommen aus [13], Abb.7) dargestellt.

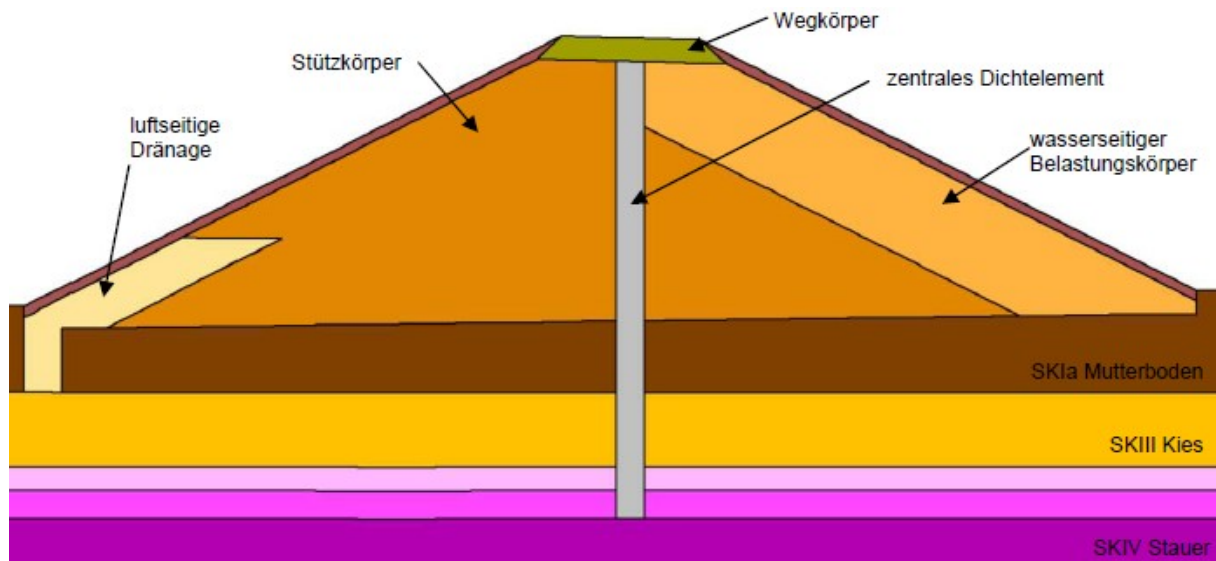


Abb.12: Schematischer Dammbau mit Einbindung des Dichtelementes in den Stauer (entnommen aus [13], Abb.7)

Folgende Dammmzonen sind vorgesehen:

- wasserseitiger Belastungskörper (grobkörnige Kiese mit $k_f \geq 1,0 \times 10^{-4} \text{ m/s}$), zur Sicherstellung einer ausreichenden Standsicherheit für den Lastfall rascher Abstau
- luft- und wasserseitiger Stützkörper (untersucht wurde hierfür vorwiegend gemischtkörniges Material aus der Aushubdeponie Leni I – siehe weiter unten)
- innenliegendes, zentrales Dichtelement
- luftseitige Böschungsfußdrainage und Entlastungskörper in Teilbereichen der luftseitigen Dammaufstandsfläche mit zusätzlicher Entlastung bis zur Oberkante des kiesigen Schichtenkomplexes SKIII (zur Vermeidung großer Gradienten und Erosionsprozesse im Bereich unterhalb des luftseitigen Dammkörpers)
- Wegkörper zur Befahrung der Dammkrone

Für die durchgehend unterströmbare Zulaufmulde im Süden des Projektareals ist anstelle des zentralen Dichtelementes eine Oberflächenabdichtung mit feinkörnigem Material mit ca. 0,75 m Dicke geplant (siehe Abb.13).

Die detaillierten Dammqerschnitte sind dem Geotechnischen Bericht, Anlage 4, Regelprofile zu entnehmen [17].

Im folgenden Unterkapitel 2.2.3 werden potentiellen Dammbaustoffe und deren mögliche Gewinnung basierend auf [6] und [7] zusammenfassend beschrieben. Im Weiteren erfolgt sodann die Charakterisierung und Beschreibung der in den Einreichunterlagen definierten Kennwerte für die Dammbaustoffe.

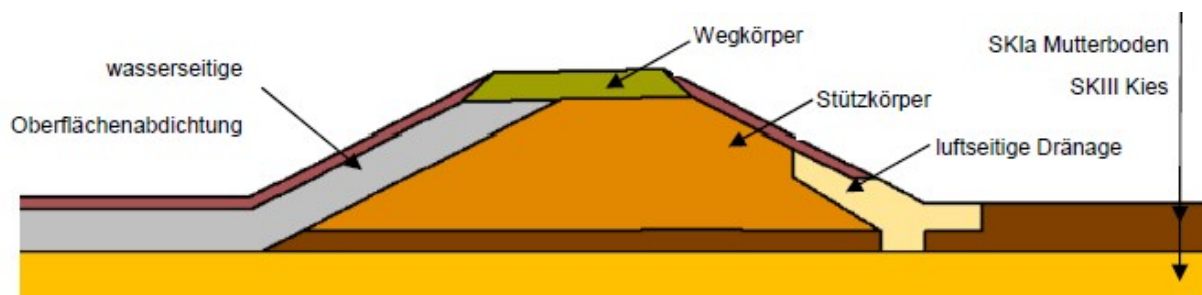


Abb.13: Schematischer Dammaufbau im Bereich der unterströmbaren Zulaufmulde (entnommen aus [13], Abb.8)

2.2.3. Potentielle Dammbaustoffe

Zur Gewinnung von potentiellen Dammbaustoffen für die Errichtung der Dammbauwerke für das Hochwasserrückhaltebecken Trumau wurden Bodenmaterialien aus der Bodenaushubdeponie Leni I in Eggendorf in bodenphysikalischer und bodenmechanischer Hinsicht untersucht. Die detaillierte Beschreibung der durchgeführten Untersuchungen und die Bewertung im Hinblick auf die Eignung als Dammschüttmaterial findet sich in [6] und [7].

Das Deponievolumen Leni I wird mit ca. 510.000 m³ angegeben. Zur näheren Bestimmung der Eigenschaften des Deponiematerials wurden im Zuge der (Vor-) Erkundung 15 Schürfgruben bis in Tiefen von max. 6,5 m durchgeführt. Die detaillierten Beschreibungen der Schürfungen finden sich in [6]. Aus den angetroffenen Bodenschichten der Schürfe wurden Bodenproben entnommen und als Einzelproben und teilweise Mischproben labortechnisch untersucht.

Die durchgeführten bodenphysikalischen und bodenmechanischen Laborversuche können der Tabelle 4 aus [6] entnommen werden. Folgende Kennwerte wurden bestimmt: Korngrößenverteilung, Natürlicher Wassergehalt, Wasserdurchlässigkeit, Zustandsgrenzen nach Atterberg, Scherparameter, Glühverlust. Das Spektrum der untersuchten Proben reicht von gering schluffigen, sandigen Kiesen bis zu gering kiesigen, sandigen, (+/- tonigen) Schluffen, wobei laut Ausführung in den Einreichunterlagen die kiesdominierten Proben überwiegen. Der natürliche Wassergehalt weist entsprechend dem weiten Spektrum der Korngrößenverteilung Werte zwischen ca. 2,5 bis über 20% auf, wobei Werte zwischen ca. 8% und ca. 12% dominieren. Scherparameter wurden an zwei Proben im Rahmenschergerät ermittelt, wobei Reibungswinkel zwischen $\varphi' = 35,5^\circ$ und $38,4^\circ$ und eine Kohäsion zwischen 12,6 und 26,5 kPa ermittelt wurde. Die an 11 Bodenproben bestimmten Durchlässigkeiten (Verdichtung der Probekörper mit dem Proctorhammer) streuen im Bereich von $k_f \sim 3 \times 10^{-6}$ bis $\sim 1 \times 10^{-9}$ m/s. Der an 8 Proben ermittelte Glühverlust liegt im Bereich von 2,2 bis ca. 3,6%. In der Zusammenfassung in [6] werden die Ergebnisse der Schürfungen und der labortechnischen Untersuchungen in Form von

Schichtkomplexen (SKI = Anschüttung aus Mutterboden; SKII = Anschüttungen aus feinkörnigen Bodenmaterialien; SKIII = +/- schluffige, sandige Kiese) beschrieben, wobei die Masse des letztgenannten Schichtkomplexes SKIII mit ca. 50% des erkundeten Bodens angegeben wird. Im Folgenden werden eine zusammenfassende Beschreibung und Bewertung hinsichtlich Eignung als Dammbaustoff aus [6] zitiert:

Der Aufbau des Deponiekörpers im aufgeschlossenen Bereich kann als äußerst inhomogen beschrieben werden. Mutterbodenschichten bzw. organisches Bodenmaterial (Schichtenkomplex SKI) treten fallweise an der Geländeoberfläche auf, können aber auch im Deponiekörper mit einer Stärke > 2,0 m vorliegen. Die Schichtenkomplexe SKII und SKIII können mit Mächtigkeiten > 5,5 m, aber auch als Zwischenlagen bzw. Wechsellagen mit Stärken im dm-Bereich bis zu einigen Metern auftreten. Dem Augenschein nach entspricht das aufgeschlossene Material natürlich feinkörnigem und gemischtkörnigem Boden, teilweise versetzt mit Mutterboden und in sehr geringem Maße mit Baurestmassen. Die Ergebnisse der geotechnischen Laborversuche zeigen eine grundsätzliche Eignung als Dammbaustoff.

In [6] wird das Material des Schichtkomplexes SKIII sowie Mischungen aus SKII und SKIII als geeignetes Dammbaumaterial (für den Stützkörper) gesehen. Es wird in [6] darauf hingewiesen, dass eine saubere Trennung der beiden Materialien aufgrund der Inhomogenität des Deponiekörpers teilweise schwierig ist.

Folgendes Korngrößenspektrum (Abb.14) wird in [6] als Körnungsband für den Stützkörper dargestellt (Abb. 3 in [6]).

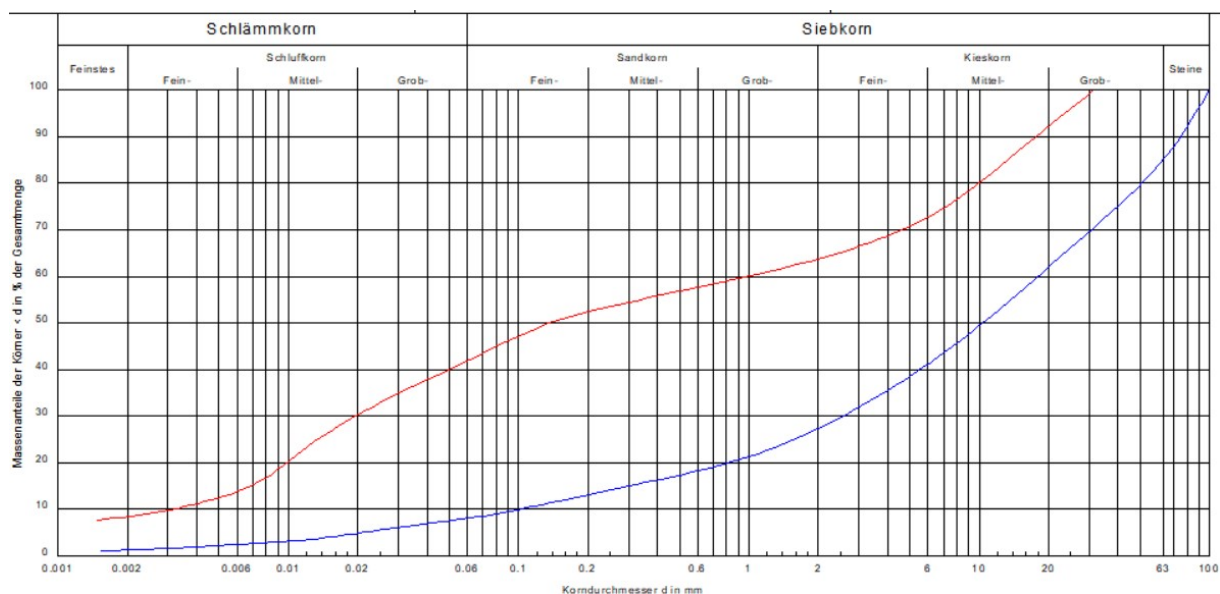


Abb.14: Körnungsband für den Stützkörper aus [6]

In [6] werden folgende Parameter für das angeführte Schüttmaterial (SKIII bzw. Mischmaterial aus SKII und SKIII) angegeben (Auszug aus [6]):

Bodenklasse nach ÖNORM B 4410-1 Tabelle A1 und A2:

si'Gr, cl' Gr; si Gr; cl Gr und Si,L; Cl,L; Si,M; Cl,M (Kiesanteil ≥ 35 %)

Coulomb'sche Scherparameter:

$\varphi \geq 35,0^\circ$, $c \geq 3,5$ kN/m²

Wasserdurchlässigkeit:

$k_f \sim 1,0 \times 10^{-8}$ bis $5,0 \times 10^{-5}$ m/s

Organischer Anteil:

VGL bzw. DVGL $\leq 3,0$ %

Eine Abschätzung der Verwertbarkeit, der in der Bodenaushubdeponie Leni I eingelagerten Aushubqualitäten findet sich in [7]. Zusammenfassend wird in [7] seitens DI Severin (STRABAG) folgendes geplantes, weiteres Untersuchungsprogramm beschrieben (Zitat):

Im Vorfeld einer geplanten Verwertung wäre das eingelagerte Material erneut zu charakterisieren und den Verwertungsklassen des BAWP zuzuordnen. In Abstimmung mit unserer Fachanstalt ist dabei ein maximaler Beurteilungsmaßstab von 7.500 to anzuwenden (eine Analyse je 7500 to), wobei eine qualifizierte Stichprobe 500 to nicht überschreiten darf. Durch dieses Untersuchungsprogramm ist sichergestellt, dass mögliche Verunreinigungen erkannt, im Rahmen weiterer Detailanalysen kleinteilig verortet und von einer Verwertung ausgeschlossen werden können.

Bezüglich einer Beurteilung dieses Sachverhaltes wird auch auf den SV für Geologie (Dr. Jacobs) verwiesen.

Bewertung durch den SV für Dammbau:

Aus Sicht des SV für Dammbau ist eine grundsätzliche Eignung von Material des Schichtkomplexes SKIII als Dammbaustoff (Stützkörper) gegeben. Auch eine Mischung aus Materialien des Schichtkomplexes II und III, wie in [6] vorgeschlagen, kann bei entsprechend günstigem Wassergehalt (und günstigen Wetterbedingungen während des Einbaus) geeignet sein und Anwendung finden. Es zeigt sich jedoch, dass eine Prüfung und Sortierung von geeignetem und ungeeignetem Deponiematerial im Zuge der Gewinnung erfolgen muss. Im Falle ungünstiger (zu hoher) Wassergehälter (im Falle nicht ausreichendem geeignetem Material) könnte auch eine Stabilisierung der Schüttmaterialien mit Bindemitteln erforderlich werden (worauf schon in [6] hingewiesen wird). Diesbezüglich bedarf es einer entsprechenden geotechnisch-dammbautechnischen Begleitung (Projektgeotchniker/In) und Kontrolle. Auflagen

Die genannten Scherparameter von $\varphi \geq 35,0^\circ$, $c \geq 3,5$ kN/m², bei einem Feinkorngehalt laut obigem Körnungsband (Abb.14) von bis zu $> 40\%$ für das

geplante Dammschüttmaterial werden als hoch (und unter Berücksichtigung von wechselnden Witterungsverhältnissen und den üblichen Bedingungen für den Dammbau) als teilweise schwierig verwirklichtbar gesehen. Zum einen kommt der intensiven Vorsortierung der Materialien auf der Deponie Leni besondere Bedeutung zu und zum anderen ist jedenfalls mit erforderlichen Stabilisierungsmaßnahmen mit Bindemittel zu rechnen und dies in der Planung, Ausschreibung und Ausführung vorzusehen. Weiters ist eine intensive geotechnische Betreuung vor Ort sicherzustellen. Auflagen

2.2.4. Charakterisierung und Kennwerte der Dammbaustoffe

In Abb.17 ist der detaillierte Dammaufbau, beispielhaft dargestellt für den Regelquerschnitt RQ16c (Damm Becken 1 und Becken 2) aus [17], dargestellt.

RQ16c Damm Becken 1 und Becken 2

Regelquerschnitt M 1:100 Dichtelement aufbetoniert

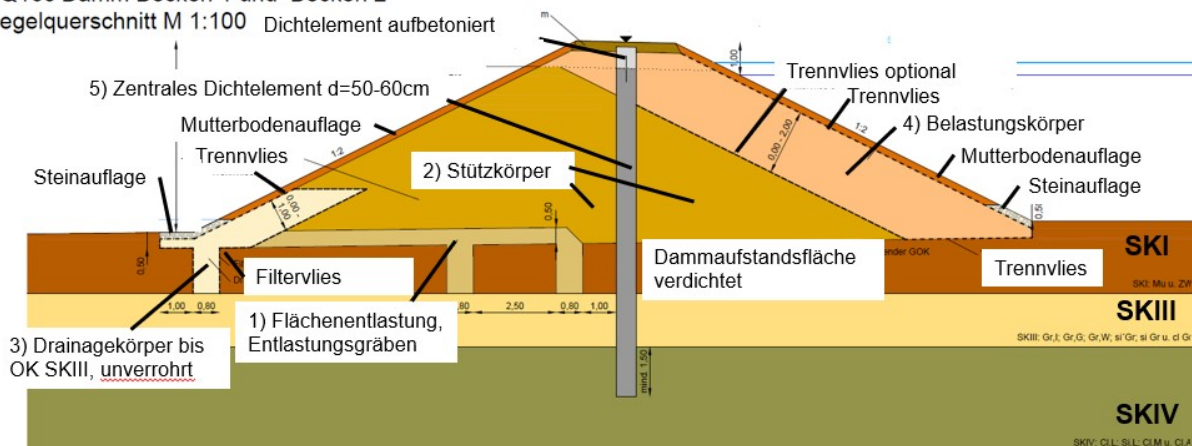


Abb.15a: Detaillierter Dammaufbau, beispielhaft für RQ16c (Becken 1 und Becken 2) für bis in den Stauer einbindende Dichtwand aus [17]

RQ16f Damm mit Berme Becken 2, Fenster
Regelquerschnitt M 1:100

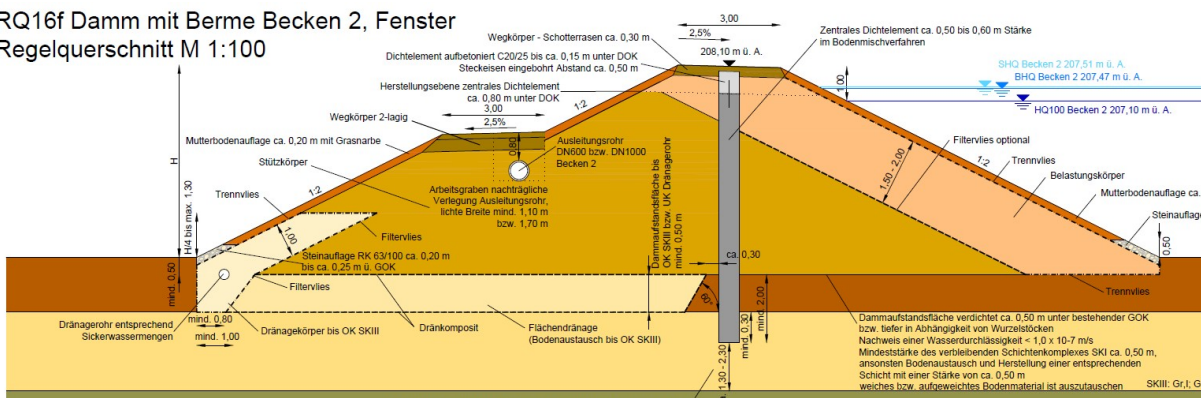


Abb.15b: Detaillierter Dammaufbau, beispielhaft für RQ16f (Becken 2) für Dichtwand mit Fenster aus [17]

Die detaillierten Beschreibungen der wesentlichsten Zonen des Dammkörpers finden sich in [13], Kap.7.3 und die diesbezüglich in den Einreichunterlagen angeführten Vorgaben werden in folgenden Auszügen aus [17] entnommen (Auszüge):

1) Flächenentlastung, Entlastungsgräben



Flächenentlastung, Entlastungsgräben
 grob- bis gemischtkörnige Kiese entsprechend ÖNORM B 4400-1 Tabelle A.1 mit einem Feinkornanteil $\leq 9 \%$ und einem Steinanteil $< 15 \%$
 Wasserdurchlässigkeit $k_f \geq 5,0 \times 10^{-5} \text{ m/s}$
 Verdichtungsgrad DPR $\geq 98 \%$

In [13], Kap.7.3.4 ist ein Körnungsband für geeignete Materialien für die Flächenentlastung bzw. die Entlastungsgräben angeführt. Diese kommen im Bereich der bis in den Stauer einbindenden Dichtwände zur Ausführung. Eine wesentliche Durchströmung (Belastung) der Flächenentlastung bzw. der Entlastungsgräben findet somit nur bei (unplanmäßigen) Fehlstellen in der Dichtwand und während kurzer Perioden des Beckeneinstaus statt.

2) Stützkörper- Material aus dem Abbaufeld Leni I



Stützkörper - Material aus dem Abbaufeld Leni I
 lageweiser Aufbau in Lagenstärken $\leq 0,50 \text{ m}$ in Abhängigkeit des Verdichtungsgerätes
 gemischtkörnige Kiese entsprechend ÖNORM B 4400-1 Tabelle A.1 mit einem Feinkornanteil $\geq 9 \%$, Steinanteil $< 15 \%$
 schwach plastisches bis mittelplastisches feinkörniges Bodenmaterial entsprechend ÖNORM B 4400-1 Tabelle A.2 mit einem Kiesanteil $\geq 35 \%$, Steinanteil $< 15 \%$ (Herstellung durch Mischen der abgebauten Materialien)
 Plastizitätszahl $I_p \leq 20 \%$ für einen Feinkornanteil $> 20 \%$
 Wasserdurchlässigkeit $1,0 \times 10^{-8} \leq k_f \leq 5,0 \times 10^{-5} \text{ m/s}$
 Verdichtungsgrad DPR ≥ 97 bis 98% in Abhängigkeit der Bodenart
 Coulomb'sche Scherparameter $\phi \geq 35,0^\circ$, $c \geq 3,5 \text{ kN/m}^2$
 organischer Anteil Vgl $\leq 3,0 \%$

Bzgl. der genaueren Beschreibung des Stützkörpermaterials wird auf [13], Kap.7.3.7 sowie auf das Kap.2.2.3 des gegenständlichen Gutachtens verwiesen.

3) Drainagekörper



Drainagekörper
 enggestufte Kiese entsprechend ÖNORM B 4400-1 Tabelle A.1
 Wasserdurchlässigkeit $k_f \geq 1,0 \times 10^{-2} \text{ m/s}$
 Kalzium- und Magnesiumkarbonatanteil $< 30 \%$
 (in Anlehnung an DVO Anhang 3 bzw. ÖNORM S 2074-2)

Drainagekörper kommen als bis in die Schicht SKIII reichende Dammfußdrainagen zur Ausführung (bzgl. einer detaillierten Beschreibung und Spezifikation der Materialien wird auf [13], Kap.7.3.6 verwiesen). Flächenfilter (mit einer im Vergleich zum Drainagekörper etwas geringeren geforderten Durchlässigkeit von $k_f \geq 1,0 \times 10^{-3}$) kommen im Bereich von Dammschnitten mit Fenstern in der zentralen Dichtwand zur Ausführung. Für die Errichtung der Flächenfilter wird die Bodenschicht SKI vollständig gegen das Material der Flächenfilter ausgetauscht (siehe Abb.15b). Bezüglich der detaillierten Beschreibung der Materialien wird auf [13], Kap.7.3.5 verwiesen.

4) Belastungskörper



Belastungskörper

grob- bis gemischtkörnige Kiese entsprechend ÖNORM B 4400-1 Tabelle A.1 mit einem Feinkornanteil $\leq 6\%$ Steinanteil $< 15\%$

Wasserdurchlässigkeit $1,0 \times 10^{-4} \text{ m/s} \leq k_f \leq 1,0 \times 10^{-3} \text{ m/s}$

Verdichtungsgrad $\text{DPR} \geq 98\%$

Coulomb'sche Scherparameter $\phi \geq 37,5^\circ$, $c \geq 0,75 \text{ kN/m}^2$, gegebenenfalls Kantkorn, Filtervlies zum Stützkörper (Coulomb'sche Scherparameter $\phi \geq 35,0^\circ$, $c \geq 0,25 \text{ kN/m}^2$, filterstabil zum Stützkörper ohne Filtervlies)

Bzgl. der genaueren Beschreibung des Materials für den Belastungskörper wird im Detail auf [13], Kap.7.3.8 verwiesen. In diesem Unterkapitel wurden auch Untersuchungen zur Filterstabilität zwischen Belastungskörper und Stützkörpermaterial nach Witt und Sherard durchgeführt. In folgender Abb.16 ist das vorgesehene Körnungsband für den Belastungskörper aus den Einreichunterlagen dargestellt.

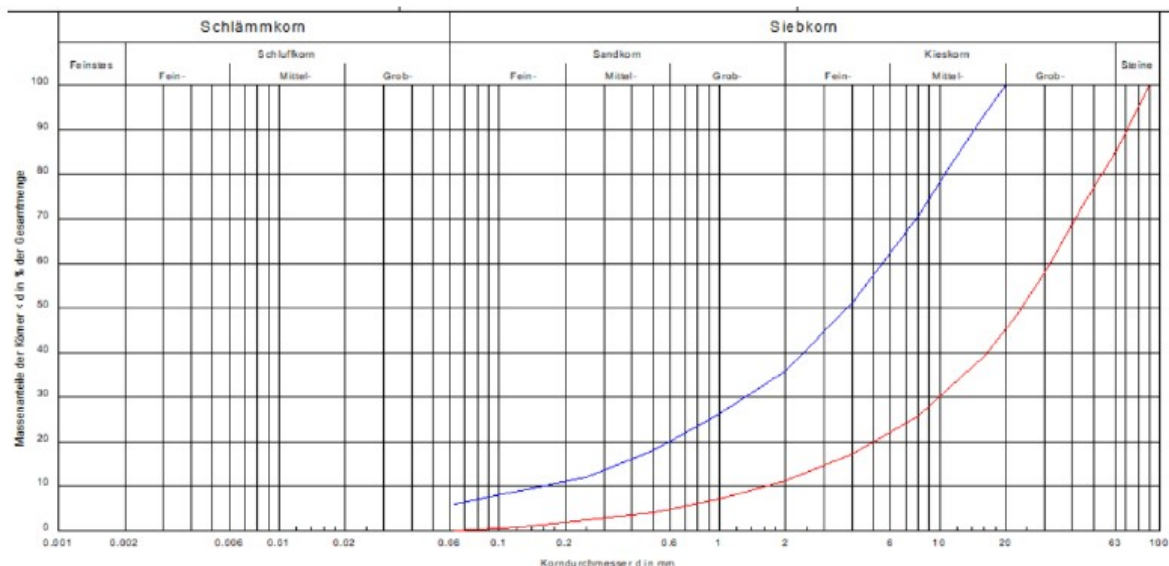


Abb.16: Körnungsband Belastungskörper aus [13], Kap.7.3.8, Abb.23

Die Untersuchung der Filterstabilität nach Sherard zeigt, dass die Filterstabilität nicht für die gesamte Bandbreite der zu erwartenden Materialien für den Stützkörper

sichergestellt ist und deshalb ein Filtervlies zwischen Stützkörper und Belastungskörper erforderlich ist. Der Nachteil im Einbau eines Filtervlieses liegt in einer deutlichen Schwächezone in dieser Vliesebene im Hinblick auf die Standsicherheit des Dammkörpers insbesondere für den Lastfall rascher Abstau (siehe hierzu auch Diskussion in Kap.2.3.6).

5) Zentrales Dichtelement



zentrales Dichtelement im Bodenmischverfahren

Wasserdurchlässigkeit $k_{10} \leq 5,0 \times 10^{-8} \text{ m/s}$

Einaxiale Druckfestigkeit $q_u \geq 3,0 \text{ MN/m}^2$ (nach 56 Tagen), Bruchstauchung $\epsilon \geq 1,0 \%$

Bezüglich detaillierter Ausführungen für die zentrale Dichtwand wird auf [13], Kap.7.3.9 verwiesen. Das zentrale Dichtelement wird von einem Niveau von ca. 0,8 m unter Damm-OK nach Abklingen der wesentlichen Setzungen aus der Dammerstellung errichtet. Die Konsolidierungsphase der Dammbauwerke, vor Herstellung des Dichtungselements dauert laut Einreichprojekt ca. 6 bis 26 Monate. Bis auf die Dammbereiche in denen Fenster in das zentrale Dichtelement eingebaut werden, soll die Dichtwand planmäßig 1,5 m in den Stauer (Neogen der Schicht SKIV) einbinden, da im Übergang vom Aquifer (Schicht SKIII) zum Stauer bei praktisch allen Bodenaufschlüssen (Rammsondierungen, Kernbohrungen) eine deutliche Aufweichung im obersten Bereich des Neogens festzustellen war. Die Dichtwand wird laut Einreichprojekt Tiefen von bis zu knapp 12,5 m aufweisen und soll eine Mindestdicke von 0,5 m aufweisen. Hergestellt soll die Dichtwand im Bodenmischverfahren werden. Für die Herstellung im Bodenmischverfahren werden im Einreichprojekt [13], Kap.7.3.9 zwei Verfahren diskutiert. Zum einen das Fräs-Misch-Injektionsverfahren (FMI), welches unter günstigen Randbedingungen bis ca. 12 m Tiefe ausführbar ist und mit welchem für gerade Strecken hohe Leistungen erzielbar sind (welches aber bei kleinen Kurvenradien nicht ausführbar ist) und zum anderen ein Nassmischverfahren mit Mehrfachbohrschnecken (MBS). In [13], Kap.7.3.9 wird für die Ausführung mittels MBS das doppelte Pilgerschrittverfahren ([13], Kap.7.3.9, Abb.25) vorgeschlagen um die erforderliche Überlappung der Säulen sicherzustellen. Auf mögliche Erschwernisse für den Mischprozess und für die Wahl geeigneter Bodenmischtechniken zu berücksichtigenden Aspekten, wie z.B. dicht bis sehr dicht gelagerte Sand-Kies-Bereiche mit unterschiedlichen Steinanteilen, möglichen Blöcken im Untergrund wird in den Einreichunterlagen hingewiesen.

Als drittes Verfahren für die Herstellung der Dichtwände bzw. deren Anschlüsse an Bauwerke soll das Düsenstrahlverfahren (DSV) zur Anwendung gelangen. Diesbezüglich werden in [13], Kap.7.3.9 folgende geplante Anwendung aufgelistet (Auszug):

- *Anschlussbereich unterschiedlicher Bodenmischverfahren*
- *Anschlussbereich für längere Arbeitspausen (aufgrund der Aushärtung ist ein entsprechend dichter Anschluss nicht herzustellen)*
- *Anschluss des zentralen Dichtelementes Querdamm – Damm Becken 1 bzw. Becken 2*
- *geforderte Tiefe mit dem Bodenmischverfahren nicht erreichbar (z.B.: Holzeinschlüsse, Stauereinbindung von 1,5 m aufgrund der Stauertiefe nicht herstellbar,...)*
- *Anschluss des zentralen Dichtelementes an Bauwerke*
- *Anschluss zentrales Dichtelement an die Oberflächenabdichtung der Zulaufmulde*
- *Kanalquerung*
- *Herstellung des zentralen Dichtelementes für kürzere Herstellungsbereiche*

Bzgl. schematischen Skizzen für die Herstellung der DSV-Säulen für verschiedene der zuvor genannten Anwendungen wird auf die Einreichunterlagen ([13], Kap.7.3.9) verwiesen. Weiters wird zur Herstellung der DSV-Säulen in den Einreichunterlagen ausgeführt (Auszug):

Für die DSV-Säulen ist ein Mindestdurchmesser von ca. 1,10 m bei einem Achsabstand von ca. 0,70 m vorzusehen. Die DSV-Säulen sind mit mindestens 1,50 m in den Stauer (Schichtenkomplex SKIV) einzubinden. Für Herstellungstiefen bis 7,50 m ist eine Abweichung von 2,0 % zur Vertikalen zulässig. Für Herstellungstiefen bis 10,00 m ist eine Abweichung von 1,5 % zur Vertikalen einzuhalten. Die Abweichung ist für Herstellungstiefen größer 10,00 m auf 1,0 % zu reduzieren. Durch die angedachte Vorgehensweise wird eine Mindestüberlappung der Säulen, bei einer entgegengesetzten Abweichung der Bohrungen von 46 cm am tiefsten Punkt erreicht.

Allgemein wird zum zentralen Dichtwandelement in den Einreichunterlagen ([13], Kap.7.3.9) noch ausgeführt, dass für die Mindesteinbindung von 1,5 m in den Schichtkomplex SKIV im Abstand von 200 m Bohrungen sowie zusätzliche Rammsondierungen in einem Abstand von 50 m abzuteufen sind (wobei die bereits vorhandenen Aufschlüsse hierfür mitherangezogen werden können).

Sodann sind für die Ausführung noch folgende Materialangaben angeführt (Auszug):

Für das zentrale Dichtelement sind die folgenden Parameter einzuhalten:

- Wasserdurchlässigkeitsbeiwert im Labor:

$$k_{10} \leq 5,0 \times 10^{-8} \text{ m/s}$$

- Einaxiale Druckfestigkeit:

$$q_u \geq 3,0 \text{ MN/m}^2 \text{ (nach 56 Tagen) bei einer Bruchstauchung } \varepsilon \geq 1,0 \%$$

Im Anschluss des Bodenmischverfahrens an die Bauwerke ist zusätzlich ein mit Schmalwandsuspension verfüllter Graben herzustellen (vgl. Abschnitt 7.5.). Die Anforderungen an die Schmalwandsuspension kann wie folgt definiert werden:

- Wasserdurchlässigkeitsbeiwert im Labor:

$$k_{10} \leq 1,0 \times 10^{-8} \text{ m/s}$$

- Einaxiale Druckfestigkeit:

$$q_u \leq 0,5 \text{ MN/m}^2 \text{ (nach 84 Tagen) bei einer Bruchstauchung } \varepsilon \geq 2,0 \%$$

Bewertung durch den SV für Dammbau:

Die Einbindung der zentralen Dichtwand in den Schichtkomplex SKIV (Neogen) ist an die Dicke des aufgeweichten Schichtbereichs an der Oberkante des Neogens (Schichtkomplex SKIV) anzupassen. Eine vollständige Durchdringung des aufgeweichten Bereichs und eine zumindest 0,5 m tiefe Einbindung ins steife bis halbfeste Neogen ist sicherzustellen – Auflage. (Hierdurch können lokal größere Einbindetiefen als 1,5 m in die Schicht SKIV erforderlich werden – z.B. im Bereich des Auslaufbauwerkes bei DPH94.)

Auflage: Für die Festlegung der erforderlichen Tiefe der zentralen Dichtwand und die Sicherstellung einer ausreichenden Einbindung ins nicht aufgeweichte Neogen (Schichtkomplex SKIV) ist vor Baubeginn ein entsprechendes Kriterium und entsprechende punktuelle Überprüfungen (z.B. mittels Kernbohrungen und Rammsondierungen) zur Validierung des Kriteriums vorzusehen.

Für die teilweise geforderten, erhöhten Anforderungen an die Bohrgenauigkeit beim DSV-Verfahren (Abweichungen für tiefere Säulen teilweise $\leq 1\%$) sind entsprechende Maßnahmen zur Kontrolle und Sicherstellung dieser Vorgaben zu berücksichtigen (z.B. Vermessung der Bohrungen mittels Inklinometer) – dies ist in der Planung und Ausschreibung zu berücksichtigen.

Im Zuge der Herstellung der Dichtwände kann bereits ein partieller Aufstau in den Becken stattfinden. Es ist sicherzustellen (geeignete Maßnahmen) dass insbesondere bei den zuletzt herzustellenden DSV-Arbeiten durch den (möglichen) Strömungsgradienten kein Ausspülen der Frischsuspension der letzten DSV-Säulen stattfindet. Auflage

In Abb.17 ist sodann noch der detaillierte Dammaufbau im Bereich der Zulaufmulde, beispielhaft für RQ16b (Zulaufmulde links) aus [17] dargestellt.

RQ16b Zulaufmulde - Zulaufmulde links Regelquerschnitt M 1:100

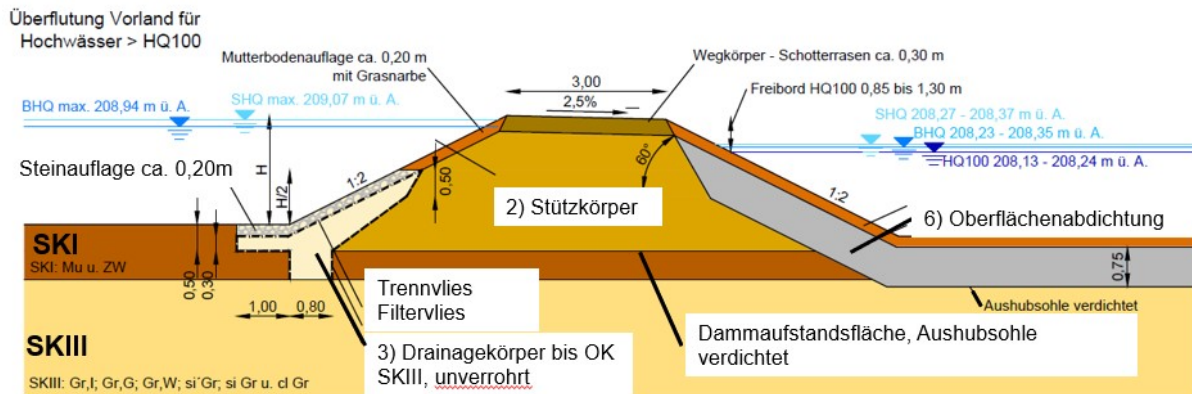


Abb.17: Detaillierter Dammaufbau im Bereich der Einlaufmulde, beispielhaft für RQ16b (Zulaufmulde links) aus [17]

Für die Errichtung der Zulaufmulde sind im Bereich des Einlaufbauwerkes Aushubtiefen von bis zu ca. 2,45 m und im Bereich des nördlichen Endes der Zulaufmulde von ca. 0,95 m erforderlich. Die erforderlichen Aushubsohlen kommen somit bereichsweise unterhalb des MGW (mittlerer Grundwasserspiegel) zu liegen. Die fertig gestellte Sohle des Gerinnes (=Oberkante Humusabdeckung über Dichtschicht) kommt aber oberhalb des HGW zu liegen. Die im Hochwasserlastfall möglichen Grundwasserspiegel und vor dem Öffnen der Verschlussorgane des Zulaufbauwerkes auf die Sohle der Zulaufmulde wirkenden Kräfte (Auftrieb und Strömungskräfte) werden in [13], Kap.7.3.15 diskutiert und die entsprechenden Nachweise in Anlage 5, Beilage 1 des Geotechnischen Berichts ([18]) geführt. Auf die im Bauzustand erforderlichen Wasserhaltungsmaßnahmen wird in [13], Kap.7.3.15 ebenfalls eingegangen. Hinsichtlich der Bodenmaterialien für die Oberflächenabdichtungen wurden in den Einreichunterlagen folgende Kennwerte definiert.

6) Oberflächenabdichtung



Oberflächenabdichtung 3-lagig á ca. 0,25 m
mittelplastische bis ausgeprägt plastische Tone entsprechend ÖNORM B 4400-1 Tabelle A.2 mit einem Sand-Kiesanteil < 30 %
Plastizitätszahl $I_p \geq 20$ %
Wasserdurchlässigkeit $k_f \leq 5,0 \times 10^{-8}$ m/s
Verdichtungsgrad $DPR \geq 97$ %
Coulomb'sche Scherparameter $\phi \geq 25,0^\circ$, $c \geq 8,5$ kN/m²
organischer Anteil $V_{gl} \leq 3,0$ %

Im Anschlussbereich der Einlaufmulde an Becken 1 ist eine dichte Anbindung der Oberflächenabdichtung der Einlaufmulde an die zentralen Dichtwände der ost- und westseitig an die Einlaufmulde anschließenden Dämme vorzusehen. Der genaue Herstellungsvorgang hierfür ist in [13], Kap.7.3.16 beschrieben. Vorab wird das zentrale Dichtelement unterhalb der Einlaufmulde (bis an die seitlich anschließenden Hochwasserschutzdämme) hergestellt. Dann wird nach Durchführung des erforderlichen Aushubs, die Oberflächenabdichtung der Zulaufmulde und die seitlichen Dammkörper mit dem Material der Oberflächenabdichtung (im Anschlussbereich also als Homogendamm) errichtet. Das zentrale Dichtwandelement hat dabei ca. 0,25 m in die Oberflächenabdichtung einzubinden. Sodann erfolgt die Herstellung der zentralen Dichtwandelemente in den seitlich anschließenden Dämmen und anschließend die Herstellung des Anschlusses mittels jeweils 2 DSV-Säulen.

Dammbaustoffe	Kohäsion c [kN/m ²]	Reibungswinkel ϕ [°]	Kohäsion undr. Boden c_u [kN/m ²]	Wichte γ/γ_b [kN/m ³]	Durchlässigkeitsbeiwert $k_{f,x}/k_{f,y}$ [m/s]
Mutterboden	2,5	25,0	25,0	17,0 / 7,0	$1,0 \times 10^{-4}$ bzw. $1,0 \times 10^{-5}$
zentrales Dichtelement	-	-	1.500,0	20,0 / 10,0	$1,0 \times 10^{-7}$
Stützkörper	2,5 ÷ 3,5	35,0	-	21,5 / 11,5	$5,0 \times 10^{-5}$ bzw. $1,0 \times 10^{-8}$
Belastungskörper	0,0 ÷ 0,75	35,0 ÷ 37,5	-	21,5 / 11,5	$1,0 \times 10^{-4}$
Dränage	0,0	35,0	-	19,0 / 9,0	$1,0 \times 10^{-2}$
Wegkörper	0,0	35,0	-	21,5 / 11,5	$5,0 \times 10^{-5}$
Flächendränage	0,0	35,0	-	19,0 / 9,0	$1,0 \times 10^{-3}$
Entlastung	0,0	35,0	-	19,0 / 9,0	$5,0 \times 10^{-5}$
Oberflächenabdichtung	8,50	25,0	> 50,0	20,0 / 10,0	$5,0 \times 10^{-8}$

Abb.18: Charakteristische Bodenkenwerte für die Dammbaustoffe (Auszug aus dem Geotechnischen Bericht [13], Kap.5.2, Tabelle 5)

Da für den genannten Bereich noch keine Bodenaufschlüsse vorliegen, werden in [13], Kap.7.3.16 solche noch vorgesehen.

Bezüglich der genauen Definition der Trenn- und Filtervliese wie auch der detaillierten Dimensionen der Drainage-/Filterkörper wie auch der Flächenentlastung und der Entlastungsgräben wird auf [17] verwiesen.

In Kap.5.2 des Geotechnischen Berichts [13] sind in Tabelle 5 die charakteristischen Bodenkennwerte für die verschiedenen Dammbaustoffe (Abb.18) dargestellt (Auszug).

Bewertung und weitere Anmerkungen durch den SV für Dammbau:

Die Beschreibung und Spezifikationen der Dammbaumaterialien in den Einreichunterlagen sind sehr umfangreich und detailliert. Der Aufbau des zonierten und mittels zentralem Dichtelement abgedichteten Dammkörpers ist technisch plausibel. Aufgrund der lokal im zentralen Dichtelement vorgesehenen Fenster sind im Bereich des luftseitigen Dammfußes und unterhalb des luftseitigen Stützkörpers umfangreiche Entspannungsschichten und Drainagekörper unter Berücksichtigung der Filterstabilität zwischen den einzelnen Zonen herzustellen. Wie bereits oben angeführt – und weiter unten noch eingehender diskutiert wird, ist im Einstaufall ein gewisser Materialtransport (von der Schicht SKI im Becken in den darunter liegenden Aquifer = Schicht SKIII) zufolge tlw. hohem hydraulischen Gradienten in der Schicht SKI nicht auszuschließen (bzw. zu erwarten). Der Aufbau des luftseitigen Dammkörpers mittels flächen- und grabenartigen Entlastungskörpern und einem ausgeprägten Drainagekörper im Bereich des luftseitigen Dammfußes, wie er im Einreichprojekt geplant wurde, ist deshalb plausibel und erforderlich.

Auch der Aufbau des Dammkörpers mittels Stützkörper und einem durch eine höhere Durchlässigkeit definiertem Belastungskörper auf der Wasserseite ist (aufgrund der tlw. zu erwartenden geringen Durchlässigkeit des Stützkörpermaterials und daraus resultierender, möglicher Stabilitätsfragen im Lastfall rascher Abstau) plausibel. Aufgrund der Mutterbodenabdeckung mit geringerer Durchlässigkeit wie der Belastungskörper sind im Fußbereich „durchlässige Fenster“ erforderlich (hergestellt durch Steinauflage), um ein ausreichend rasches Ausfließen der Wässer im Dammkörper im Lastfall Abstau sicherzustellen. Lokale oberflächliche Sanierungsarbeiten nach einem Einstau können dennoch erforderlich werden.

Im Folgenden einige Detail-Anmerkungen:

- Das zentrale Dichtelement wird in [13], Kap.5.2, Tabelle 5 (siehe obige Abb.17), mit $k_f = 1 \times 10^{-7}$ m/s, in den Regelquerschnitten in [17] mit $k_f = 5 \times 10^{-8}$ m/s beschrieben. Dies ist abzugleichen (Anzustreben ist die geringere der beiden Durchlässigkeiten)
- Bei höherem Feinkorngehalt des Stützkörpermaterials (in den Einreichunterlagen ist eine Körnungsband mit bis zu knapp > 40% Feinkornanteil angeführt – siehe Abb.14 oben) ist eine große Abhängigkeit der

Verdichtbarkeit wie auch der erzielbaren Festigkeiten in Abhängigkeit des Wassergehaltes gegeben. Zur Sicherstellung der im Geotechnischen Bericht [13], Kap.5.2, Tabelle 5 (siehe Abb.17 oben) angeführten Festigkeiten von $\phi' = 35^\circ$ und $c = 2,5$ bis $3,5$ kPa ist einerseits ein kritisches Ausscheiden ungeeigneter Schüttmaterialien vorzusehen und andererseits großen Wert auf die begleitenden Kontrollen bei der Dammerrichtung zu legen. Auflage

- Für die Herstellung des zentralen Dichtelementes ist ein Bodenmischverfahren geplant. Die Herstellung soll laut Einreichunterlagen [17] von einem Niveau ca. 0,8 m unter Dammkrone erfolgen. D.h. mittels Mischtechnik ist der zuvor hergestellte und verdichtete Dammkörper, der Schichtkomplex SKI, die sandigen Kiesgemische des Schichtkomplexes SKIII, wie auch das anstehende Neogen (durch die planmäßig dargestellte Einbindung von mind. 1,5 m in den Schichtkomplex SKIV) zu bearbeiten. Aufgrund der zu erwartenden tlw. hohen Widerstände in einzelnen Schichtkomplexen ist das Mischwerkzeug bzw. das Mischverfahren entsprechend auszuwählen. (Nicht jedes Mischverfahren ist für die vorliegenden Untergrundverhältnisse geeignet.)
- Die Steinauflage im Fußbereich des wasserseitigen Dammkörpers kann sich über die Zeit aufgrund des angrenzenden Auwaldes durch Laub und Astwerk verschließen (d.h. eine Reduktion der Durchlässigkeit erfahren). Im Einstau- und anschließenden Abstauprozess kann es entweder zu einem Ausspüleffekt der in den Steinkörper eingedrungenen Feinteile kommen oder es kann zu einem Abgleiten der Mutterbodenauflage kommen. Eine Gefährdung der Standsicherheit des Dammkörpers, mit einem Verlust der Hochwasserschutzfunktion ist nicht zu befürchten, es kann aber nach dem Hochwasserereignis erforderlich werden oberflächennahe Sanierungsarbeiten durchzuführen.
- Die angeführte Durchlässigkeit für die Humusschicht kann auch geringer sein als in Abb.17 aufgelistet. Aufgrund des gewählten Dammaufbaus ist dies aber nicht kritisch.
- Für die Zulaufmulde ist eine 75 cm dicke (in 3 Lagen eingebaute) Oberflächenabdichtung angedacht. Es ist vorab zu klären und sicherzustellen, dass ausreichende Mengen an Erdmaterial in den vorgegebenen Qualitätseigenschaften vorhanden sind.

2.2.5. Sonstige Anmerkungen zum Dammbau und zu diversen Anlageteilen

Dammaufstandsfläche:

Bezüglich der Dammaufstandsfläche heißt es in [17], Geotechnischer Bericht, Anlage 4, Regelquerschnitten (Auszug)

- Dammaufstandsfläche verdichtet ca. 0,50 m unter bestehender GOK bzw. tiefer in Abhängigkeit von Wurzelstöcken
- Nachweis einer Wasserdurchlässigkeit $< 1,0 \times 10^{-7}$ m/s
- Mindeststärke des verbleibenden Schichtenkomplexes SKI ca. 0,50 m, ansonsten Bodenaustausch und Herstellung einer entsprechenden Schicht mit einer Stärke von ca. 0,50 m
- weiches bzw. aufgeweichtes Bodenmaterial ist auszutauschen

In [13], Kap.7.3.1 wird näher ausgeführt, dass die Dammaufstandsfläche auf ≥ 95 bis 97 % der Proctordichte in Abhängigkeit der angetroffenen Bodenart zu verdichten ist. Verdichtungskontrolle mittels dynamischen Lastplatte, Abnahmewert des EV_{dyn} ist vorab anhand von Probefeldern und auf Basis von Proctorversuchen festzulegen.

Die verdichtete Dammaufstandsfläche wie auch die Ergebnisse der Prüfungen der Dammaufstandsfläche sind von der/dem Projektgeotechnikerin/-geotechniker abzunehmen bzw. freizugeben.

Absetzbecken zwischen Becken 2 und Becken1

(siehe [13], Kap.7.3.18)

In NE-lichen Eckbereich des Beckens 1 kommt im Bereich des Auslaufes vom Trennbauwerk (zwischen Becken 2 und Becken 1) und dem Auslaufbauwerk ein ca. 0,5 bis 1,4 m unter bestehendes Gelände reichendes und ca. 1750 m² großes Absetzbecken zu liegen. Das Becken ist als humusiertes Erdbecken ohne zusätzliche Sicherungsmaßnahmen geplant, da laut Einreichprojekt keine Strömungskräfte zu erwarten sind. Im Trennbauwerk von Becken 2 zu Becken 1 verläuft ein (leicht zum Becken 1 geneigtes) Stahlrohr über welches bei der Entleerung von Becken 2, Wasser ins Becken 1 zurückgeführt werden. Die Gründungsebene der an das Absetzbecken anschließenden Betonbauwerke (Trennbauwerk und Auslaufbauwerk) liegen ca. 0,3 m höher wie die Sohle des Absetzbeckens.

Bewertung durch den SV für Dammbau:

Es ist sicherzustellen, dass bei der Entleerung von Becken 2 über das Trennbauwerk ins Becken 1 keine (derart großen) hydraulischen Gradienten auftreten können, die

zu einer Beschädigung des Absetzbeckens bzw. unkontrollierten Eintiefungen in diesem führen können. Auflage

Ausleitungsrohr DN 600 bzw. DN1000: im luftseitigen Dammkörper im NE (Becken 2)

Vom Pumpwerk, ist eine Druckrohrleitung DN600 (Länge ca. 415 m) mit einem ansteigenden Gefälle von ca. 5,0 ‰ bis ca. km 0+864 in der Berme des Dammes des Beckens 2 (siehe Abb.19) geplant. Im Anschluss soll ein Freispiegelrohr DN1000 (Länge ca. 335 m) das Pumpwasser mit einem Gefälle von 2,5 ‰ in das Tosbecken nach dem Auslaufbauwerk des Beckens 1 ableiten.

Diese Rohre werden unterhalb der Berme, welche im luftseitigen Dammbereich im NE des Beckens geplant ist, geführt (Abb.19). Die Verlegung der Rohre erfolgt nachträglich, nachdem der Großteil (95%) der Konsolidierungssetzungen des Dammbauwerkes abgeklungen ist um das geplante Gefälle der Rohre sicherzustellen. Im Bereich der Freispiegelleitung sind alle 40 m Schächte DN1200 vorgesehen.

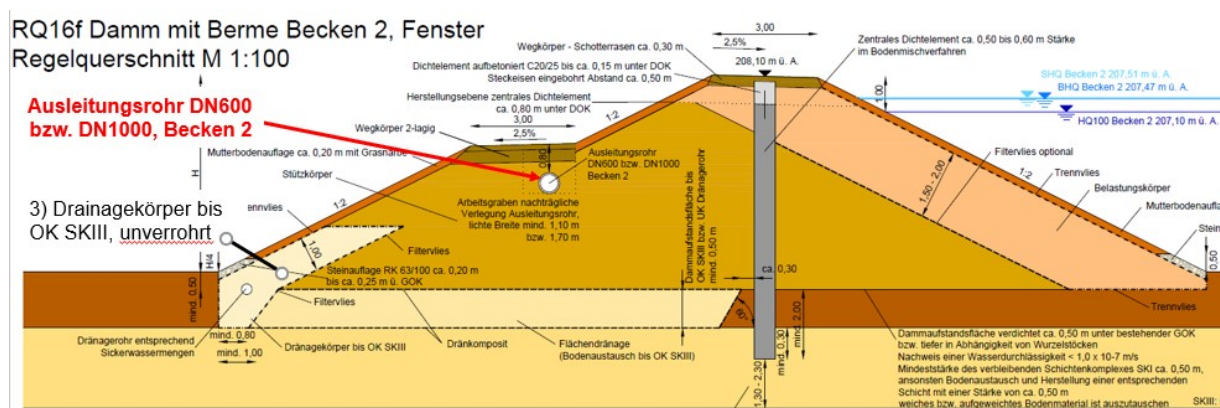


Abb.19: Im luftseitigen Dammkörper geführtes Ausleitungsrohr DN600 bzw. DN1000 (Auszug aus dem Geotechnischen Bericht [17], RG16f

Bewertung durch den SV für Dammbau:

Im Falle einer Beschädigung der Leitung bei gleichzeitigem Pumpbetrieb kann es (Bereich der Druckrohrleitung verstärkt) zu einer starken Durchnässung des Dammkörpers und möglichen Standsicherheitsproblemen kommen, da ein weitestgehend druckfreies Abfließen der Pumpwässer im z.T. mittelgeringdurchlässigem Stützkörpermaterial nicht ausreichend sichergestellt ist.

In der Künette für das Ausleitungsrohr DN600 bzw. DN1000 ist eine in Drainagekies verlegte, ausreichend dimensionierte Begleitdrainage mitzuführen und alle ca. 40 bis 50 m ist eine Ausleitung in Richtung Dammfuß (die einen Austritt von Wässern erkennen lässt) herzustellen. Die Ausleitungsstelle der Drainage ist durch einen kleinen Steinkörper vor Erosion zu schützen. Auflage

Tosbecken:

Ostseitig des Auslaufbauwerks des Beckens 1 ist ein Tosbecken geplant (Lage siehe in Anlage 6, Belage 2 [19]). Die Sohle des Tosbeckens liegt bis zu ca. 0,85 m unter dem bestehenden Gelände, und weist eine Breite bis zu ca. 7,00 m auf. Seitlich an das Tosbecken angrenzend sind Dammschüttungen mit bis zu ca. 1,00 m Höhe und einer Kronenbreite von 1,0 m vorgesehen. Die Böschungsneigungen betragen 1:2. Der maximale Wasserspiegel im Tosbecken liegt ca. im Bereich der anschließenden Geländeoberkante. Beim Tosbecken erfolgt auch die Einleitung des Ausleitungsrohres vom Pumpwerk Becken 2.

Folgender Aufbau des Tosbeckens ist den Einreichunterlagen (siehe [13], Kap.7.3.19) zu entnehmen.

- Betonbett ca. 0,50 m
- Steinsatz LMB 60/300 mit ca. 0,30 m Einbindung ins Betonbett
- Zusätzliche Störsteine

Eine Skizze des Tosbeckenquerschnittes kann der [13], Kap.7.3.19, Abbildung 31 entnommen werden.

Ausleitungsgraben:

(siehe [13], Kap.7.3.20)

Im Anschluss an das Tosbecken von ca. km 0+028 bis km 0+210 nach Süden hin ist ein Ausleitungsgraben vorgesehen. Dieser ist mit einer Sohlbreite von ca. 3,50 m und einem Sohlniveau von ca. 204,00 bis 203,70 m u. A. bei einem Gefälle von ~ 2,0 ‰ vorgesehen. Das Bestandsgelände wird hierfür mit bis zu ca. 1,35 m abgetragen. Seitlich sind Begleitärdämme mit einer Höhe bis zu ca. 0,75 m und einer Dammkrone von mindestens 3,00 m Breite herzustellen. Die Böschungsneigungen der Dämme werden mit einer Neigung von 1:2 ausgeführt. Der max. Wasserspiegel im Ausleitungsgraben kommt max. ca. 0,40 m über dem anschließenden Gelände zu liegen. Bezüglich der Herstellungsdetails und -anforderungen wird auf [13], Kap.7.3.20 verwiesen. Am Ende des Ausleitungsgrabens erfolgt die Einleitung in die Ausleitungsrohe 2xDN1200 über einen Rohrkopf (Bauwerk aus Stahlbeton).

2.2.6. Fenster im zentralen Dichtelement

Auf die Anordnung und geplante Ausführung des zentralen Dichtwandelementes wurde weiter oben bereits eingegangen. Auf das Erfordernis der Ausführung von Fenstern in den Dichtwänden wurde oben ebenfalls bereits eingegangen. Im

Folgenden werden noch Detailhinweise als (sinngemäße) Auszüge aus [13], Kap.4 sowie im Kap.7.3.10 angefügt.

In Kap. 4 ist der Grundwasseraufstau bzw. die Grundwasserabsenkung des mittleren Grundwasserspiegels MGW für 7 Fenster mit ca. 5,0 m Länge im nordöstlichen Beckendamm (Damm Becken 2 mit Berme) und 3 Fenstern im Querdamm (2 Fenster unter den Rampen mit 10,0 m Länge, 1 Fenster beim Absetzbecken mit ca. 5,0 m Länge). Für die Dämme der Zulaufmulde ist keine Untergrundabdichtung geplant und wurde eine solche in den Berechnungen auch nicht berücksichtigt.

Die Berechnung für den mittleren Grundwasserstand MGW zeigt, dass durch die Fenster der Anstieg des Druckniveaus des Grundwassers beim Querdamm auf ca. 0,80 bis 0,90 m reduziert werden kann, und keine Druckniveaus des Grundwassers über Geländeoberkante entstehen. Des Weiteren reduziert sich die max. Grundwasserspiegelabsenkung unmittelbar nach dem östlichen Beckenbereich auf ca. 0,60 m. Der Einfluss auf die nächstgelegenen abstromigen Wasserrechte kann mit einer Absenkung von ca. 0,20 bis 0,25 m abgeschätzt werden.

Derzeit ist folgende Lage der Fenster geplant (siehe Lageplan in [19], Beilage 2 bzw. [13], Kap.7.3.10):

- Querdamm (Rampenbereich) ca. km 0+143, Länge ca. 10,0 m, Durchflusshöhe ~ 2,40 m
- Querdamm (Rampenbereich) ca. km 0+323, Länge ca. 10,0 m, Durchflusshöhe ~ 2,10 m
- Querdamm (Absetzbecken) ca. km 0+471, Länge ca. 5,0 m, Durchflusshöhe ~ 2,20 m
- Becken 2 ca. km 0+523, Länge 5,0 m, Durchflusshöhe ~ 1,30 m
- Becken 2 ca. km 0+598, Länge 5,0 m, Durchflusshöhe ~ 1,30 m
- Becken 2 ca. km 0+665, Länge 5,0 m, Durchflusshöhe ~ 1,50 m
- Becken 2 ca. km 0+754, Länge 5,0 m, Durchflusshöhe ~ 2,00 m
- Becken 2 ca. km 0+833, Länge 5,0 m, Durchflusshöhe ~ 2,30 m
- Becken 2 ca. km 0+917, Länge 5,0 m, Durchflusshöhe ~ 2,00 m
- Becken 2 ca. km 0+994, Länge 5,0 m, Durchflusshöhe ~ 2,20 m

Für die Detailplanung der Auslegung der Fenster ist die folgende Vorgehensweise geplant [13], Kap.7.3.10, wie sie z.B. in den Regelschnitten in [17] beschrieben ist (Auszug).

Bei den Fenstern sind Kernbohrungen mit Pumpversuchen vorzusehen. Auf Basis der Erkundungsergebnisse sind die Fenster in Abhängigkeit des Tiefenverlaufes der Bodenschichten und der Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte k_f festzulegen. Diesbezüglich sind vertikale Durchströmungsberechnungen zur Ermittlung der Gradientenverläufe und Sickerwassermengen durchzuführen. Zur Darstellung des Einflusses auf das Grundwasser sind die Ergebnisse in der Grundwassermodellierung zu berücksichtigen.

Weiters heißt es in [13], Kap.7.3.10 dass die Ergebnisse der Bohrungen und der Grundwassermodellierung der/dem Projektgeotechniker/In vorzulegen und von dieser/diesem freizugeben sind.

Die für die Detailplanung der Fenster in den Dichtwänden in [17] beschriebenen ergänzenden Baugrunduntersuchungen (Kernbohrungen) und vertieften Grundwasserströmungsberechnungen sind vollumfänglich auszuführen. Auflage

2.2.7. Überströmstrecken

Für die Dammbauwerke sind zwei Überströmstrecken vorgesehen (siehe auch Lageplan in [19], Beilage 2):

- Querdamm ca. km 0+114 bis 0+394 (Länge ca. 180 m)
- Becken 2 ca. km 0+225 bis 0+452 (nordöstliches Beckenbereich – Länge ca. 225 m)

In Abb.20 und Abb.21 sind die Überströmstrecken (Auszug aus [17], Beilage 7 und 8) im Schnitt dargestellt. Die Bemessung erfolgte durch das Büro Werner Consult. Der Aufbau der befestigten Überströmstrecke ist wie folgt geplant (Auszug aus [13], 7.3.11):

- *Kiesauflage 4/32 mit ca. 0,20 m (Böschungsbereich) und ca. 0,35 m (Tosbecken)*
- *Kunststofffolie gegen Betonage*
- *Betonbett ca. 0,50 m*
- *Steinsatz LMB 60/300 mit ca. 0,30 m Einbindung ins Betonbett*
- *Mutterbodenauflage ca. 0,05 m (Böschungsbereich) und ca. Kantkorn 0/45 nach RVS 08.15.01 (Tosbecken)*
- *Abschlussmauer mit Entwässerungsöffnung DN100 1x/m*

- *Vorgelagerter Sickerkörper (Dränagematerial entsprechend Abschnitt 7.3.6.) ummantelt mit Filter- bzw. Trennvlies und Mutterbodenauflage*

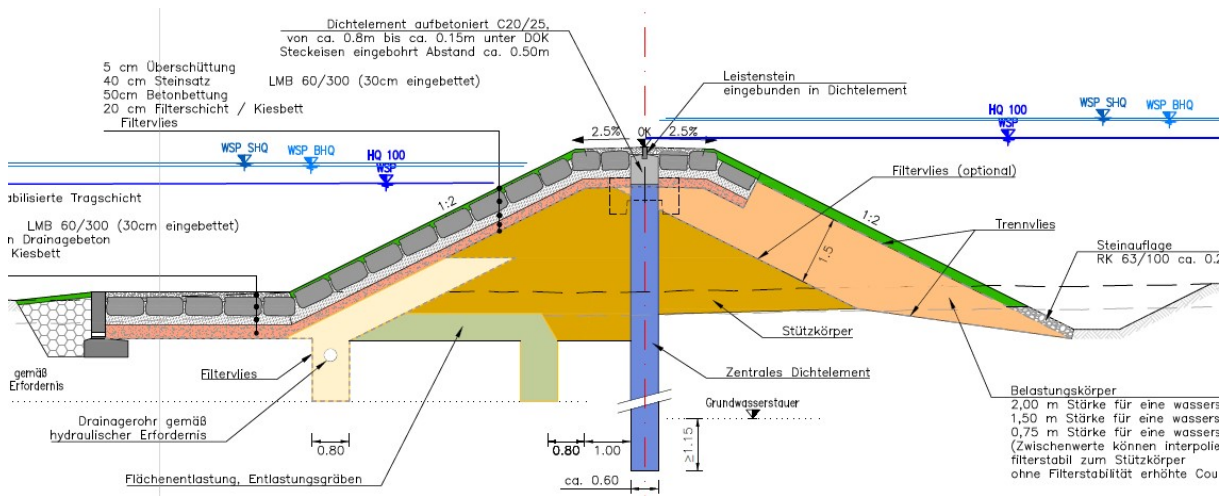


Abb.20: Überströmstrecke im Querdamm zwischen Becken 1 und Becken 2 ([17], Beilage 8)

RQ16j Damm Überströmstrecke (Sicherung Überströmstrecke entsprechend Werner Consult) Regelquerschnitt M 1:100

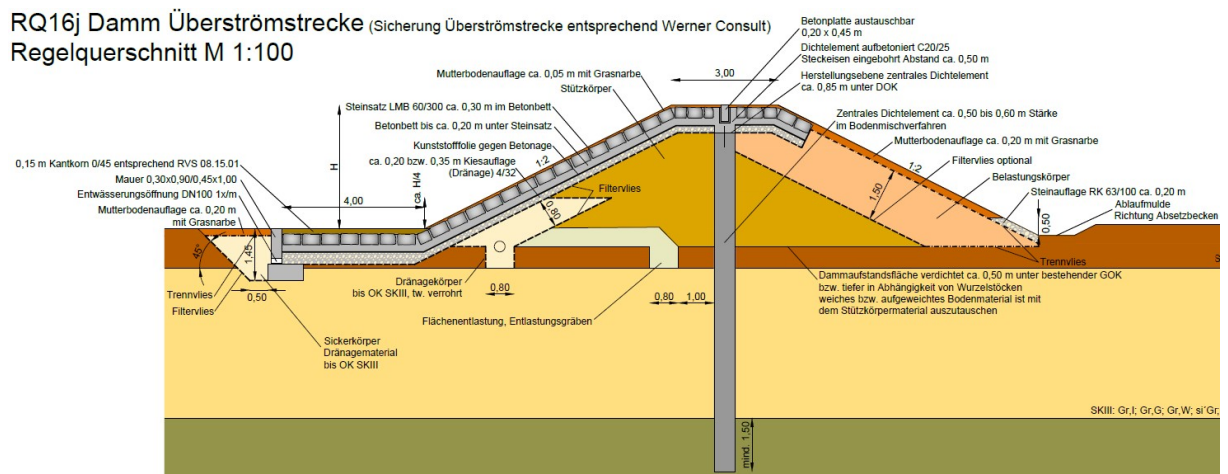


Abb.21: Überströmstrecke im Dammbereich – Becken 2 (Nordwest) ([17], Beilage 7)

Bewertung durch den SV für Dammbau:

Für die im Dammkörper geführten Rohre (siehe Abb.20) ist eine Rohrstatik zu führen bzw. der Nachweis der ausreichenden Sicherheit für ULS und SLS zu erbringen. Insbesondere sind auch die aufgeprägten Verformungen durch Mitnahmesetzungen des Dammkörpers zu berücksichtigen. Auflage

Aufgrund des bestehenden Auwalds in den beiden Becken 1 und 2 ist viel Totholz zu erwarten und im Einstaufall von entsprechend großen Treibholzmengen. Ob diese bei den Überströmstrecken zu einem Aufstau und somit zu einer verminderten

Überströmmenge führen können, ist im Rahmen der Sitzung der Staubeckenkommission gemeinsam zu diskutieren. Besteht bei den beiden Überströmstrecken (Trenndamm und Überströmstrecke Becken 2) die Gefahr einer Verlegung durch Treibholz und in Folge eines Wasseraufstaus sind entsprechende Rechenkonstruktionen zur Abweisung von Treibgut vorzusehen. Auflage/Diskussion

Vliese und Geotextilien:

Bezüglich der in den Einreichunterlagen angeführten Materialspezifikationen für die Filter- und Trennvliese wird auf Kap. 7.3.21 im Geotechnischen Bericht [13] verwiesen. In diesem sind die Anforderungen an die Vliese für den luftseitigen Drainagekörper, die Flächendrainage und den Belastungskörper detailliert aufgelistet.

2.2.8. Prüfungen und Probefeld

In Kap.7.4 in [13] sind die geplanten Prüfungen (Eignungsprüfungen, begleitende Prüfungen während der Bauausführung, Probefelder etc.) detailliert beschrieben. Die Ergebnisse der Eignungsprüfungen sind dabei von der/dem Projektgeotechniker/In freizugeben. Im Folgenden werden die beschriebenen Prüfungen nur auszugsweise und beispielhaft angeführt.

Prüfprogramm Dammbaustoffe und Oberflächenabdichtung Kap.7.4 in [13], Tab. 35:

Versuch	Entlastungsgräben und Entlastung	Flächendrainage	luftseitige Böschungsfußdränage	Stützkörper ^{*)}	Belastungskörper	Schotterrasen (gemischt)	Wegkörper	Oberflächenabdichtung
KV, WN	je 5.000 m ³	1x	je 5.000 m ³	je 2.500 m ³	je 5.000 m ³	je 5.000 m ³	u.L.: je 5.000 m ³ o.L.: je 5.000 m ³	je 5.000 m ³
ATT	-	-	-	je 2.500 m ³	-	-	-	je 5.000 m ³
PROC	-	-	-	je 7.500 m ³	je 7.500 m ³	-	-	je 7.500 m ³
KWERT	je 7.500 m ³	1x	je 7.500 m ³	je 7.500 m ³	je 7.500 m ³	-	-	je 7.500 m ³
VGL	-	-	-	je 2.500 m ³	-	je 5.000 m ³	-	je 5.000 m ³
RSV	-	-	-	je 10.000 m ³	je 10.000 m ³	-	-	je 10.000 m ³
BAWP	ent. bescheidgemäßen Vorgaben	ent. bescheidgemäßen Vorgaben	ent. bescheidgemäßen Vorgaben	je 7.500 t	ent. bescheidgemäßen Vorgaben	-	ent. bescheidgemäßen Vorgaben	ent. bescheidgemäßen Vorgaben
CAMG	-	1x	1x	-	-	-	-	-

KV, WN...Kornverteilungsanalyse und natürlicher Wassergehalt

ATT...Atterberg'sche Zustandsgrenzen in Abhängigkeit der Bodenart

PROC...Proctorversuch

KWERT...Wasserdurchlässigkeit

VGL...Glühverlust (organischer Anteil)

RSV...Rahmenscherversuch

BAWP...Nachweis der Bodenklasse nach Bundesabfallwirtschaftsplan

CAMG...Nachweis des Kalzium- und Magnesiumkarbonatanteils

u.L. bzw. o.L....untere bzw. obere Lage

^{*)} erhöhter Untersuchungsumfang aufgrund der Inhomogenität der Bodenaushubdeponie Leni (vgl. [4])

Weiters heißt es in Kap.7.4.1.1 in [13]: Die Eignungsprüfungen sind mit der/dem im wasserrechtlichen Bewilligungsverfahren bestellten Sachverständigen für Geotechnik abzustimmen. Auf Basis der erforderlichen Kubaturen ist ein detaillierter Prüfplan für die Eignungsprüfungen zu erstellen.

Bezüglich der vorbereitenden Prüfungen für die Festlegung des Bindemittels für die Bodenmischverfahren folgender Teilauszug aus Kap.7.4.1.2 in [13]:

Für die Festlegung des Bindemittels des Bodenmischverfahrens und der DSV-Säulen sind die folgenden Punkte zu berücksichtigen:

- unterschiedliches Bodenmaterial der angetroffenen Schichtenkomplexe und des Stützkörpers
- Chemismus der Bodenmaterialien, insbesondere der organischen Bestandteile des Schichtenkomplexes SKIa
- Chemismus des Grundwassers

Die entsprechenden chemisch-analytischen Untersuchungen sind noch durchzuführen. Die hierfür erforderlichen Proben (vgl. Tabelle 36) sind aus noch herzustellenden Bohrungen (vgl. Abschnitt 8) zu entnehmen.

Auch die erforderlichen Suspensionsprüfungen sind in Kap.7.4.1.2 ausgeführt.

In Kap.7.4.2 sind die Probefelder für die Dammkörper (Kap.7.4.2.1), die Oberflächenabdichtung (Kap.7.4.2.2), das Bodenmischverfahren mittels Mehrfachschnecken bzw. -mischflügel (Kap.7.4.2.3), das Fräs-Misch-Injektionsverfahren und die DSV Säulen (Kap.7.4.2.4) detaillierter beschrieben.

Sodann sind in Kap.7.4.3 die Kontrollprüfungen für/während der Bauausführung für sämtliche der zuvor genannten Bauteile bzw. Baustoffe eingehender beschrieben. Beispielhaft wird im Folgenden (Tabelle 39 aus Kap.7.4.3,) der maximale Beurteilungsmaßstab für die Kontrollprüfungen der Dammbaustoffe wiedergegeben.

Versuch	Aushubsohle (auch Tosbecken)	Entlastungsgräben und Entlastung	Flächen-dränage	luftseitige Böschungs-fußdränage	Stützkörper	Belastungs-körper	Schotterrasen (gemischt)	Wegkörper
KV, WN	-	1x alle 500 m ² bzw. a _{max} ~ 50,0m	1x je Fenster	1x alle 100 m	je Lage und alle 500 m ² bzw. a _{max} ~ 50 m	je Lage alle 50 m	alle 250 m	je Lage alle 800 m
ATT ^{*)}	-	-	-	-	je Lage und alle 1.000 m ² bzw. a _{max} ~ 100 m	-	-	-
ROHD	1x alle 1.500 m ² bzw. a _{max} ~ 150 m	1x alle 2.500 m ² bzw. a _{max} ~ 150 m	-	-	je Lage und alle 1.500 m ² bzw. a _{max} ~ 150 m	je Lage alle 300 m	5x	-
PROC	alle 3.000 m ² bzw. a _{max} ~ 300 m	1x alle 5.000 m ² bzw. a _{max} ~ 300 m	-	-	je Lage und alle 3.000 m ² bzw. a _{max} ~ 300 m	je Lage alle 600 m	5x	-
KWERT	-	1x alle 1.000 m ² bzw. a _{max} ~ 100 m	1x je Fenster	1x alle 300 m	je Lage und alle 3.000 m ² bzw. a _{max} ~ 300 m	je Lage alle 300 m	-	-
VGL	-	-	-	-	je Lage und alle 600 m ² bzw. a _{max} ~ 60 m	-	alle 250 m	-
RSV	-	-	-	-	je Lage und alle 4.000 m ² bzw. a _{max} ~ 400 m	je Lage alle 800 m	-	-
EVDYN	1x alle 500 m ² bzw. a _{max} ~ 50 m	1x alle 500 m ² bzw. a _{max} ~ 50 m	-	-	je Lage und alle 500 m ² bzw. a _{max} ~ 50 m	je Lage alle 50 m	alle 50 m	alle 50 m

KV, WN...Kornverteilungsanalyse und natürlicher Wassergehalt

ATT...Atterberg'sche Zustandsgrenzen in Abhängigkeit der Bodenart

ROHD...Trockendichte

PROC...Proctorversuch

KWERT...Wasserdurchlässigkeit

VGL...Glühverlust (organischer Anteil)

RSV...Rahmenscherversuch

EVDYN...dynamischer Lastplattenversuch, 1 Serie mit 3 bis 5 Stk., Prüfwerte ermitteln über ROHD und PROC

*)...in Abhängigkeit der Bodenart

Für Abschnitte mit geringerer Flächenausdehnung bzw. Länge ist jeweils 1 Versuch durchzuführen.

Entsprechend den angegebenen Beurteilungsmaßstäben ist ein Prüfplan zu erstellen. Der Prüfplan ist der/dem Projektgeotechnikerin/-geotechniker vorzulegen und von dieser/diesem freizugeben.

Die Kontrollprüfungen sind unmittelbar vor Beginn der weiterführenden Arbeiten durchzuführen. Für längere Arbeitspausen sind die Kontrollprüfungen gegebenenfalls zu wiederholen. Die Ergebnisse der Kontrollprüfungen sind der/dem Projektgeotechnikerin/-geotechniker vorzulegen und von dieser/diesem freizugeben. Bei negativen Prüfergebnissen sind Verbesserungsmaßnahmen durch die/den Projektgeotechnikerin/-geotechniker festzulegen und anschließend sind die Prüfungen zu wiederholen.

Bzgl. der detaillierten Beschreibung der geplanten Kontrollprüfungen für die Oberflächenabdichtung (Kap.7.4.3.2), der Bodenmischverfahren (Kap.7.4.3.3), der DSV Säulen (Kap.7.4.3.4) sowie zusätzlicher Kontrollprüfungen (Kap.7.4.3.6) wird wiederum auf den Geotechnischen Bericht der Einreichunterlagen [13] verwiesen.

Beurteilung durch den SV für Dammbau:

Das im Geotechnischen Bericht in Kap.7.4 der Einreichunterlagen beschriebene Prüfprogramm ist sehr detailliert und umfassend und ist in der beschriebenen Form im Vorfeld und im Zuge der Bauausführung umzusetzen. Auflage

Weitere Hinweise:

Die DSV-Säulen mit einem geplanten Mindestdurchmesser von 1,1 m durchdringen verschiedene, unterschiedlich schwierig zu erodierende Bodenschichten. Größere Erosionsenergie ist beispielweise im Einbindebereich der Säulen in das steife bis halbfeste Neogen (Schichtkomplex SKIV) erforderlich. Die geplanten Prüfmaßnahmen zur Kontrolle der Säulendurchmesser sind in verschiedenen Tiefenbereichen bzw. unterschiedlichen Schichtbereichen durchzuführen, sodass der geforderte Mindestdurchmesser über die gesamte Säulenlänge sichergestellt wird.

Sowohl die Festlegung der letztlich zur Ausführung gelangenden Jetparameter (DSV-Säulen) wie auch der Nachweis der geforderten Mindestdurchmesser der DSV-Säulen hat im Verantwortungsbereich der ausführenden Fachfirma zu liegen (und sollte vertraglich auch so geregelt werden).

2.3. Standsicherheitsuntersuchungen und sonstige Geotechnische Berechnungen und Nachweise

Im gegenständlichen Kapitel werden die wesentlichsten, der sehr umfangreichen Geotechnischen Berechnungen in den Projektunterlagen diskutiert. Es handelt sich hierbei um die Berechnungen zum Nachweis der Standsicherheit der Dammbauwerke, umfangreiche Durch- und Unterströmungsberechnungen (stationär und instationär) für die Dammkörper, Setzungsabschätzungen für Damm- und konstruktiven Bauwerke, vertiefte Untersuchungen zum Suffosions- und Erosionsverhaltens im Einstaufall sowie Abschätzungen zum Thema Bodenverflüssigung im Lastfall Erdbeben.

Die für die verschiedenen Problemstellungen ausgewählten Berechnungsquerschnitte sind im Lageplan in [19] (Beilage 6 des Geotechnischen Berichts) dargestellt und in Tabelle 6, Kap.5.3 des Geotechnischen Berichts [13] aufgelistet. Im Folgenden wird Tabelle 6 mit der Auflistung der Berechnungsquerschnitte und der an diesen durchgeführten rechnerischen Untersuchungen dargestellt (Auszug):

Beckenabschnitt	Profil	wasserseitige Böschung Dammkrone / Berme luftseitige Böschung Anmerkung	Zielsetzung der Berechnungen
RTR_Becken 2	QPF_5 km 0+833	Neigung 1:2, Höhe ~4,95 m Breite 3,00 m / 3,00 m Neigung 1:2, Höhe ~ 5,00 m <u>mit und ohne Fenster im Untergrund</u>	<ul style="list-style-type: none"> generelle Überlegungen zur Ausbildung der luftseitigen Böschungen)
	QPF_1 km 0+523	Neigung 1:2, Höhe ~5,55 m Breite 3,00 m / 3,00 m Neigung 1:2, Höhe ~ 5,90 m <u>mit und ohne Fenster im Untergrund</u>	<ul style="list-style-type: none"> Nachweis der Gradienten, Abschätzung Sickerwassermenge BHQ und SHQ Standsicherheit luftseitige Böschung
	QPF_4 km 0+754	Neigung 1:2, Höhe ~5,10 m Breite 3,00 m / 3,00 m Neigung 1:2, Höhe ~ 5,35 m <u>mit und ohne Fenster im Untergrund</u>	<ul style="list-style-type: none"> Nachweis der Gradienten, Abschätzung Sickerwassermenge
	QPF_5 km 0+833	Neigung 1:2, Höhe ~4,95 m Breite 3,00 m / 3,00 m Neigung 1:2, Höhe ~ 5,00 m <u>mit und ohne Fenster im Untergrund</u>	<ul style="list-style-type: none"> Nachweis der Gradienten, Abschätzung Sickerwassermenge BHQ
	QPF_7 km 0+994	Neigung 1:2, Höhe ~4,30 m Breite 3,00 m / 3,00 m Neigung 1:2, Höhe ~ 4,40 m <u>mit und ohne Fenster im Untergrund</u>	<ul style="list-style-type: none"> Abschätzung Sickerwassermenge
	QP_9 km 0+450	Neigung 1:2, Höhe ~ 5,40 m Breite 3,00 m Neigung 1:2, Höhe ~ 5,80 m <u>ohne Fenster im Untergrund</u>	<ul style="list-style-type: none"> Nachweis der Gradienten, Abschätzung Sickerwassermenge maßgebend für BHQ bzw. SHQ instationäre Berechnung Standsicherheit luftseitige und wasserseitige Böschung Sonderlastfall 5000- und 10000-jährliches Erdbeben

RTR_Becken 1_Ost (ein Berechnungsprofil mit QPF_3)	QP_18-19	Neigung 1:2, Höhe ~ 4,35m Breite 3,00 m Neigung 1:2, Höhe ~ 4,45 m <u>ohne Fenster im Untergrund</u>	<ul style="list-style-type: none"> Abschätzung Sickerwassermenge
RTR_Querdamm (ein Berechnungsprofil mit QP_18-19)	QPF_3 km 0+487	Neigung 1:2, Höhe ~ 4,85m Breite 3,00 m Neigung 1:2, Höhe ~ 4,85 m <u>mit Fenster im Untergrund</u>	<ul style="list-style-type: none"> Nachweis der Gradienten, Abschätzung Sickerwassermenge
wasserseitige Böschungshöhe 4,5 m			<ul style="list-style-type: none"> Standsicherheit wasserseitige Böschung (Stärke Belastungskörper)
wasserseitige Böschungshöhe 3,0 m			<ul style="list-style-type: none"> Standsicherheit wasserseitige Böschung (Stärke Belastungskörper)
wasserseitige Böschungshöhe 2,0 m			<ul style="list-style-type: none"> Standsicherheit wasserseitige Böschung (Stärke Belastungskörper)

Beckenabschnitt	Profil	wasserseitige Böschung Dammkrone / Berme luftseitige Böschung Anmerkung	Zielsetzung der Berechnungen
RTR_Becken 1_Ost	QP_1a	Neigung 1:2, Höhe ~ 3,00 m Breite 3,0 m Neigung 1:2, Höhe ~ 1,50 m <u>Oberflächenabdichtung</u>	<ul style="list-style-type: none"> • Standsicherheit wasserseitige Böschung
	QP_5	Neigung 1:2, Höhe ~ 2,20 m Breite 3,0 m Neigung 1:2, Höhe ~ 2,35 m <u>Oberflächenabdichtung</u>	<ul style="list-style-type: none"> • Abschätzung Sickerwassermenge • maßgebend für BHQ bzw. SHQ • instationäre Berechnung • Standsicherheit luftseitige Böschung
RTR_Zulaufmulde_links	QP_6	Neigung 1:2, Höhe ~ 2,20 m Breite 3,0 m Neigung 1:2, Höhe ~ 2,05 m <u>Oberflächenabdichtung</u>	<ul style="list-style-type: none"> • maßgebend für BHQ bzw. SHQ • Standsicherheit wasserseitige Böschung

2.3.1. Kontakterosion und Suffosion

In den Einreichunterlagen wurden im Geotechnischen Bericht [13], Kap.6.1 sowie der zugehörigen Anlage 1 [14] umfangreiche Untersuchungen und Berechnungen betreffend die Thematik Kontakterosion im Übergang des Schichtkomplexes SKI zu SKIII sowie der Thematik Suffosion im Aquifer (Schichtkomplex SKIII) durchgeführt. Wie oben bereits mehrfach ausgeführt, kommt es aufgrund der erforderlichen Fenster in der Dichtwand im Einstaufall zu Strömungsprozessen vom Speicher durch die i.A. gering durchlässige Bodenschicht SKI in den Schichtkomplex SKIII (=Aquifer) und im Bereich des luftseitigen Dammkörpers nach oben in Richtung des Dammfußbereichs. Zur kontrollierten Ableitung der Sickerwässer werden unterhalb des luftseitigen Dammkörpers umfangreiche flächen- und grabenförmige Entspannungskörper wie auch umfangreiche Drainagekörper im Bereich des luftseitigen Dammfußes hergestellt (siehe Kap.2.2.2).

Die maßgebenden Kennzahlen aus den durchgeführten Kornverteilungsanalysen für die Bodenmaterialien der Schichtenkomplexe SKI und SKIII sind der Beilage 1 des Geotechnischen Berichts [14] zu entnehmen. Die den Untersuchungen zugrunde gelegten Korngrößenverteilungen finden sich in den Beilage 2 – 5, die zugehörigen Detailberechnungen in Beilage 8 folgend.

Die Abschätzung der Sicherheit gegenüber Kontakterosion zwischen den Schichtkomplexen SKI und SKIII wurden nach Mar, nach Witt und nach Sherard geführt. Die Ergebnisse nach Mar zeigen keine ausreichende Sicherheit, jene nach Witt zeigen eine ausreichende Sicherheit und jene nach Sherard zeigen nur teilweise eine ausreichende Sicherheit [13]. Die in Folge durchgeführten Abschätzungen zur Bestimmung der kritischen hydraulischen Gradienten ergeben Werte von ca. 1,05 bis 1,25 nach Busch und ca. 1,75 nach Istomina. (Bezüglich der Literaturverweise zu den jeweiligen Nachweismethoden wird auf [13] verwiesen.)

Die Untersuchungen bezüglich einer ausreichenden Sicherheit gegen Suffosion in der sandigen Kiesschicht des Schichtkomplexes SKIII zeigen nach Mar ebenfalls keine ausreichende Sicherheit und nach Witt teilweise eine ausreichende Sicherheit [13].

Bewertung durch den SV für Dammbau:

Aufgrund von Einstauhöhen in den Becken im Hochwasserlastfall von bis zu > 4 m und sehr unterschiedlichen Dicken des Schichtkomplexes SKI (von < 1 m bis zu knapp 3 m) ist jedenfalls mit Gradienten zu rechnen, die lokal zu Materialtransporten (Erosion, Kontakterosion) im Schichtkomplex SKI in den Schichtkomplex SKIII führen können. Auch innerhalb des Schichtkomplexes SKIII kann es zur Verfrachtung von Feinteilen im Korngerüst dieses Schichtkomplexes kommen. Aufgrund der gegebenen Randbedingungen (Erhalt des Auwaldes und erforderlicher Einbau von Fenstern in die Dichtwand) können derartige Effekte nicht gänzlich vermieden und ausgeschlossen werden. Der Planer hat dieser Situation durch eine funktionale und robuste Bauweise des Dammkörpers mit umfangreichen flächen- und graben-förmigen Entlastungskörpern sowie entsprechenden bis in den Schichtkomplex SKIII reichenden Drainagekörper im Bereich des Dammfußes Rechnung getragen. Im Bereich der Fenster in der Dichtwand werden dicke Flächendrainagen als Austausch der überlagernden Schicht SKI unterhalb des luftseitigen Dammkörpers (bis fast an die zentrale Dichtwand reichend) vorgesehen (siehe z.B. Regelquerschnitt RQ16f in [19]), d.h. eine effektive Druckentspannung unterhalb des luftseitigen Dammkörpers ist sichergestellt. Die aus dem Schichtkomplex III austretenden Wässer werden in Drainageleitungen gefasst und dem Pumpwerk im Norden der Anlage zugeführt.

- Hinzuweisen ist darauf, dass die Problematik eines möglichen Materialtransportes im Schichtkomplex SKIII in Richtung des luftseitigen Dammkörpers (bzw. Dammfußes) auf den Bereich der geplanten Fenster in der Dichtwand konzentriert ist. Bei ausreichendem horizontalem Abstand zu diesen Fenstern und einer ca. 1,5 m in das Neogen einbindenden Dichtwand ist dieser Materialtransport (außerhalb des Bereiches dieser Fenster und bei intakter Dichtwand) nicht zu erwarten.
- Aufgrund der im Vergleich zum Schichtkomplex SKIII i.A. größeren kf-Werte der Flächendrainage bzw. geplanten Drainagekörper (im Bereich der Fenster in der Dichtwand) kommt es zu einer gewissen Abnahme der Strömungsgeschwindigkeit in den Drainagekörpern, die den Weitertransport von Feinkorn tendenziell eindämmen. D.h. einer Verlegung der Drainagekörper im Bereich des luftseitigen Dammkörpers wird hierdurch entgegengewirkt.

Beim das Becken 1 und Becken 2 trennenden Querdamm sind auf Seiten des Beckens 2 ebenfalls Flächenentlastungen und Drainagekörper (vergleichbar zu jenen auf der Luftseite der Aussendämme) am Becken 2-seitigen Dammfuß vorgesehen.

Damit ist das Sicherheitsniveau dieses Innendamms bei Einstau von Becken 1 und leerem Becken 2 vergleichbar zu jenem der Außendämme. Ein Einstau von Becken 2 ohne Einstau von Becken 1 ist laut Befüllungs- und Entleerungsplan der Becken nicht angedacht, weshalb es keine Entspannungsmaßnahmen im Becken 1-seitigen Dammfußbereich des Querdammes bedarf.

Es ist durch den Betriebsplan und entsprechende Kontroll- und Steuerungsmaßnahmen sicherzustellen, dass eine Entleerung von Becken 1 nur mit einer gleichzeitigen Entleerung von Becken 2 erfolgt. Ein volles Becken 2 bei entleertem Becken 1 (bzw. allgemein ein absolut um mehr als 0,5 m höherer Wasserspiegel in Becken 2 in Bezug zu Becken 1) ist nicht zulässig. Auflage

Aufgrund der kurzen Dauer von höheren Einstausituationen in den Rückhaltebecken ist der geplanten Bauweise, trotz tlw. zu erwartenden (und praktisch unvermeidbaren) lokalen Verfrachtungen von Feinkorn zuzustimmen. Die potentielle Problematik von möglichen Materialtransporten in Richtung luftseitigem Dammfuß konzentriert sich auf den Bereich der geplanten Fenster in der Dichtwand.

Im bzw. nach dem Einstaufall sind die luftseitigen Dammabschnitte im Bereich der geplanten Fenster in der Dichtwand durch einen SV der Geotechnik zu begehen und zu kontrollieren. Auflage

Es ist zu prüfen (diskutieren) ob im Einstaufall eine mengenmäßige Kontrolle der Wasserzuflüsse aus den Sammeldrainagen der luftseitigen Drainagekörper in das Pumpwerk durchgeführt werden kann. (Eine Veränderung der Menge der Wasserzuflüsse bei vergleichbaren Einstauhöhen in den Becken könnte über eine mögliche Veränderung der Unterströmungsverhaltens sowie der Funktionstauglichkeit der luftseitigen Drainagemaßnahmen Aufschluss geben).

2.3.2. Bodenverflüssigung

In [13], Geotechnischer Bericht, Kap.6.3 wurde eine mögliche Gefährdung durch Bodenverflüssigung im Erdbebenlastfall für den vorliegenden Standort untersucht. Die bekanntermaßen verflüssigungsgefährdeten Böden liegen im Korngrößenspektrum von gering plastischen Sand-Schluff-Gemischen bis zu kiesigen Sanden mit (sehr) lockerer Lagerung. In den Beilagen 34 bis 40 in Anlage 1 des Geotechnischen Berichts [14] sind die Korngrößenverteilungen der anstehenden Böden, den Korngrößenbändern (Zonen) verflüssigungsgefährdeter Böden gegenübergestellt.

In der Beilage 41 in [14] sind untersuchte Bodenproben zusammengefasst, welche Korngrößenverteilungen im bezüglich Bodenverflüssigung kritischen Kornspektrum zeigen (siehe Abb.22).

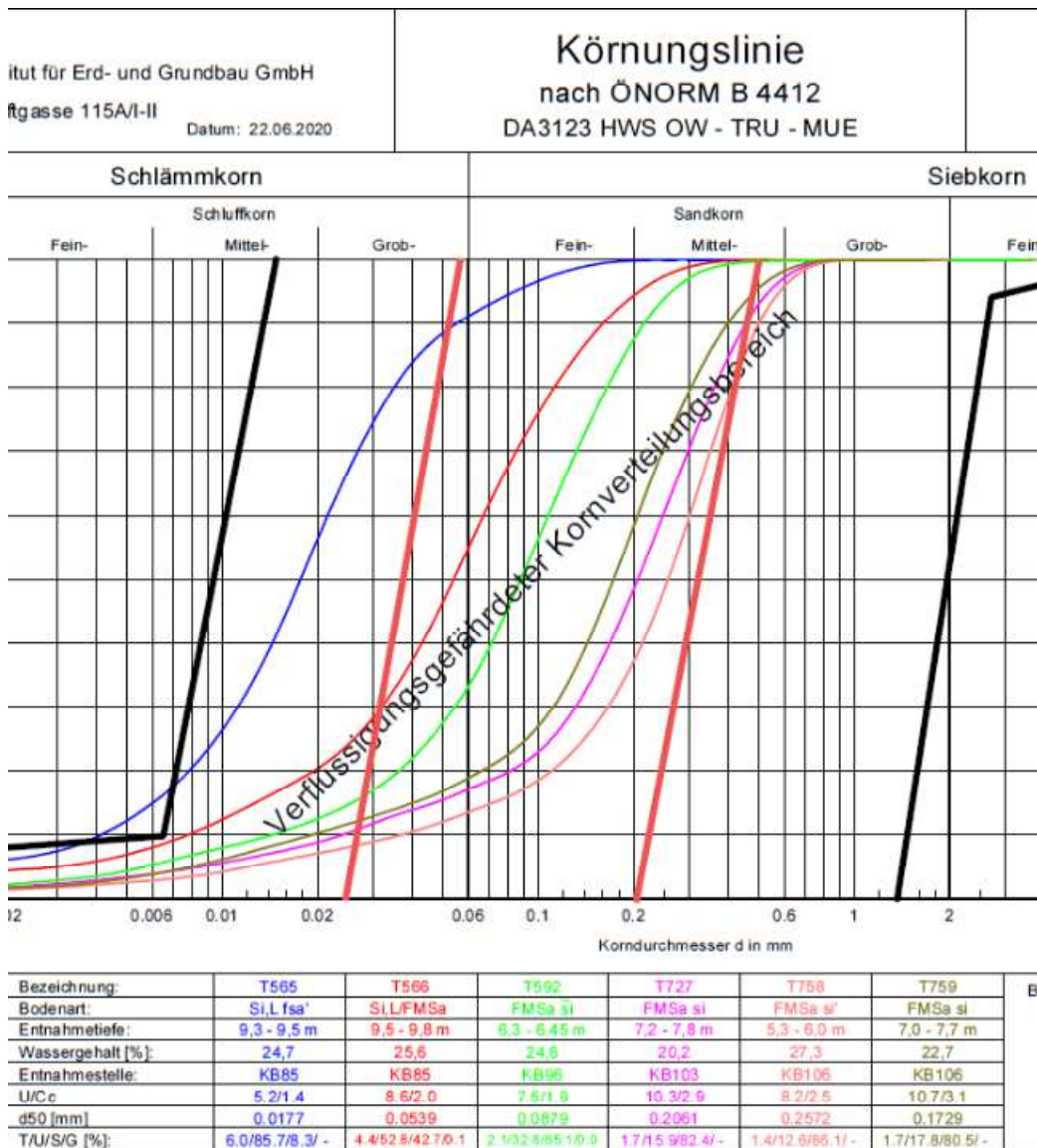


Abb.22: Bodenproben mit Korngrößenverteilungen im bezüglich Bodenverflüssigung kritischen Kornspektrum (Auszug aus [14], Beilage 41)

Die Ergebnisse der Baugrunderkundungen und deren Zusammenstellung zeigen, dass Bodenmaterialien der Kernzone 1 verflüssigungsgefährdeter KV's (Bereich zwischen den beiden roten Geraden in Abb.22) vereinzelt im Projektgebiet verteilt sind. Im Bereich der beiden Becken und der Dämme zeigen diese überwiegend nur geringe Mächtigkeiten von wenigen dm. Lediglich bei der Kernbohrung KB85 (Becken 2) wurden Mächtigkeiten bis zu ca. 2,00 m ab ca. 8,00 m Tiefe u. GOK aufgeschlossen. Nennenswerte Vorkommen verflüssigungsgefährdeter Bodenmaterialien wurden jedoch im Bereich der Ausleitung erkundet. Hierbei handelt es sich um Sande des Schichtenkomplexes SKIIa und SKIIb die der Zone 1 und auch Zone 2 zuzuordnen sind. Zone 2 ist der Bereich zwischen jeweils einer roten und einer schwarzen Geraden – also die an die Kernzone 1 angrenzenden Zonen in Abb.22. Die verflüssigungsgefährdeten Sandschichten können mit einer Mächtigkeit

von bis zu ca. 7,00 m auftreten und stellen hinsichtlich potentieller Verflüssigungsgefahr den Hauptrisikobereich im Projektgebiet dar.

In einem weiteren Schritt erfolgte eine rechnerische Beurteilung der Verflüssigungsgefahr nach KTA 2201.02 (Adam und Paulmichl, 2010 – Literaturverweis [30] in [13]). In diesem Nachweisverfahren wird in Abhängigkeit der effektiven und totalen Spannungen, der Berücksichtigung der untersuchten Tiefe und der Erdbebenanregung eine bezogene Mindestlagerungsdichte ermittelt unterhalb derer Verflüssigungsgefährdung vorherrscht.

In [13], Kap.6.3 werden die Berechnungsergebnisse wie folgt zusammengefasst:

- Für eine OBE-Anregung wird von keiner Verflüssigungsgefährdung ausgegangen
- Für eine MCE-Anregung wird von keiner Verflüssigungsgefährdung ausgegangen, da seitens des Projektanten eine bezogene Lagerungsdichte I_D von mind. 40 – 50% für die anstehenden Sandschichten attestiert wird.
- Für ein SEE-5.000 wird insbesondere für locker gelagerte Bodenschichten des Schichtkomplexes SKII eine Bodenverflüssigung nicht mehr ausgeschlossen bzw. ist eine solche für ein SEE-10.000 wahrscheinlich.

Bewertung durch den SV für Dammbau:

Die seitens des Projektanten in [13] und [14] erläuterten und dargestellten (Vor-) Untersuchungen hinsichtlich einer möglichen Gefährdung im Projektgebiet durch Bodenverflüssigung im Erdbebenlastfall sind plausibel und gut nachvollziehbar.

Auch die Unterscheidung des Gefährdungspotentials für Bereiche mit vorwiegend wenigen dm dicken, geringplastischen Schluff-Sandschichten (vorwiegend im Bereich der Becken 1 und 2) und mehrere Meter dicken Schichten bis nahe der Geländeoberkante im Bereich der Ausleitung ist plausibel.

Auf Basis der durchgeführten Rammsondierungen nicht ganz nachvollzogen werden kann seitens des SV für Dammbau die Ausführung in [13], dass in den (schluffigen) Sanden im Bereich der Ausleitung von einer bezogenen Lagerungsdichte von mind. $I_D \geq 0,4$ bis 0,5 ausgegangen werden kann. $I_D \geq 0,4$ bis 0,5 würde eine (zumindest) mitteldichte Lagerung voraussetzen, was aus Sicht des SV aus den Rammsondierungen nicht für alle Tiefenbereiche nachgewiesen werden konnte. Damit wäre auch für die MCE-Anregung eine Verflüssigungsgefährdung nicht grundsätzlich auszuschließen.

Insbesondere für den Bereich der Ausleitung sind im Zuge der weiteren Untersuchungen und Detailplanung vertiefte Nachweise zur Thematik einer möglichen Bodenverflüssigung im Erdbebenlastfall durchzuführen. (Empfohlen wird die Durchführung mehrerer CPTu-Versuche sowie SCPT bzw. SDMT – Versuche zur Bestimmung der Scherwellengeschwindigkeit, um auf Basis der Ergebnisse eine

vertiefte Untersuchung und Bewertung einer Gefährdung von Bodenverflüssigung im Erdbebenlastfall durchzuführen.) Auflage

2.3.3. Setzungsabschätzungen und Vorlastschüttungen

In [13] Kap.6.4 wird beschrieben, dass für den höchsten Dammbereich sowie eine Anzahl von Bauwerken (Auslaufbauwerk, Trennbauwerk, Ausleitung und Pumpwerk) Setzungsberechnungen durchgeführt wurden. Die Detailangaben und Detailergebnisse der Berechnungen sind in Anlage 1 des Geotechnischen Berichts [14] in den Beilagen 45 bis 69 dargestellt. In Tabelle 9, Kap.6.4 in [13] sind die berechneten Setzungen wie in Folge als Auszug wiedergegeben, dargestellt:

Bereich	Schnitt	Setzung Böschungsfuß bis Dammkrone	Anlage / Beilage
RTR_Becken 1_Ost, RTR_Querdamm, RTR Becken 2	maximale Grenztiefe	~ 3,0 bis 10,8 cm	1 / 50
	Trennbauwerk	~ 2,1 bis 10,2 cm	1 / 52
	Auslaufbauwerk	~ 2,3 bis 8,1 cm	1 / 48
RTR_Becken 2 nördlicher Dammbereich	maximale Grenztiefe	~ 1,9 bis 9,7 cm	1 / 63
	Pumpwerk	~ 2,5 bis 8,6 cm	1 / 65

Berechnungsergebnisse der Setzungsabschätzungen (Tabelle 9 in Kap.6.4 in [13])

Die in Tabelle 9 angeführte Grenztiefe wurde generell mit 20% zusätzliche Spannungen in Bezug zum Eigengewichtsspannungszustand ermittelt. Die max. Grenztiefe wurde bei ca. 17 m ermittelt. Die Hauptanteile der Setzungen stammen aus der Schicht SKI sowie SKIV (Neogen). Aufgrund der i.A. geringen Durchlässigkeit dieser Schichten wurde in den rechnerischen Untersuchungen auch eine Abschätzung der Konsolidierungszeit (mit dem Programm GGU-Consolidate Version 2.41) durchgeführt. Die Dauer für die Konsolidierung wird dabei i.A. durch das im Liegenden anstehende Neogen (SKIV) bestimmt. Die Detailergebnisse der Konsolidierungsberechnungen sind [14], Beilage 71 bis 76 zu entnehmen und als Auszug aus [13] wie folgt zusammengefasst (Auszug):

Die Berechnungen zeigen, dass die Setzungen bis auf 1 cm verbleibende Setzung nach ca. 15 bis 17 Monaten beim Auslaufbauwerk/Trennbauwerk (Gesamtsetzung im Stauer ca. 6,8 bis 7,0 cm) und nach ca. 23 bis 26 Monaten im nördlichen Bereich des Beckens 2 (Gesamtsetzung im Stauer ca. 7,3 bis 8,1 cm) abgeklungen sind. Für entsprechend geringere Dammhöhen kann auch von kürzeren Setzungsdauern ausgegangen werden.

Zur bestmöglichen Vermeidung von Differenzsetzungen zwischen Dammbauwerk und den in den Dämmen integrierten Betonbauwerken, sowie entlang der Betonbauwerke bei Dammdurchführungen, wie auch zur Sicherstellung eines weitestgehend differenzsetzungsfreien und spannungsarmen Anschlusses der

Dichtwände an die Betonbauwerke wird planerseitig (mit dem SV für Dammbau vorabgestimmt) die Errichtung von Vor- bzw. Überlastschüttungen im Bereich des Auslaufbauwerks, des Trennbauwerks und des Pumpwerks geplant. Die Schüttmaterialien werden ebenfalls aus der Aushubdeponie Leni I gewonnen. Aufgrund einer geplanten Baudauer von ca. 32 Monaten, einer teilweisen Überhöhung der Vorlastschüttungen (=Überlastschüttungen) im Bereich der Betonbauwerke und durch einen angepassten Ablauf für die Herstellung der Dämme, ist die erforderliche (in den Berechnungen bis zu ca. 12 Monate abgeschätzte) Liegezeit der Überlastschüttungen bis zur Errichtung der Betonbauwerke im Bauzeitplan gut integrierbar.

Nach Abtrag der Überlastschüttungen wird das zentrale Dichtelement unterhalb der Bauwerke errichtet. Nach dem Bau der Bauwerke ist die Dammschüttung bis zu den Bauwerken herzustellen und anschließend kann das zentrale Dichtelement nach ausreichendem Abklingen der Setzungen der Dammschüttung hergestellt werden. (Laut Einreichunterlagen kann das zentrale Dichtelement voraussichtlich spätestens nach ca. 26 Monaten des Schüttbeginns der Dammschüttung ausgeführt werden.) Die Dichtwände werden somit generell erst nach dem ausreichenden Abklingen der Setzungen der Dammbauwerke hergestellt, der Anschluss der Dichtwände an die Betonbauwerke mit Düsenstrahlverfahren erfolgt dann als letzter Schritt. Weitere Details zur Ausführung der Vor-/Überlastschüttungen finden sich in [13], Kap.7.3.2.

Die detaillierte Überwachung der zeitlichen Setzungsentwicklungen soll durch umfangreiche messtechnische Überwachungsmaßnahmen mittels Setzungspegeln erfolgen (detaillierte Beschreibung siehe [13], Kap.7.3.3).

Bewertung durch den SV für Dammbau:

Die Setzungsberechnungen bzw. -abschätzungen für den Dammbau wie auch für die geplanten (in die Dämme integrierten) Betonbauwerke sind sehr detailliert und die Ergebnisse plausibel. Die angenommenen Steifemoduli für die bezüglich Setzungsermittlung maßgebenden Bodenschichten sind plausibel – tendenziell auf der eher vorsichtigen Seite. Die Größenordnung der zu erwartenden Dauer der Setzungsentwicklungen (Konsolidierungszeiten) sind grundsätzlich plausibel, aus Sicht des SV für Dammbau tendenziell ebenfalls eher konservativ. Aufgrund möglicher sandig-schluffiger (+/- horizontaler) Zwischenschichten im Neogen und der dadurch vorherrschenden anisotropen Durchlässigkeitsverhältnisse könnte es zu einer etwas rascheren Konsolidierung zufolge horizontaler Drainage kommen. Dafür werden gewisse Kriechverformungen gegen Ende der Konsolidierungsprozesse die Setzungsbewegungen etwas verlängern, so dass die in der Einreichunterlagen angeführten Zeiten plausible Richtwerte darstellen. (Eigene Berechnungen wurden durch den SV für Dammbau jedoch nicht durchgeführt.)

Hinzuweisen ist darauf, dass im Zuge der Ausführung der Vorlastschüttungen umfangreiche Setzungsmessungen zur Ermittlung des Zeit-Setzungsverhaltens

geplant und durchzuführen sind (Auflage), auf Basis derer dann die Entscheidung über ein ausreichendes Maß an Konsolidierung getroffen werden und der Abtrag der Vorlastschüttungen angeordnet werden kann. Flexibilität in dieser Vorgehensweise liegt in der Anpassung der Liegezeit (die im Bauplan entsprechend zu berücksichtigen ist), bzw. gegebenenfalls auch in einer Erhöhung der Vorlastschüttung bei feststellbaren zu langen Konsolidierungszeiten.

Durch die geplante Bauweise mittels Vorlast- bzw. Überlastschüttungen ist für die Betonbauwerke (bei ausreichender Vorwegnahme der Setzungen durch die Vorlastschüttung) sichergestellt, dass die Gesamtsetzungen wie auch die differentiellen Setzungen in einem akzeptablen Maß bleiben. Auch der Anschluss der Dichtungselemente an die Betonbauwerke, der Anschluss der Dichtungswand unter den Betonbauwerken an diese, können mittels tolerierbaren Setzungsdifferenzen und weitestgehend spannungsarm errichtet werden. (Dies wäre bei einer Ausführung von Tiefgründungselementen für die in den Dammbauwerken integrierten Betonbauwerken deutlich schwieriger sicherzustellen.)

2.3.4. Stationäre Durchströmungsberechnungen (Becken)

In den Einreichunterlagen in Kap.6.5 und 6.6 im Geotechnischen Bericht sowie der Anlage 2 zu diesem ([13] und [15]) wurden sehr umfangreiche stationäre und instationäre Durchströmungsberechnungen für die Dämme durchgeführt. Mittels FE-Berechnungen (GGU-SS-FLOW2D Version 9.06) wurden in den stationären Berechnungen folgende Lastfälle untersucht:

- Einstau HQ100
- Einstau BHQ
- Einstau HQ100 mit Rückgang BHQ luftseitig auf Geländeoberkante
- Schadstelle Dichtelement im Dammkörper
- Schadstelle Dichtelement im Untergrund
- Einstau SHQ

Dabei wurden auch umfangreiche Variationsberechnungen mit max-min-Werten für die Durchlässigkeiten der Dammbaumaterialien sowie variablen Durchlässigkeiten für die Bodenschicht SKIII zur Einschätzung des zu erwartenden Durchströmungsverhaltens durchgeführt. Auch mögliche Fehlstellen bzw. eine nicht vorhandene Deckschicht SKI in Teilflächen der Becken wurden als Varianten der Berechnungen berücksichtigt. Weiters wurden auch noch mögliche Fehlstellen in der Dichtwand untersucht.

Die Berechnungen dienen u.A. als Grundlage für die Standsicherheitsnachweise, der Ermittlung der zu erwartenden hydraulischen Gradienten für die Bewertung von

Suffosions bzw. Erosionsprozessen im Untergrund und auch zur näheren Diskussion für die Auslegung der Einbindung der Dichtwand im Bereich der Fenster.

Auf Basis der sehr umfangreichen Berechnungen und ermittelten hydraulischen Gradienten erfolgte die Detailauslegung der Entspannungs- und Drainagekörper unterhalb der luftseitigen Dammkörper im Bereich mit und ohne Fenster. Hinsichtlich der detaillierten Ausführungen wird auf Kap.6.5.2 in [13] und hinsichtlich der rechnerischen Detaillerggebnisse auf [15] verwiesen. Die ermittelten max. Gradienten für die unterschiedlichen Variationen für die Dammabschnitte mit Fenster werden in Kap.6.5.3 und für jene Dammabschnitte ohne Fenster in Kap.6.5.5 in [13] ausgeführt und diskutiert. Im Folgenden werden einige ausgewählte Ergebnisse dieser Untersuchungen für den Einstaufall der Becken in allgemeiner Form mit Verweis auf [13] und [15]) zusammengefasst. Detaillierte Zahlen für die auftretenden max. Gradienten werden in folgender Zusammenfassung nicht angeführt, da ohne detailliertere Diskussion der genauen Berechnungsannahmen eine Interpretation und Bewertung schwierig ist. Diesbezüglich wird auf die sehr detaillierten Ausführungen in [13] und [15]) verwiesen.

Bereiche mit Fenster in der Dichtwand:

- Bei fehlstellenfreier Dichtwand und durchgehend vorhandener Schicht SKI (ebenfalls ohne Fehlstellen) treten die größten hydraulischen Gradienten im zentralen Dichtelement sowie der i.A gering durchlässigen Schicht SKI auf. Werden im Dammaufstandsbereich sowie im luftseitigen Dammfußbereich die oben beschriebenen Entspannungs- und Drainagemaßnahmen errichtet, sind die Gradienten im Bereich des luftseitigen Dammkörpers und der unterlagernden Bodenschichten gering.
- Mögliche Flächenbereiche ohne bzw. mit sehr durchlässiger Schicht SKI innerhalb der Becken führen dazu, dass der hydraulische Gradient in der Schicht SKIII zunimmt (d.h. der Potentialabbau wird verstärkt auf die SKIII-Schicht umgelagert). Je näher eine derartige „Fehlstelle“ in der SKI-Schicht am Dammkörper zu liegen kommt, je größer wird der hydraulische Gradient in Bereichen der Schicht SKIII. Für diesen Fall sind die geplanten Entspannungs- und Drainagemaßnahmen im luftseitigen Dammkörperbereich besonders wichtig, um die hydraulischen Gradienten und Porenwasserdrücke im Bereich des Dammfußes und des Dammvorlandes niedrig zu halten und damit destabilisierende Strömungskräfte bzw. Porenwasserdrücke hintanzuhalten.
- Mögliche Fehlstellen in der zentralen Dichtwand führen zu deutlich erhöhten Gradienten u.A im luftseitigen Stützkörper. Auch für diesen „Lastfall“ sind die geplanten Entspannungs- und Drainagemaßnahmen im luftseitigen Dammkörperbereich besonders wichtig – und destabilisierende Strömungskräfte möglichst gering zu halten bzw. die Strömung im luftseitigen

Dammkörper in Richtung Entspannungsschicht im Dammaufstandsbereich umzulenken.

Bereiche ohne Fenster in der Dichtwand:

- Bei intakter, ausreichend tief in den Stauer (Neogen) einbindender Dichtwand, findet der Abbau der hydraulischen Gradienten vorwiegend in der Dichtwand und je nach Durchgängigkeit, Dicke und Durchlässigkeit auch in der Schicht SKI im Bereich des Beckenbodens bzw. der wasserseitigen Dammaufstandsfläche statt. Deshalb reichen im Bereich des luftseitigen Dammaufstandsbereiches geometrisch und materialspezifisch etwas reduzierte Entspannungsmaßnahmen.
- Mögliche Fehlstellen in der Dichtwand (im Bereich des Stützkörpers, der Schicht SKI, SKIII oder im Einbindebereich ins Neogen) führen qualitativ zu ähnlichen Folgen wie sie oben für den Bereich mit Fenstern beschrieben sind. Quantitativ (= Ausbildung und Ausbreitung der hydraulischen Gradienten und Menge der durchströmenden Wässer) hängen die Ausbildungen dann sehr von der Größe, der Art und Lokalität einer derartigen möglichen Fehlstelle ab.

Bezüglich der ermittelten Sickerwassermengen für die verschiedenen untersuchten Fälle wird zusammenfassend die Tabelle 12 aus [13], Kap.6.5.6 dargestellt.

Profil	Sickerwassermenge [l/slfm]		Sickerwassermenge bei Schadstellen [l/slfm]	
	Fenster SKIII	ohne Fenster SKIII	Fenster SKIII	ohne Fenster SKIII
RTR_Becken 2 QPF_1	~ 1,42	~ 7,6 x10 ⁻³	~ 1,43	~ 1,03
RTR_Becken 2 QPF_4	~ 1,70	~ 7,4 x10 ⁻³	~ 1,70	~ 1,14
RTR_Becken 2 QPF_5	~ 1,25	~ 6,9 x 10 ⁻³	~ 1,27	~ 0,82
RTR_Becken 2 QPF_7	~ 1,22	~ 5,9 x10 ⁻³	~ 1,23	~ 0,87
RTR_Querdamm QPF_3	~ 1,22	-	~ 1,23	-
RTR_Becken 1 Ost QP_18-19	-	~ 6,3 x10 ⁻³	-	~ 0,84
RTR_Becken 2 QP_9	-	~ 6,6 x10 ⁻²	-	~ 0,75

Ergebnis der ermittelten Sickerwassermengen (Tabelle 12 aus [13], Kap.6.5.6)

Bezüglich der zusammenfassenden Bewertung der Durchströmungsberechnungen wird folgender Auszug aus Kap.6.5.10 aus [13] zitiert:

Fenster im Schichtenkomplex SKIII:

Aufgrund der hohen Wasserdurchlässigkeit des kiesigen Schichtenkomplexes SKIII ist davon auszugehen, dass sich die instationären Verhältnisse den berechneten stationären Verhältnissen annähern. Zur Einhaltung verträglicher Gradienten im luftseitigen Böschungsbereich (vgl. Abschnitt 6.5.7.) sind die Bodenmaterialien des feinkörnigen Schichtenkomplexes SKI im Bereich der luftseitigen Dammaufstandsfläche zur Gänze bis zu den kiesigen Bodenmaterialien des Schichtenkomplexes SKIII mit dem Material der Flächendränage auszutauschen.

Ein Bodenaustausch der Bodenmaterialien des Schichtenkomplexes SKI im wasserseitigen Böschungsbereich wird aufgrund der Erhöhung der luftseitigen Gradienten sowie auch der wasserseitigen Gradienten im Schichtenkomplex SKIII nicht in Erwägung gezogen. Die Mindeststärke des Schichtenkomplexes SKI in der Dammaufstandsfläche der wasserseitigen Böschung hat ca. 0,50 m zu betragen. Ist dies nicht der Fall bzw. kommt die wasserseitige Dammaufstandsfläche bereits im kiesigen Schichtenkomplex SKIII zu liegen, ist eine ca. 0,50 m starke Schicht, vergleichbar zum Schichtenkomplex SKI herzustellen.

ohne Fenster im Schichtenkomplex SKIII:

Aufgrund der abdichtenden Wirkung des zentralen Dichtelementes ist davon auszugehen, dass keine Durchströmung des Stauers bzw. des zentralen Dichtelementes erfolgt (vgl. auch Abschnitt 6.7.). Seitens der Unterzeichnenden wird in der Dammaufstandsfläche eine ca. 0,50 m starke luftseitige Flächenentlastung mit bis zu zwei zusätzlichen Gräben (Breite ca. 0,80 m) bis zum kiesigen Schichtenkomplex SKIII zur luftseitigen Entlastung vorgesehen. Die Flächenentlastung hat einen Wasserdurchlässigkeitsbeiwert $k_f \geq 5,0 \times 10^{-5}$ m/s aufzuweisen und kann im günstigsten Fall mit dem Stützkörpermaterial hergestellt werden. Auch wenn diese Maßnahme bei einem einwandfreien zentralen Dichtelement nicht erforderlich scheint, wird im Falle einer Schadsstelle die Erosionssicherheit in der luftseitigen Böschung maßgeblich erhöht. Unter Berücksichtigung dieses „Worst Case“ Lastfalles wird die Filterstabilität nicht weiter berücksichtigt und kein Filtervlies vorgesehen. Dadurch kann mit einer bautechnisch einfachen und kostenintensiven Maßnahme die Standsicherheit im Schadensfall maßgeblich erhöht werden.

Bewertung durch den SV für Dammbau:

Die Prüfung und Bewertung der Durchströmungsberechnungen durch den SV für Dammbau konnte nur oberflächlich erfolgen, da alleine die Anlage 2 des Geotechnischen Berichts mit den Ergebnissen der Durchströmungsberechnungen ca. 490 Beilagen (davon 485 Berechnungsblätter umfasst).

Die sehr umfangreichen und detaillierten Durchströmungsberechnungen auf Basis derer für verschiedenste Variationsrechnungen (z.B. Variation der Durchlässigkeiten in den einzelnen Bodenschichten, Annahme von Fehlstellen im zentralen Dichtelement, Variation der Verhältnisse in der Bodenschicht SKI) die hydraulischen Gradienten und Wasser-Durchflussmengen ermittelt werden konnten, dienen als Grundlage für die letztlich geplanten Entspannungs- und Drainagemaßnahmen im Bereich und unterhalb des luftseitigen Dammkörpers. Durch diese Entspannungs- und Drainagekörper wird durch die erwirkte Reduktion von Porenwasserdrücken im und unterhalb des luftseitigen Dammkörpers die Standsicherheit von diesem für die verschiedenen Lastfälle sichergestellt. Auch wird mittels dieser Entspannungs- und

Drainagemaßnahmen im Hinblick auf Erosion und Suffosion, bestmöglich Zustände höherer Sicherheit im und unterhalb des Bereichs der Dammkörpers erzielt. Durch die geplanten Entspannungs- und Drainagemaßnahmen ist für verschiedene Lastfälle (bzw. Annahmen von „Fehlstellen“) jedoch eine gewisse Erhöhung der im Einstaufall zu erwartenden Wassermengen im Bereich des luftseitigen Dammfußes zu erwarten.

Von besonderer Bedeutung ist jedenfalls der bis in die Schicht SKIII geplante Drainagekörper unterhalb des luftseitigen Dammfußes. Dieser stellt eine effektive Entspannung und Reduktion der Porenwasserdrücke unterhalb und im Bereich des luftseitigen Dammfußes sicher und führt auch zu einer effektiven Porenwasserdruckentspannung unterhalb des luftseitigen Dammvorlandes. Bezüglich der Stabilität des luftseitigen Dammkörpers und Dammvorlandes sind die hochwertigen und gesichert in/an die Schicht SKIII reichenden Drainagekörper sicherzustellen. Auflage

2.3.5. Stationäre Durchströmungsberechnungen Dämme (Zulaufmulde)

Für die Zulaufmulde im Süden des Projektareals wurden ebenfalls umfangreiche Durchströmungsberechnungen durchgeführt. Nach Untersuchung und Ausscheidung der Errichtung eines zentralen Dichtelementes in den Dämmen der Zulaufmulde wurde die letztlich geplante Oberflächenabdichtung mittels 75 cm dicker Abdichtungsschicht in der Sohle und der wasserseitigen Böschung der Zulaufmulde näher untersucht. Wiederum wurden umfangreiche Variationsberechnungen (Variation der Durchlässigkeiten der verschiedenen Bodenschichten, Annahme von Fehlstellen in der Oberflächendichtschicht etc.) durchgeführt. Die entsprechenden Beschreibungen der Berechnungen, der untersuchten Variationen und der Ergebnisse finden sich in Kap.6.6.2 in [13]. Die berechneten Lastfälle und Berechnungsansätze sowie die detaillierten Berechnungsergebnisse sind der Anlage 2, Beilage 491 bzw. Beilage 458 bis 477 zu entnehmen.

Die Untersuchungen zeigen, dass bei qualitativ hochwertiger Ausführung der Abdichtungsmaßnahmen eine sichere und hinsichtlich Erosion stabile Abdichtungslösung in der Planung entworfen wurde.

Ergänzend werden in [13], Kap.6.7 noch die Ergebnisse von instationären Durchströmungsberechnungen zur Abschätzung der zeitlichen Durchströmung der Dammbauwerke bzw. Abdichtungselemente beschrieben.

2.3.6. Standsicherheitsberechnungen

Die Grundlagen und Ergebnisse der durchgeführten Standsicherheitsuntersuchungen werden in Kap.6.8 in [13] ausgeführt. Die Beschreibung der untersuchten Berechnungsprofile finden sich in diesem Abschnitt, die Lage der untersuchten

Profile in Beilage 1, Anlage 6 in [13]. Bei der Untersuchung der Standsicherheit im Einstaufall wurden die wirkenden Strömungskräfte (aus den Ergebnissen der stationären Durchströmungsberechnungen) berücksichtigt. Hinsichtlich der zugrunde gelegten Wasserstände (BHQ und SHQ) wird in [13], Kap.5.4 darauf hingewiesen, dass es während der Projektierungsphase zu einer Neuberechnung der Wasserspiegellagen kam (wobei der Letztstand für das SHQ erst im Sep. 2024 feststand). Aufgrund der i.A. sehr geringen Unterschiede der Wasserspiegel in den älteren zu den aktuellsten Berechnungen von nur wenigen cm, wurde nicht mehr für alle Querschnitte der Letztstand berücksichtigt. Die tabellarische Gegenüberstellung der Berechnungsergebnisse der Wasserstände für HQ100, BHQ und SHQ ist der Tabelle 8 in [13] zu entnehmen.

Für die Untersuchung der Erdbebenlastfälle wurden neben den Erdbebenbeschleunigungen für OBE und MCE (Erdbebenberechnung von Talsperren, Band 2, Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Österreichische Staubeckenkommission, 1996) auch Erdbebenbeschleunigungen für das 5.000- und 10.000-jährliche Erdbeben aus dem Gefährdungsmodell 2019 der Geosphere Austria im Sinne einer Sensitivitätsbetrachtung untersucht. (Die Ergebnisse für das 5.000- und 10.000-jährliche Erdbeben haben keinen bindenden Charakter für die Auslegung der Hochwasserrückhalteanlage.)

Seitens des SV für Dammbau (Marte) wurden keine eigenen Standsicherheitsberechnungen durchgeführt, sondern lediglich eine Plausibilitätsprüfung der Berechnungen der GEO TEST vorgenommen.

Die Standsicherheitsberechnungen für den Dammkörper wurden analytisch mittels Lamellenverfahren nach Bishop für kreisförmige Versagenskörper und für ausgewählte polygonale Bruchfiguren mittels dem Programm GGU-Stability Version 12.16 nach dem Globalen Sicherheitskonzept für die Dammprofile 1 und 2 durchgeführt.

Wie in Kap.6.8 in [13] ausgeführt, wurden die Berechnungen für polygonale Gleitflächen mit reduzierten Scherparametern zwischen Vlieslage und Bodenmaterial ausgeführt (85 % der Kohäsion bzw. den Tangens des Reibungswinkels der Bodenmaterialien).

Die detaillierten Berechnungsergebnisse für die Standsicherheitsuntersuchungen sind der Anlage 3 des Geotechnischen Berichts [16] zu entnehmen.

Kombination der Einwirkungen - Lastfallklassen

Entsprechend der Richtlinie zum Nachweis der Standsicherheit von Staudämmen der Österreichischen Staubeckenkommission erfolgt die Kombination der Einwirkungen in den 3 Lastfallklassen.

Lastfallklasse I – Planmäßige Einwirkungen (Regellastfälle):

Bei der Lastfallklasse I werden folgende Einwirkungen berücksichtigt:

- Eigenlasten von Baustoffen und Bauteilen,
- Wasserlasten und Porenwasserdrücke, die sich durch die Staulagen bis zum Stauziel ergeben, inkl. raschem Abstau
- Verkehrslasten,

Für sämtliche Nachweise der Lastfallklasse I muss eine (globale) Mindestsicherheit von $\eta = 1,3$ erreicht werden.

Lastfallklasse II – Außerplanmäßige Einwirkungen (Ausnahmelastfälle):

Bei der Lastfallklasse II ist eines der folgenden Ereignisse mit den Einwirkungen der Lastfallklasse I zu überlagern:

- Vollstau und Rasche Absenkung des Staus,
- OBE-Anregung,
- Lastfälle mit Porenwasserüberdrücken.

Für sämtliche Nachweise der Lastfallklasse II muss eine (globale) Mindestsicherheit von $\eta = 1,2$ erreicht werden.

Lastfallklasse III – Extreme Einwirkungen (Sonderlastfälle):

Bei der Lastfallklasse III ist die MCE-Anregung ohne Einstau der Becken und die Auswirkung möglicher Schadstellen (Sensitivitätsanalyse) bei Vollstau der Becken zu untersuchen.

Für sämtliche Nachweise der Lastfallklasse III muss eine (globale) Mindestsicherheit von $\eta = 1,1$ erreicht werden.

Erdbeben

Hinsichtlich seismischer Aktivität erstreckt sich die markanteste Störung bzw. der aktivste Bruch entsprechend den Ausführungen in [8] von Seebenstein über Wiener Neustadt und Ebreichsdorf bis Schwadorf. Auswertungen des Erdbebens von Ebreichsdorf im Juli 2000 zeigten, dass es sich hierbei um eine Tiefenstörung handelt die bei ca. 60 km Tiefe beginnt und sich bis zu 10 km in die Tiefe erstreckt. Entlang dieser Störung wurden die stärksten Beben Österreichs mit Intensitäten bis zu 8 lt. EMS-98 (Europäische Makroseismische Skala) registriert. Das Projektgebiet befindet sich im westlichen Randbereich dieser Störungszone (siehe [8] Abb.3).

Wie einleitend in diese Unterkapitel beschrieben wurden neben dem OBE (Operation Basis Earthquake) und MCE (Maximum Credible Earthquake) auch SEE-Ereignisse (Safety Evaluation Earthquake) für eine 5.000 und 10.000 Jährlichkeit untersucht.

In den Berechnungen wurden die Effektivbeschleunigungen (= 70% der Maximalbeschleunigungen) angesetzt. Für die Vertikalkomponente der Beschleunigungswerte wurden 2/3 der effektiven Horizontalbeschleunigungen berücksichtigt.

In [13], Kap.5.4, Tab.7) sind die den Berechnungen zugrunde gelegten Beschleunigungen für die untersuchten Erdbebenlastfälle aufgelistet.

Erdbeben	Max. horizontale Beschleunigung $e_{h,max}$	Eff. Horizontale Beschleunigung $e_{h,eff} (0,7e_{h,max})$	Eff. Vertikale Beschleunigung $e_{v,eff} (2/3e_{h,eff})$
OBE - Anregung	1,12 m/s ²	0,78 m/s ²	0,52 m/s ²
MCE - Anregung	1,70 m/s ²	1,19 m/s ²	0,79 m/s ²
5.000-jährliches Erdbeben	3,12 m/s ²	2,18 m/s ²	1,46 m/s ²
10.000-jährliches Erdbeben	4,00 m/s ²	2,80 m/s ²	1,87 m/s ²

Beschleunigungen für die untersuchten Erdbebenlastfälle aus [13], Kap.5.4, Tab.7

Eine Entfestigung der Bodenmaterialien wird für den Erdbebenlastfall nicht angenommen. Für die feinkörnigen Bodenmaterialien der Schichtenkomplexe SKI und SKIV wird neben effektiven Scherparameter auch die undrainierte Scherfestigkeit zu Berücksichtigung des undrainierten Zustandes untersucht.

Standsicherheitsnachweise für die Dammbauwerke der beiden Rückhaltebecken:

In Tab.17 in [13] werden die berechneten Lastfälle, die zugehörigen Lastfallklassen und angewandte Berechnungsmodelle aufgelistet.

Dammböschung	Lastfall	Lastfallklasse	Berechnungsmodell
luftseitig	stationärer Einstau HQ100	I $\eta \geq 1,3$	kreisförmige Gleitflächen nach Bishop polygonale Gleitflächen nach Janbu
	stationärer Einstau BHQ (HQ5.000)	II $\eta \geq 1,2$	kreisförmige Gleitflächen nach Bishop
	stationärer Einstau HQ100 Rückgang BHQ (HQ5.000) auf GOK	II $\eta \geq 1,2$	kreisförmige Gleitflächen nach Bishop
	stationärer Einstau HQ100 Erdbeben OBE	II $\eta \geq 1,2$	kreisförmige Gleitflächen nach Bishop polygonale Gleitflächen nach Janbu
	stationärer Einstau SHQ	III $\eta \geq 1,1$	kreisförmige Gleitflächen nach Bishop
	ohne Einstau Erdbeben MCE	III $\eta \geq 1,1$	kreisförmige Gleitflächen nach Bishop
	Schadstelle im Dichtelement	- $\eta \geq 1,0$	kreisförmige Gleitflächen nach Bishop
wasserseitig	stationärer Einstau HQ100	I $\eta \geq 1,3$	kreisförmige Gleitflächen nach Bishop
	Rasches Absinken für bis zu 4 Einstauhöhen (Ausgang HQ100)	I $\eta \geq 1,3$	kreisförmige Gleitflächen nach Bishop polygonale Gleitflächen nach Janbu
	Rasches Absinken (Ausgang HQ100) Erdbeben OBE	II $\eta \geq 1,2$	kreisförmige Gleitflächen nach Bishop polygonale Gleitflächen nach Janbu
	ohne Einstau Erdbeben MCE	III $\eta \geq 1,1$	kreisförmige Gleitflächen nach Bishop polygonale Gleitflächen nach Janbu

Berechnete Lastfälle, zugehörige Lastfallklassen und angewandte Berechnungsmodelle, Tabelle 17 in [13]

Die Berechnungsergebnisse für die in Tabelle 17 dargestellten Berechnungsfälle sind in der Anlage 3, Beilage 163 bis 168 [16] zusammengefasst. Die Geometrie der Berechnungsprofile und Bodenschichten sind in der Anlage 3, Beilage 1 bis 87 und 117 bis 122 in [16] dargestellt.

Ergebnisse der Standsicherheitsberechnungen:

Die erforderlichen Standsicherheiten für den Regellastfall konnten für die Luftseite der Dämme für kreisförmige Gleitkörper mit deutlich größeren als den geforderten Sicherheitszahlen nachgewiesen werden (siehe Anlage 3 zum Geotechnischen Bericht, Beilage 1 bis 34 [16]). Für polygonale Gleitkörper ergeben sich für den Regellastfall ausreichende Standsicherheiten im luftseitigen Dammfußbereich. Für den OBE Erdbebenlastfall ergibt sich aufgrund der reduzierten Scherfestigkeit in der Vliesebene zwischen Drainage- und Stützkörper teilweise eine sehr geringfügige Unterschreitung der geforderten Sicherheitszahlen (Beilage 15 bis 19 in [16]). Der Nachweis des MCE-Lastfalls für polygonale Gleitkörper konnte in der Anlage 3 ([16] nicht gefunden werden.

Auf der Wasserseite konnten die erforderlichen Standsicherheiten mit einer gewissen Spezifizierung der Kennwerte ebenfalls nachgewiesen werden, wobei die Dicke des Belastungskörper (Wasserseite) und dessen Scherfestigkeit eine wesentliche Rolle

für die Höhe der Sicherheitszahlen spielt. Für die Schicht SKI wurde eine mit der Tiefe bzw. im Bereich der Dämme mit zunehmender Überlagerungshöhe (und somit Überlagerungsspannung) zunehmende Kohäsion von $c_{\min} = 1,5 \text{ kPa}$ bis in Schichttiefen von 0,5 m (ohne Überlagerung) bis $c_{\max} = 7,5 \text{ kPa}$ (bei einer Dammüberlagerung von $> 2,5 \text{ m}$ Schütthöhe) bei einem konstanten Reibungswinkel von $\varphi' = 25^\circ$ für diese Bodenschicht angenommen, damit die erforderlichen Sicherheitszahlen erzielt werden konnten.

Für den Lastfall rasches Absenken, wurden für den Regellastfall die geringsten Sicherheitszahlen ($\eta =$ bzw. geringfügig $> 1,3$) ermittelt. Für die Überlagerung Lastfall Rasches Absenken und OBE-Erdbebenanregung betragen die niedrigsten ermittelten Sicherheitszahlen wiederum geringfügig $<$ der geforderten Werte von $\eta = 1,2$ (siehe z.B. Beilage 40 in [16]). Für den MCE-Lastfall konnten ausreichende Sicherheiten nachgewiesen werden (eine Überlagerung mit dem Einstaufall ist hierbei nicht erforderlich und wurde auch nicht untersucht).

Bei nicht ausreichender Filterstabilität zwischen Stützkörper und Belastungskörper auf der Wasserseite ist ein Filtervlies zu verlegen. Die Berechnungen mit polygonalen Gleitflächen, unter Berücksichtigung der OBE-Einwirkung zeigen, dass hierfür Coulomb'sche Scherparameter für den Belastungskörper mit $\varphi' = 37,5^\circ$ und $c = 0,75 \text{ kN/m}^2$ (im Vergleich zu den ursprünglichen Annahmen von $\varphi' = 35^\circ$ und $c = 0 \text{ kN/m}^2$) sowie für den Stützkörper $\varphi' = 35^\circ$ und $c = 3,5 \text{ kN/m}^2$ (im Vergleich zu den ursprünglichen Annahmen von $\varphi' = 35^\circ$ und $c = 2,5 \text{ kN/m}^2$) sicherzustellen sind ([13], Kap.6.8), damit die erforderlichen Standsicherheiten (annähernd) nachgewiesen werden können.

Sämtliche Berechnungsergebnisse mit Anmerkungen über die wesentlichen Berechnungsannahmen sind den Beilagen 163 bis 167 in Anlage 3 des Geotechnischen Berichts [16] zu entnehmen.

Bewertung durch den SV für Dammbau:

Die festgelegten Scherparameter sind, wie bereits oben ausgeführt worden plausibel. Auch die angenommenen spannungsabhängigen (bzw. überlagerungsabhängigen) Kohäsionswerte für die Schicht SKI wie sie den Standsicherheitsuntersuchungen zugrunde gelegt wurden sind nachvollziehbar und in einem realistischen Bereich festgelegt.

Für die Festlegung der abgeminderten Scherparametern für den Fall eines erforderlichen Trennvlieses zwischen dem wasserseitigen Stütz- und Belastungskörper ist folgendes zu beachten: Der Stützkörper wurde bei dieser Untersuchung von den ursprünglichen $\varphi' = 35^\circ$ und $c = 2,5 \text{ kN/m}^2$ auf $\varphi' = 35^\circ$ und $c = 3,5 \text{ kN/m}^2$ erhöht, die Scherparameter für den Belastungskörper wurden $\varphi' = 35^\circ$ und $c = 0 \text{ kN/m}^2$ auf $\varphi' = 37,5^\circ$ und $c = 0,75 \text{ kN/m}^2$ erhöht, um eine ausreichende Sicherheit nachweisen zu können. Dadurch ergeben die auf 85% reduzierten Wert

der Scherfestigkeiten für beide anstehenden Schüttzonen – Stützkörper und Belastungskörper vergleichbar große, reduzierte Scherwiderstände in der Vliesebene. Die erhöhten Scherfestigkeiten im Stützkörper insbesondere aber im Belastungskörper sind im Zuge des Dammbaus zu evaluieren und nachzuweisen. Auflage

Können diese Mindestwerte an Scherfestigkeit nicht nachgewiesen werden sind die Nachweise neuerlich zu führen, wobei die auf 85% reduzierte Scherfestigkeit in der Vliesebene durch jenes der beiden Materialien bestimmt wird, welche zu einer geringeren Sicherheitszahl (für die Standsicherheit) führt.

Der Nachweis des MCE-Lastfalls für polygonale Gleitflächen (z.B. auf der Luftseite des Dammkörpers) ist nachzuführen. Auflage

In den Standsicherheitsberechnungen zeigen planare Trenn-/Drainagevliesebenen mit reduzierten Scherfestigkeiten in der Geokunststoffebene die oftmals geringsten (lokal auch zu geringe) Sicherheitszahlen. Sollten sich die Standsicherheitsnachweise nicht ausgehen, bzw. können die erforderlichen Scherparameter in den beidseitig der Geokunststoffebenen anstehenden Dammschichten im Zuge der Ausführung nicht (ausreichend) nachgewiesen werden, wird empfohlen (wo erforderlich) eine leicht abgetreppte Bauweise in der Kontaktzone auszuführen, sodass ein planares Gleiten entlang einer durchgehenden Geokunststoffebene nicht mehr möglich ist.

Grundsätzlich aber wird empfohlen bereits bei der Materialgewinnung (auf der Deponie Leni I) eine bestmögliche Trennung der Schüttmaterialien vorzunehmen. Wie die Untersuchungen der Filterstabilität zwischen geplantem Schüttmaterial und Belastungsmaterial gezeigt hat (siehe Kap.7.3.8 in [13]), ist die Filterstabilität zwischen den beiden Materialien nur für bestimmte (feinkornreiche Korngemische des Stützmaterials) nicht gegeben. In vielen Fällen ist eine ausreichende Filterstabilität gegeben und nachweisbar. Für solche Fälle kann auf ein Filtervlies in der Kontaktfläche der beiden Materialien verzichtet werden, was eine deutliche Erhöhung der Standsicherheit bewirkt. (Aushubmaterialien mit höherem Feinkornanteil, für welche die Filterstabilität zwischen Stützkörper und Belastungskörper nicht nachgewiesen werden kann und die deshalb den Einbau eines Filtervlieses erfordern, kann sodann für geringe Dammhöhen verwendet werden, wo der Einfluss auf die Standsicherheit deutlich geringer ist.)

Aufgrund der auf die Standsicherheit ungünstigen Auswirkung eines Trennvlieses zwischen Stützkörpermaterial und Belastungsmaterial sind für höhere Dammschnitte feinkornärmere Dammbaustoffe aus der Aushubdeponie Leni I zu verwenden, sodass auf ein Trennvlies (bei höheren Dammschnitten) möglichst verzichtet werden kann. Diskussion

Im Zuge der Bauausführung sind die angenommenen Festigkeiten für die einzelnen Dammmzonen wie auch die angetroffenen Untergrundschichten zu verifizieren und bei einer Verringerung der vorhandenen Kennwerte die Standsicherheitsnachweise neuerlich zu führen. Auflage

Der Ansatz von undrainierten Scherfestigkeiten zur ergänzenden Untersuchung der Standsicherheiten für den Nachweis der Erdbebenlastfälle wird ist ebenfalls plausibel angesehen, da im Erdbebenfall (örtlich) von einem kontraktanten Verhalten und somit der Entwicklung von Porenwasserüberdrücken in gering durchlässigen Bodenschichten auszugehen ist.

Standsicherheitsnachweise für die Dammbauwerke der Zulaufmulde:

Die Standsicherheitsuntersuchungen für die Dammbauwerke der Zulaufmulde werden in Kap.6.9 des Geotechnischen Berichts [13] beschrieben und deren Ergebnisse diskutiert. Die untersuchten Berechnungsprofile sind in der Anlage 6, Beilage 1 [19] des Geotechnischen Berichts dargestellt. Detaillierergebnisse sind der Anlage 3 zum Geotechnischen Bericht [13] ab Beilage 88 bis 116 zu entnehmen. Die Berechnungsergebnisse mit dem min. Sicherheitsbeiwert für die jeweiligen Berechnungsprofile ist der Beilage 167 und 168 zu entnehmen.

In Tab.18 in [13] werden die berechneten Lastfälle, die zugehörigen Lastfallklassen und angewandte Berechnungsmodelle aufgelistet.

Dammböschung	Lastfall	Lastfallklasse	Berechnungsmodell
wasserseitig	stationärer Einstau HQ100	I $\eta \geq 1,3$	kreisförmige Gleitflächen nach Bishop
	Rasches Absinken (Ausgang HQ100)	I $\eta \geq 1,3$	kreisförmige Gleitflächen nach Bishop
	stationärer Einstau BHQ (HQ5.000)	II $\eta \geq 1,2$	kreisförmige Gleitflächen nach Bishop
	Rasches Absinken (Ausgang HQ100) Erdbeben OBE	II $\eta \geq 1,2$	kreisförmige Gleitflächen nach Bishop
	stationärer Einstau SHQ	III $\eta \geq 1,1$	kreisförmige Gleitflächen nach Bishop
	ohne Einstau Erdbeben MCE	III $\eta \geq 1,1$	kreisförmige Gleitflächen nach Bishop

luftseitig	stationärer Einstau HQ100	I $\eta \geq 1,3$	kreisförmige Gleitflächen nach Bishop
	stationärer Einstau BHQ (HQ5.000)	II $\eta \geq 1,2$	kreisförmige Gleitflächen nach Bishop
	stationärer Einstau HQ100 Erdbeben OBE	II $\eta \geq 1,2$	kreisförmige Gleitflächen nach Bishop
	stationärer Einstau SHQ	III $\eta \geq 1,1$	kreisförmige Gleitflächen nach Bishop
	ohne Einstau Erdbeben MCE	III $\eta \geq 1,1$	kreisförmige Gleitflächen nach Bishop
	Schadstelle in der Oberflächenabdichtung	- $\eta \geq 1,0$	kreisförmige Gleitflächen nach Bishop

Berechnete Lastfälle, zugehörige Lastfallklassen und angewandte Berechnungsmodelle, Tabelle 18 in [13]

Die Ergebnisse der Standsicherheitsuntersuchungen für die Dammbauwerke des Zulaufkanals werden in [13], Kap.6.9 wie folgt zusammengefasst (Auszug):

Für die beschriebenen Ansätze kann eine entsprechende Standsicherheit der wasserseitigen und luftseitigen Böschungen nach [9] nachgewiesen werden. Unter der Berücksichtigung der getroffenen Annahmen und der erforderlichen Lastfallklassen ist eine entsprechende Sicherheit der wasserseitigen Böschungen für den OBE-Lastfall teilweise gerade noch darstellbar. Analog zum vorangegangenen Abschnitt wurde die Kohäsion des Stützkörpermaterials auf $3,5 \text{ kN/m}^2$ erhöht und eine Verdichtung der Dammaufstandsfläche ($\phi = 25,0^\circ$ und $c = 5,0 \text{ kN/m}^2$) angesetzt.

Der Lastfall Rasches Absinken für die luftseitigen Böschungen im Falle BHQ und SHQ wurde nicht geführt. Aufgrund der luftseitigen Böschungsfußdränge bzw. der vergleichbar geringen Dammhöhe ist von einer entsprechenden Standsicherheit auszugehen.

Bewertung durch den SV für Dammbau:

Die durchgeführten Standsicherheitsberechnungen zeigen plausible Berechnungsergebnisse. Wie bereits bei den Dammbauwerken für das Rückhaltebecken wurden für die Bodenschicht SKI für die unter den Dämmen verdichtete Aufstandsfläche wie auch für das Stützkörpermaterial etwas erhöhte Kohäsionswerte (siehe oben) angenommen, womit die geforderten Sicherheitszahlen auch für den Lastfall OBE überlagert mit den entsprechenden Hochwasserereignissen nachgewiesen werden konnten.

Untersuchungen zur Standsicherheit für SEE_{5000} und SEE_{10000} – Erdbebenlastfälle:

Ergänzend zu oben beschriebenen Erdbebenlastfälle wurden noch Standsicherheitsuntersuchungen für ein SEE_{5000} und SEE_{10000} – Ereignis durchgeführt (siehe hierzu auch [13], Kap.6.10 sowie die tabellarische Zusammenfassung der Detailergebnisse in [16], Beilage 169)

Folgende maximalen, horizontalen Bodenbeschleunigungen wurden angesetzt:

- 5.000-jährliches Erdbeben: $3,12 \text{ m/s}^2$
- 10.000-jährliches Erdbeben: $4,00 \text{ m/s}^2$

Daraus ergeben sich folgenden maßgebenden Beschleunigungsbeiwerte (Tabelle 19, Kap.6.10 in [13]):

Erdbeben	Max. horizontale Beschleunigung $e_{h,max}$	Eff. Horizontale Beschleunigung $e_{h,eff} (0,7e_{h,max})$	Vertikale Beschleunigung $e_{v,eff} (2/3e_{h,eff})$	Vielfaches der Erdbeschleunigung horizontal	Vielfaches der Erdbeschleunigung vertikal
5.000-jährliches	3,12 m/s ²	2,18 m/s ²	1,46 m/s ²	0,223 m/s ²	0,148 m/s ²
10.000-jährliches	4,00 m/s ²	2,80 m/s ²	1,87 m/s ²	0,285 m/s ²	0,190 m/s ²

Maßgebliche Erdbebenbeiwerte für das SEE₅₀₀₀ und SEE₁₀₀₀₀ – Ereignis (Tabelle 19, Kap.6.10 in [13])

Die Sicherheitszahlen reduzieren sich hierbei deutlich wobei tlw. Sicherheitswerte von knapp über 1,0 teilweise aber auch Werte von deutlich unter 1,0 ermittelt wurden ([16], Beilage 169). Im Detail kann für ein 5.000-jährliches Erdbeben für einen filterstabilen Stütz-/Belastungskörper (kein Filtervlies erforderlich) für die bisher getroffenen Annahmen die Standsicherheit gerade noch nachgewiesen werden (globale Sicherheitszahlen η geringfügig $> 1,0$). Sind Stützkörper und Belastungskörper nicht filterstabil, ist ein Abrutschen des Belastungskörpers für herkömmliche Vliese nicht auszuschließen. An der luftseitigen Böschung kann es ebenfalls im Bereich der Drainage zur Gleitflächenbildung für ein herkömmliches Vlies kommen. Für ein 10.000-jährliches Erdbeben ist die Entstehung von großflächigen Versagenskörpern im Belastungskörper (wasserseitig), als auch in der luftseitigen Böschung zu erwarten.

Für das Berechnungsprofil RTR_Becken 2 QP_9 wurde sodann eine Variationsrechnung mit erhöhten Scherparametern durchgeführt, um die Sensitivität der Sicherheitszahlen zu untersuchen. Folgende Adaption der Kennwerte wurde angenommen (Tabelle 20, Kap.6.10 in [13]).

Dammaustoffe	bisher festgelegte Bodenkennwerte		5.000-jährliches Erdbeben		10.000-jährliches Erdbeben	
	Kohäsion c [kN/m ²]	Reibungswinkel ϕ [°]	Kohäsion c [kN/m ²]	Reibungswinkel ϕ [°]	Kohäsion c [kN/m ²]	Reibungswinkel ϕ [°]
Stützkörper	3,5	35,0	7,5	35,0	10,0	35,0
Belastungskörper	0,75	37,5	3,0	38,5	5,0	40,0
Dränage	0,0	35,0	0,75	37,5	0,75	37,5

Variationsrechnung mit erhöhten Scherparametern (Tabelle 20, Kap.6.10 in [13])

In Tabelle 21, Kap.6.10 in [13] sind die Ergebnisse der Sicherheitszahlen für die ursprünglich angenommenen Kennwerte und die adaptierten Kennwerte für das Berechnungsprofil RTR_Becken 2 QP_9 zusammengefasst (Tabelle 21, Kap.6.10 in [13]).

	bisher festgelegte Bodenkennwerte		adaptierte Bodenkennwerte	
	5.000-jährliches Erdbeben	10.000-jährliches Erdbeben	5.000-jährliches Erdbeben	10.000-jährliches Erdbeben
wasserseitige Böschung kreisförmige Gleitflächen	$\eta_{\min} = 1,03$	$\eta_{\min} = 0,89$	$\eta_{\min} = 1,20$	$\eta_{\min} = \sim 1,09$
wasserseitige Böschung polygonale Gleitflächen Stützkörper-Belastungskörper nicht filterstabil	–	–	$\eta_{\min} = 1,00$	$\eta_{\min} = 0,95$
luftseitige Böschung kreisförmige Gleitflächen	$\eta_{\min} = 0,80$ (nur oberflächennah)	$\eta_{\min} = 0,68$	$\eta_{\min} = 1,18$	$\eta_{\min} = 1,01$
luftseitige Böschung polygonale Gleitflächen Vlies Drainage-Stützkörper	–	–	$\eta_{\min} = 1,16$	$\eta_{\min} = 1,08$

Ergebnisse der Variationsrechnung mit erhöhten Scherparametern, Tabelle 21, Kap.6.10 in [13]

2.4. Herstellung des Rückhaltebeckens und Bauwerke

2.4.1. Allgemeines

In Summe sind im Zuge der Errichtung des Hochwasserrückhaltebeckens Trumau laut Einreichunterlagen über 4,3 km Dammbauten (mit erforderlichen Rampen) mit einer Gesamt-Schüttkubatur von ca. 200.000 m³ zu errichten. Für das Rückhaltebecken sind die folgenden baulichen Anlagen zu errichten (Auszug aus [13], Kap.7.1):

- Dotationsbauwerk mit Rechen vor der Zulaufmulde
- Rechen am Ende der Zulaufmulde
- Auslaufbauwerk Becken 1 mit anschließendem Tosbecken
- Trennbauwerk Becken 2 - Becken 1 mit anschließendem Absetzbecken
- Pumpwerk Becken 2
- Rohrausleitung Pumpwerk in der Berme
- Ausleitungsgraben
- Rohrkopf Ausleitung
- Ausleitung 2x DN1200
- Überströmstrecke Querdamm

- Überströmtrecke Becken 2

Als Abdichtungsmaßnahme ist die Herstellung eines zentralen Dichtelements im Bodenmischverfahren geplant, welches von Herstellungsniveau geplante Dammkrone – ca. 0,8 m bis zur größten geplanten Tiefe eine Länge von ca. 12,5 m aufweist. Das zentrale Dichtelement ist auch unterhalb der im Dammbauwerk integrierten Betonbauwerke herzustellen. Der Anschluss an die Betonbauwerke soll nach Fertigstellung der Betonbauwerke und des zentralen Dichtelementes im Bodenmischverfahren mit dem Düsenstrahlverfahren erfolgen.

Der bestehende Auwald soll bis auf die Bereiche der geplanten (Damm-) Bauwerke erhalten bleiben. Um eine zukünftige Durchwurzelung der Dammkörper und auch eine leichtere Kontrollierbarkeit der wasserseitigen Dammböschungen sicherzustellen ist ein Abstand vom wasserseitigen Dammfuß bis zu den nächststehenden Baumstämmen von mind. 4 m vorgesehen [13], Kap.7.1.

Durch den bestehenden Auwald ist auch von entsprechendem Totholzaufkommen und somit Schwemmgut im Einstaufall auszugehen. Auch mit Wühltieren wie z.B. Dachs ist im Bereich des Auwaldes zu rechnen und somit für die sichere Errichtung und Erhaltung der Hochwasserschutzdämme zu berücksichtigen.

2.4.2. Dotationsbauwerk und Zulaufmulde

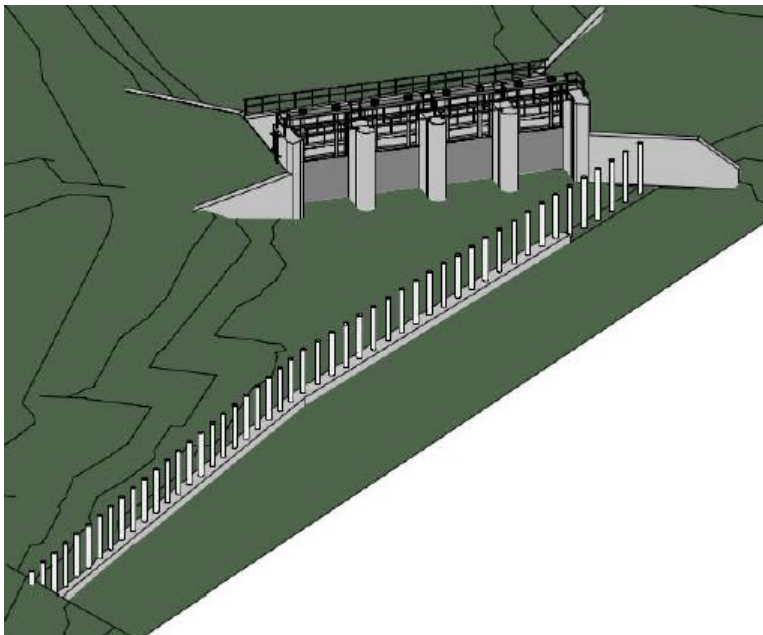


Abb.23: Geplantes Dotationsbauwerk mit Einlaufrechen ([13], Kap.7.5.1, Abb.32)

Im Bereich von ca. Fluss km 13+040 wird das Dotationsbauwerk für das Ruckhaltebecken Trumau errichtet. Im Bereich des derzeitigen Ufers, vor dem Dotationsbauwerk, ist ein ca. 74 m langer Rechen geplant (3D-Modell siehe folgende Abb.23 als Auszug [13], Kap.7.5.1, Abb.32). Der Beckeneinlauf wird über 4 Schütztafeln geregelt, das entsprechende Bauwerk mit der maschinellen Ausstattung

wird auf einer Stahlbetonplatte mit ca. 19,1 x 9,8 m im Grundriss gegründet. Die an dieses Bauwerk anschließenden, ca. 8,8 bzw. 12,6 m langen Flügelmauern sollen auf 1 m breiten Streifenfundamenten gegründet werden.

Die detaillierten Ausführungen zu diesem Bauwerk sind [13], Kap.7.5.1 zu entnehmen. Die detaillierten Schnitte sind aus voriger Quelle (Abb.33 und 34) in folgendem Auszug (Abb.24 und 25) dargestellt.

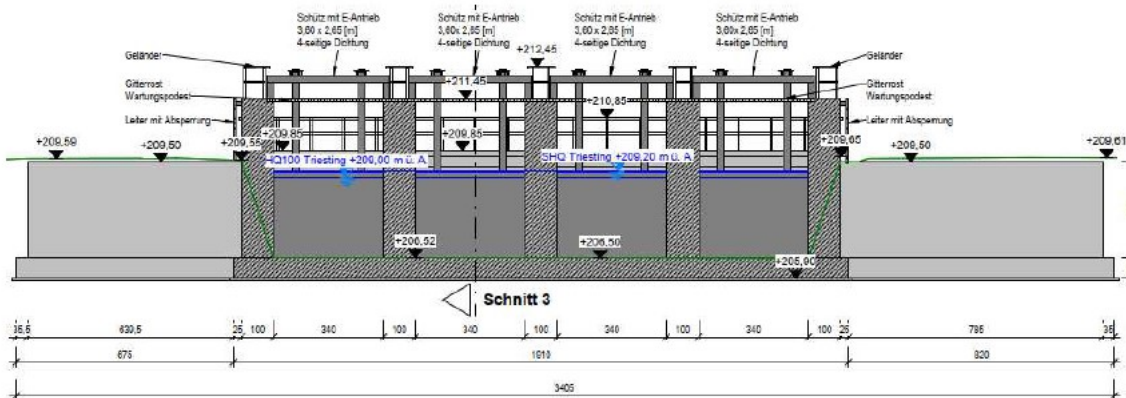


Abb. 33: Längenschnitt Dotationsbauwerk

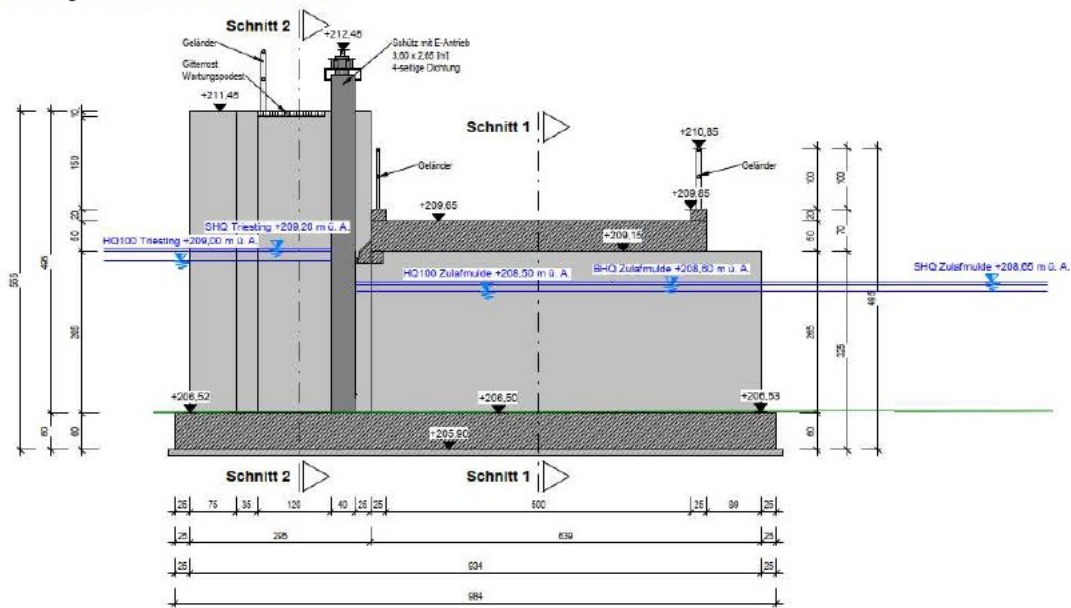


Abb. 34: Querschnitt Dotationsbauwerk

Abb.24 und 25: Schnitte durch das Dotationsbauwerk ([13], Kap.7.5.1, Abb.33 und 34)

Die Beschreibung der Anschlüsse an die Dammbauwerke der Triesting ist [13], Kap.7.5.1 zu entnehmen. Um einen starken Grundwasserzufluss im Hochwasserfall von der Trisiting unter dem Dotationsbauwerk zu verhindern, ist unterhalb des Dotationsbauwerk eine bis in den Stauer einbindende Dichtwand geplant, welche im Bodenmischverfahren ausgeführt werden soll (siehe Abb.26). Diese Dichtwand wird

in den an das Dotationsbauwerk anschließenden Dämmen zur Triesting hin verlängert. Um eine zu steife Gründung im Bereich der geplanten Dichtwand zu vermeiden wird im Anschlussbereich eine Pufferschicht in Form eines mit Schmalwandsuspension gefüllten Graben errichtet (siehe (Kap.7.5.1.7, Abb.36). Die detaillierte Beschreibung der Abdichtungsmaßnahmen beim Dotationsbauwerk und die geplante Bauablauf ist ebenfalls Kap.7.5.1.7 zu entnehmen.

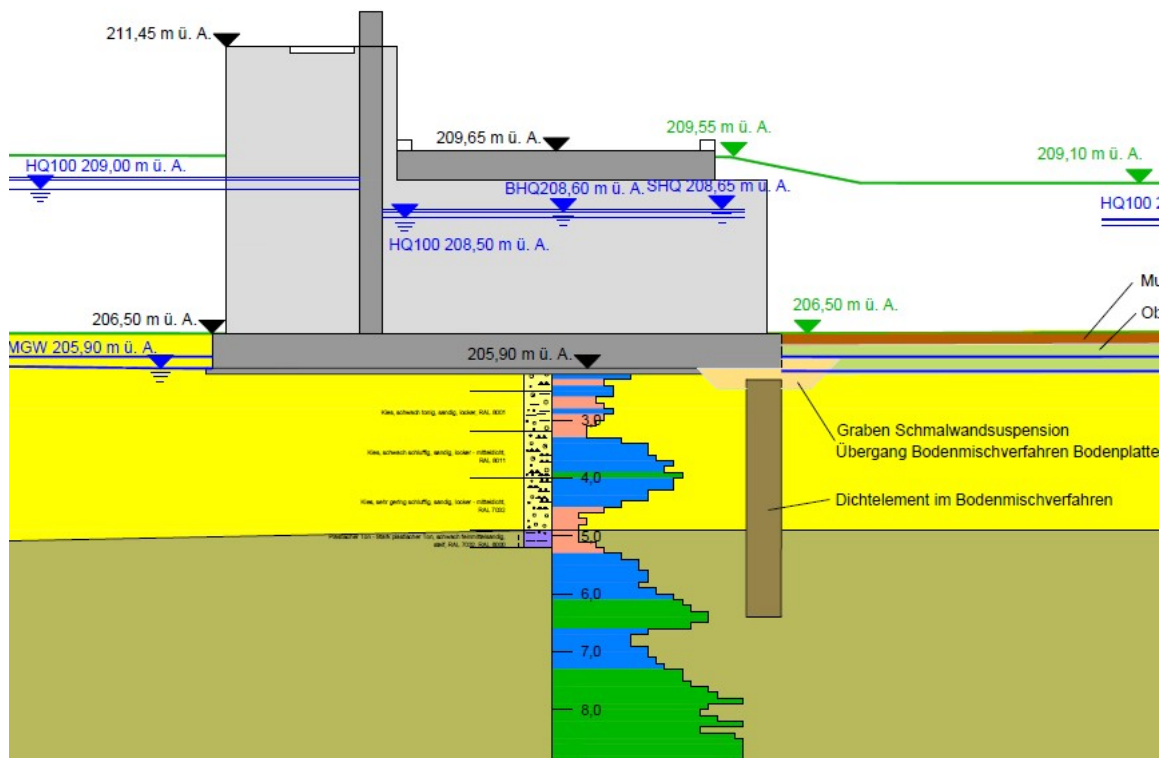


Abb.26: Schnitt durch das Dotationsbauwerk mit Dichtwand am nördlichen Rand des Bauwerkes ([13], Anlage 7, Beilage 1 des Geotechnischen Gutachtens)

Aus Abb.26 ist ersichtlich, dass bei erhöhtem Wasserstand in der Triesting, aber noch nicht beaufschlagter Zulaufmulde eine sehr unsymmetrische Belastung auf das Dotationsbauwerk wirkt (Wasserdruck von unten über die gesamte Breite der Bodenplatte), Eigengewicht des Bauwerkes, Wasserauflast nur im Zulaufbereich der Triesting). Der asymmetrische Lastfall (Hochwasserstand in der Triesting bei noch nicht beaufschlagter Zulaufmulde) ist mit Blick auf die Standsicherheit des Dotationsbauwerkes aber auch hinsichtlich eines ausreichend dichten Anschlusses der Dichtwand und des mit Schmalwandsuspension verfüllten Grabens an die Bauwerkssohle zu überprüfen und nachzuweisen. Auflage

Das vorgelagerte Rechenbauwerk soll laut Einreichunterlagen auf einem Streifenfundament gegründet bzw. die Rechenstäbe in einem auf das Streifenfundament aufgesetzten Betonbalken befestigt werden (siehe folgenden Auszug aus [13], Kap.7.5.1, Abb.35).

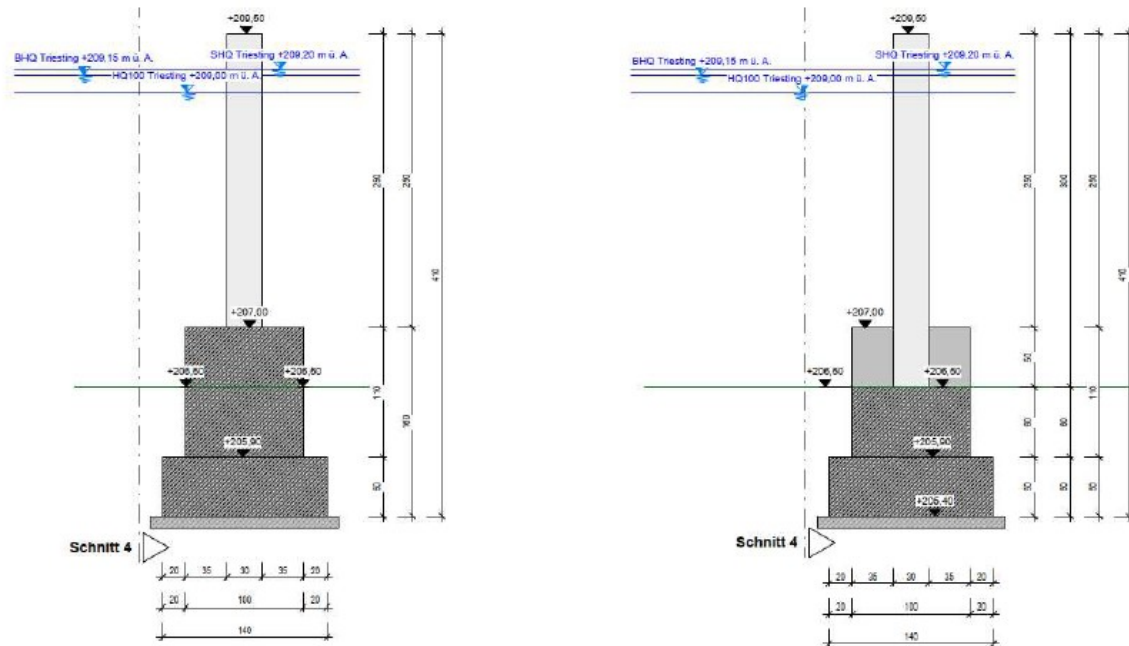


Abb.27: Schnitte durch die Rechenanlage ([13], Kap.7.5.1, Abb.35)

Im Geotechnischen Bericht in [13], Kap.7.5.1.5 wird kritisch darauf hingewiesen, dass mittels des geplanten Streifenfundamentes (ohne Tiefgründungselemente) für den Rechen, nur sehr geringe Horizontalkräfte in den Untergrund abgetragen werden können. Stattdessen wird empfohlen die einzelnen Rechenstäbe ausreichend tief in den Untergrund einzurammen. (Im Zuge der stattgefundenen Vorbesprechungen zu diesem Projekt wurde bezüglich der Einzelgründung der Rechenstäbe ein möglicher Nachteil darin gesehen, dass beim Verfangen von einzelnen Baum- oder Holzstämmen im Hochwasserfall im Rechen sehr große Hebelkräfte auf einzelne Stäbe wirken können, die zu einer großen Horizontalbelastung bzw. Biegebeanspruchung einzelner Stäbe führen würden. Aus dieser Diskussion ist die Verbindung der Stäbe über einen Balken entstanden. Stellt sich nun heraus, dass ohne Tiefgründungsmaßnahmen keine ausreichend sichere Gründung der Rechenanlage möglich ist, ist gegebenenfalls Eine Kombination aus Tiefgründung und einer Verbindung der Stäbe über einen Betonbalken zu überlegen. Bei der Variante der einzeln in den Untergrund eingerammten Rechenstäbe ist auch auf die Gefahr einer Kolkbildung bei Umströmung der Einzelstäbe zu achten, die zu einer Reduzierung der Einbindelänge in den Untergrund führen würde.

Für die Nachweisführung der Rechenanlage sind realistische Lasteinwirkungen (z.B. Kräfte aus sich in der Rechenanlage verfangenden Stämmen) zu berücksichtigen und die entsprechenden ULS und SLS Nachweise für eine sichere Gründung durchzuführen. Auflage

Bei einer Aushubsohle für die Errichtung des Dotationsbauwerkes von 205,80 m ü.A. und einer derzeitigen Geländeoberkante von ca. 208,00 bis 208,50 m (Niveau

Triestingsohle liegt bei 205,90 m ü.A.) werden Aushubtiefen von bis zu knapp 3 m erforderlich. Die Untergrundverhältnisse sowie das geplante Dotationsbauwerk ist in den Geotechnischen Schnitten in [20] (Anlage 7, Beilage 1 des Geotechnischen Berichts) dargestellt.

Für die Errichtung der Baugrube ist zur Tristing hin ein Baudamm (ausgelegt für ein HQ30) mit einer Kronenbreite von 3 m und für den Bereich der südlichen Flügelmauer ist eine Spundwand mit Einbidung bis in den Stauer zu errichten. Die Baugrubensicherungs- und Wasserhaltungsmaßnahmen sind in [13], Kap.7.5.1.3 genauer beschrieben.

Aus den Setzungsabschätzungen wurden für das Dotationsbauwerk Setzungen von knapp 1,5 cm ermittelt (Kap.7.5.1.4), welche als für das Bauwerk verträglich eingestuft werden.

Am nördlichen Ende der Zulaufmulde wird ein weiterer Rechen zur Abhaltung von Treibgut bei der Entleerung der Becken über die Zulaufmulde vorgesehen. Die Rechenstäbe sind wiederum mit runden Formrohren in einem Achsabstand von ca. 1,50 vorgesehen. Die freie Höhe des Rechens reduziert sich aufgrund des ansteigenden Geländes in der Zulaufmulde auf ca. 1,65 m, wodurch sich neben Anderem die auf die Einzelstäbe wirkenden Belastungen (z.B. Biegemomente) deutlich reduzieren.

2.4.3. Trennbauwerk (zwischen Becken 1 und Becken 2)

Die Lage des Trennbauwerkes im NE-lichen Eckbereich des Beckens 1 bzw. südöstlichen Eckbereichs von Becken 2 ist der Anlage 6 des Geotechnischen Berichtes ([19]) zu entnehmen. Der Grundriss ist in folgender Skizze (Abb.28) als Auszug aus [13], Kap.7.5.3, Abb.43 dargestellt.

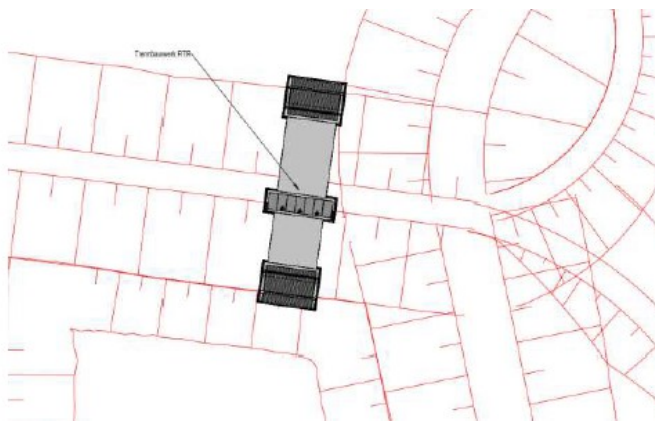


Abb.28: Grundriss des Trennbauwerkes ([13], Kap.7.5.3, Abb.43)

In Abb.29 (Auszug aus [13], Kap.7.5.3, Abb.44) ist ein Schnitt durch das Trennbauwerk dargestellt, der Geotechnische Schnitt mit dargestellten Untergrundverhältnissen ist Anlage 7, Beilage 3 des Geotechnischen Berichtes [20] zu entnehmen (Auszug hieraus in Abb.30 unten).

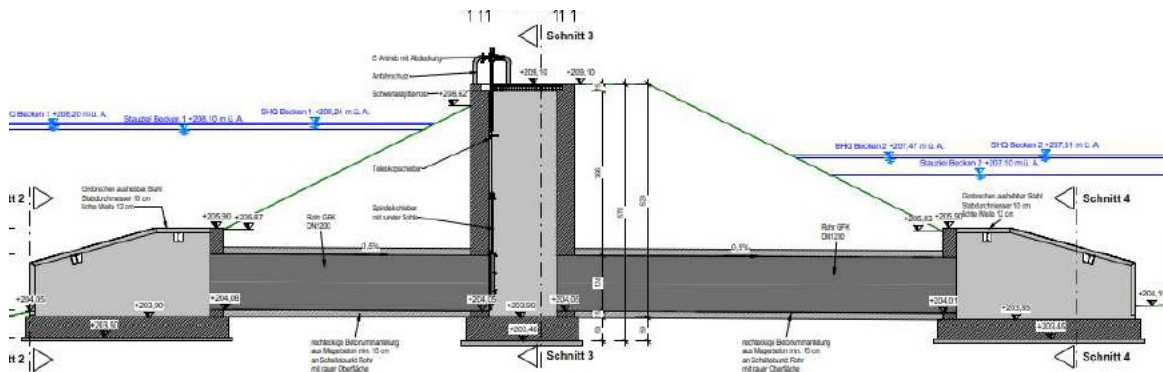


Abb.29: Schnitt durch des Trennbauwerk ([13], Kap.7.5.3, Abb.44)

Becken 1 – seitig (Abb.29 rechts) ist ein Absetzbecken vorgelagert und Becken 2 - seitig des Dammes (Abb.29 links), wird für das Einlaufbauwerk ein Grobrechen zur Abweisung von Treibgut vorgesehen. Hinsichtlich der einzelnen Bestandteile des Bauwerkes folgender Auszug aus [13], Kap.7.5.3:

- Bauwerkseinlauf mit Grobrechen gegründet auf einer Bodenpl. 6,30 x 4,50 m
- 3x GFK Rohr DN1200, rechteckig ummantelt mit Magerbeton (mit rauher Oberfläche und einer Mindeststärke am Rohrscheitel von 15 cm),
- Schieberbauwerk, gegründet auf einer Bodenplatte 7,50 x 2,30 m
- Bauwerksauslauf mit Grobrechen, gegründet auf einer Bodenplatte 6,30 x 4,50 m
- Einschüttung des Trennbauwerkes mit den Dammbaustoffen

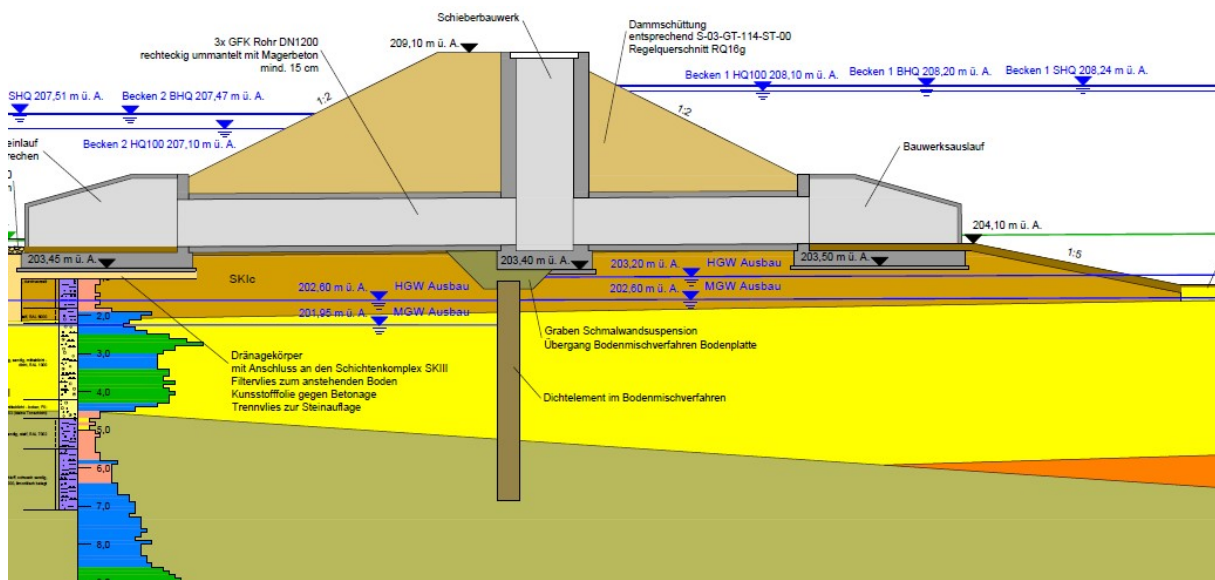


Abb.30: Schnitt durch des Trennbauwerk mit Untergrundverhältnissen ([20], Beil. 3)

Für die Gründung des Bauwerkes ist eine Vorbelastung des Untergrundes durch Überlastschüttungen vorgesehen, wodurch die abgeschätzten Gesamtsetzungen von knapp 10 cm und die zu erwartenden differentiellen Setzungen auf ein verträgliches Maß für das Bauwerk reduziert werden können. Die Vor-/Überlastschüttung wird auf ca. 120 kPa bemessen (was in etwa der höchsten Bodenpressung durch das Dammbauwerk entspricht). Durch die Vorlastschüttungen werden die zu erwartenden Setzungen wie auch differentiellen Setzungen für das Bauwerk in [13], Kap.7.5.3.4 mit ca. 1 cm abgeschätzt.

Die Herstellung der zentralen Dichtwand erfolgt nach Abtrag der Vorlastschüttung und vor Beginn des Betonbaus. Die detaillierten Ausführungen hinsichtlich des Anschlusses der Dichtwand an das Bauwerk und an die im Dammbereich fortsetzenden Dichtwände wird auf [13], Kap.7.5.3.4 und die dort angeführten Skizzen verwiesen.

Bezüglich einer Bewertung durch den SV für Dammbau wird auf das folgende Unterkapitel (Auslaufbauwerk Becken 1) verwiesen, in dem eine gemeinsame Bewertung für beide Bauwerke erfolgt.

2.4.4. Auslaufbauwerk Becken 1

Die Lage des Auslaufbauwerkes im NE-lichen Eckbereich des Beckens 1 ist der Anlage 6 des Geotechnischen Berichtes ([19]) zu entnehmen. Der Grundriss ist in folgender Skizze (Abb.31) als Auszug aus [13], Kap.7.5.2, Abb.38 dargestellt.

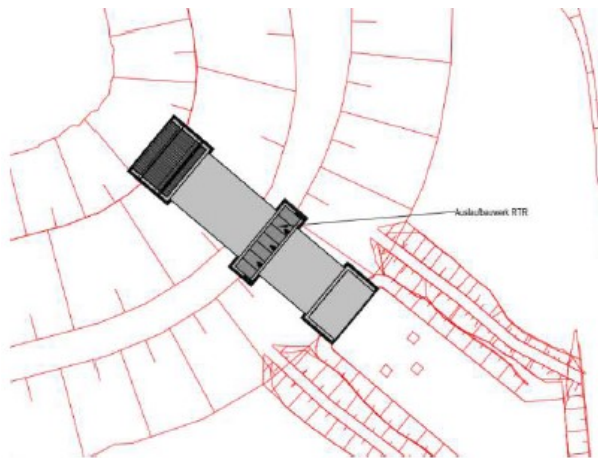


Abb.31: Grundriss des Auslaufbauwerkes ([13], Kap.7.5.2, Abb.38)

In Abb.32 (Auszug aus [13], Kap.7.5.2, Abb.39) ist ein Schnitt durch das Auslaufbauwerk dargestellt, der Geotechnische Schnitt mit dargestellten Untergrundverhältnissen ist Anlage 7, Beilage 2 des Geotechnischen Berichtes [20] zu entnehmen (Auszug hieraus in Abb.33 unten).

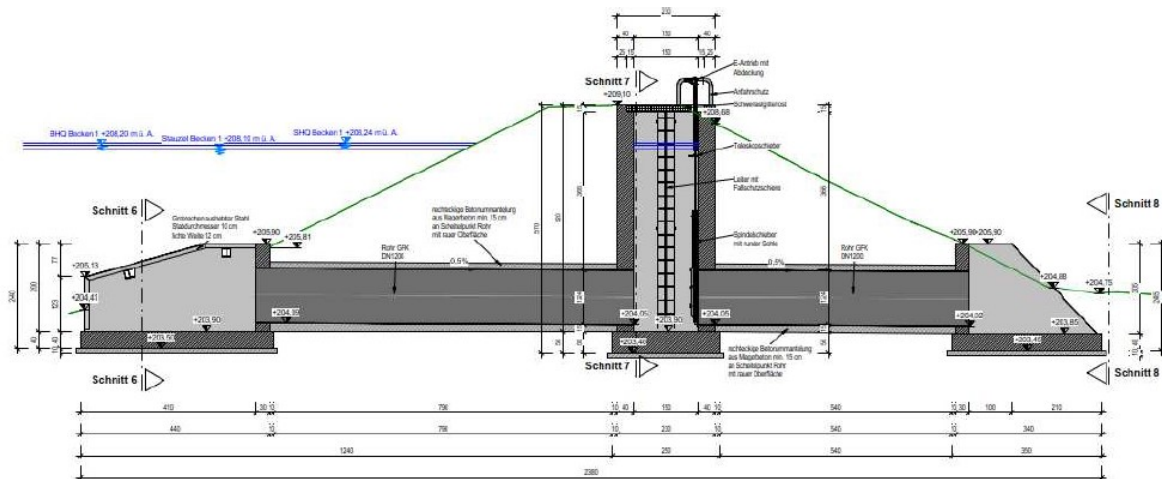


Abb.32: Schnitt durch des Auslaufbauwerk ([13], Kap.7.5.2, Abb.39)

Beckens 1 – seitig (Abb.32 links) ist ein Absatzbecken vorgelagert und luftseitig des Dammes (Abb.32 rechts), im Auslaufbereich des Bauwerkes ist das Tosbecken angeordnet. Im Einlaufbereich ist ein Rechen gegen Treibgut geplant. Hinsichtlich der einzelnen Bestandteile des Bauwerkes folgender Auszug aus [13], Kap.7.5.2:

- Bauwerkseinlauf mit Grobrechen gegründet auf einer Bodenpl. 6,10 x 4,50 m
- 3x GFK Rohr DN1200, rechteckig ummantelt mit Magerbeton (mit rauher Oberfläche und einer Mindeststärke am Rohrscheitel von 15 cm)
- Schieberbauwerk, gegründet auf einer Bodenplatte 7,50 x 2,30 m
- Bauwerksauslauf, gegründet auf einer Bodenplatte 6,10 x 3,50 m
- Einschüttung des Auslaufbauwerkes mit den Dammbaustoffen

Für die Gründung des Bauwerkes ist eine Vorbelastung des Untergrundes durch Überlastschüttungen vorgesehen, wodurch die abgeschätzten Gesamtsetzungen von knapp 10 cm und die zu erwartenden differentiellen Setzungen auf ein verträgliches Maß für das Bauwerk reduziert werden können. Die Vorlastschüttung wird auf ca. 120 kPa bemessen (was der höchsten Bodenpressung durch das Dammbauwerk entspricht). Durch die Vorlastschüttungen werden die zu erwartenden Setzungen wie auch differentiellen Setzungen für das Bauwerk in [13], Kap.7.5.2.4 mit ca. 1 cm abgeschätzt.

Die Herstellung der zentralen Dichtwand erfolgt nach Abtrag der Vorlastschüttung und vor Beginn des Betonbaus. Die detaillierten Ausführungen hinsichtlich des Anschlusses der Dichtwand an das Bauwerk und an die im Dammbereich fortsetzenden Dichtwände wird auf [13], Kap.7.5.2.4 und die dort angeführten Skizzen verwiesen.

Auslaufbauwerk Becken 1 - Ausbau, M 1:100

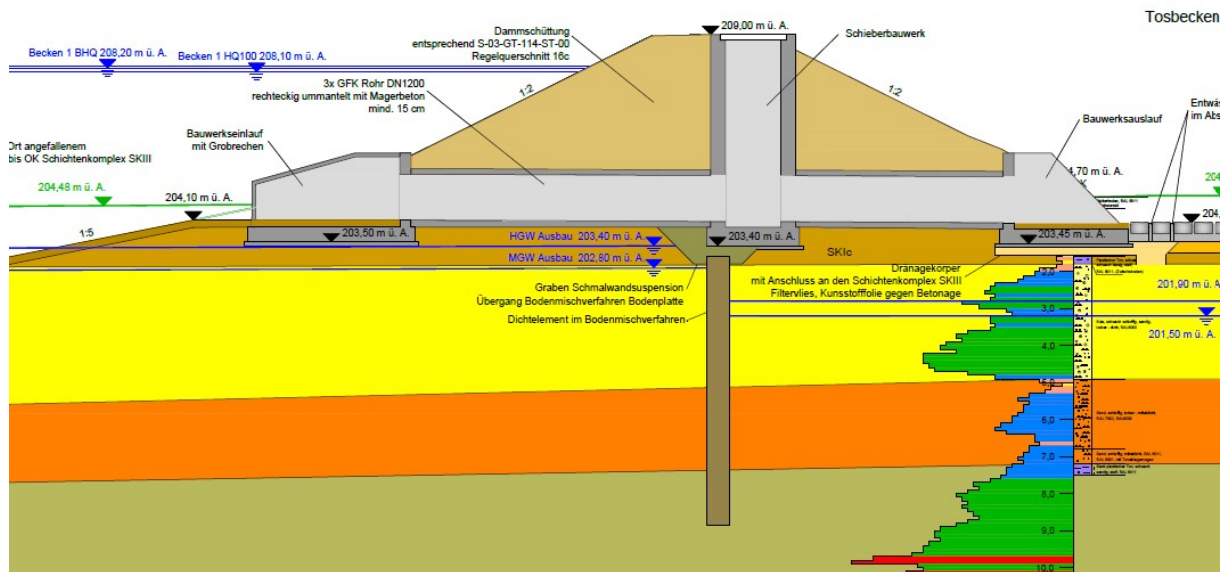


Abb.33: Schnitt durch des Auslaufbauwerk mit Untergrundverhältnissen ([20], Beil. 2)

Bewertung durch den SV für Dammbau für das Trennbauwerk sowie das Auflaufbauwerk:

Die geplante Gründungsmethodik für die beiden Bauwerke mittels Flachgründungen mit einer Vorbelastung des Untergrundes mittels Überlastschüttungen ist plausibel. Die geplante Bauweise mit jeweils drei voneinander getrennten Bodenplatten für das Einlaufbauwerk den Schieberschacht und das Auslaufbauwerk und die mehr oder weniger starr an diese angeschlossenen Rohre DN1200 macht die Bauwerke aber sensibel für differentielle Setzungen bzw. damit ev. verbundene Verdrehungen einzelner Bauteile. Grundsätzlich wird empfohlen die Machbarkeit und die Kosten einer vom Einlaufbauwerk bis zum Auslaufbauwerk durchgehenden Bodenplatte im Vergleich zur geplanten Variante zu prüfen (Empfehlung).

Folgende Details sind bei der Bemessung und Bauausführung für die beide Bauwerke zu berücksichtigen.

Für das schachtförmige Schieberbauwerk (für das Auslaufbauwerk und das Trennbauwerk) ist eine gleichmäßige Bettung sicherzustellen. Hierfür ist zu prüfen ob die Dichtwand zentral unter dem Schieberbauwerk geführt werden kann bzw. zumindest die Schmalwandsuspension vollflächig unter der Gründungsplatte bis auf OK Bodenschicht SKIII hergestellt wird. Auflage

Es ist eine ausreichende Anzahl von Setzungspegel für die beiden Bauwerke vorzusehen, auf Basis derer vor Abtrag der Vorlastschüttung eine gute Beurteilung des zukünftig zu erwartenden Setzungsverhaltens der Bauwerke abgeleitet werden kann. Eigener Auflagepunkt weiter unten.

Bei der Bemessung des Trenn- und Auslaufbauwerks insbesondere der Rohre DN1200 und der Anschlüsse an die Betonbauwerke ist eine Sensitivitätsanalyse hinsichtlich des Einflusses differentieller Setzungen in einem bis mind. zum doppelten Maß des rechnerisch prognostiziertes durchzuführen. Auflage

Die als kompressibler Baustoff verwendete unter den Bauwerken eingebaute Schmalwandmischung, die eine ungewollte Tiefgründungswirkung der zentralen Dichtwand puffern soll, ist hinsichtlich der Anforderungen an die Steifigkeits- und Festigkeitseigenschaften genauer zu spezifizieren (Ober-/Untergrenzen der maßgeblichen Kennwerte) und ins Prüfprogramm mit aufzunehmen. Auflage

Bei der Setzungsermittlung für das Trennbauwerk, das Auslaufbauwerk wie auch für die Durchlassleitungen des Pumpwerks ist für den Ent-Wiederbelastungsmodul ein realistischer Wert von ca. 3 bis 4 zu berücksichtigen um die Gesamtsetzungen wie auch die differentiellen Setzungen für die Bauwerke realistisch abzuschätzen. Auflage

2.4.5. Pumpwerk Becken 2

Die Lage des Bauwerkes für das Pumpwerk Becken 2 am N-liche n Rand des Beckens 2 ist der Anlage 6 des Geotechnischen Berichtes ([19]) zu entnehmen. Der Grundriss ist in folgender Skizze (Abb.34) als Auszug aus [13], Kap.7.5.4, Abb.46 dargestellt. Ebenfalls in Abb.34 dargestellt ist ein Schnitt durch das Pumpwerk und die Durchlassleitung. Der Geotechnische Schnitt mit dargestellten Untergrundverhältnissen ist Anlage 7, Beilage 4 des Geotechnischen Berichtes [20] zu entnehmen (Auszug hieraus in Abb.35 unten).

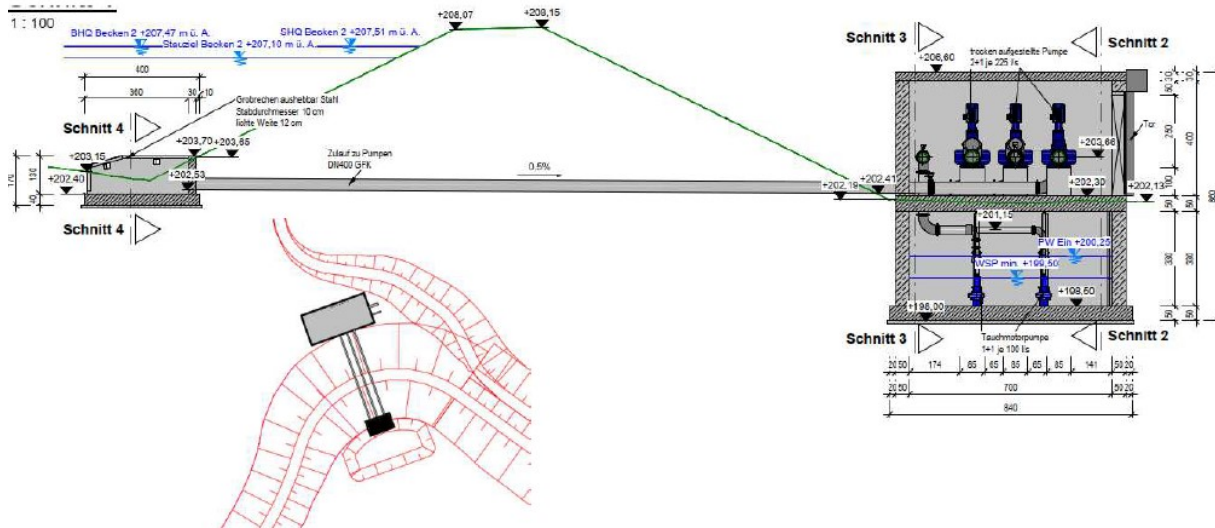


Abb.34: Lage und Schnitt durch des Pumpwerk mit Durchlassleitung ([13], Kap.7.5.4, Abb.46)

von ca. 8 bis 9 cm und die zu erwartenden differentiellen Setzungen auf ein vertragliches Maß von rechnerisch ca. 1 cm reduziert werden können. Die Vorlastschüttung wird auf ca. 175 kPa bemessen (um eine Verringerung der erforderlichen Liegezeit zur Erzielen liegt dieser Wert deutlich über der höchsten Bodenpressung durch das Dammbauwerk). Durch die Vorlastschüttungen werden die zu erwartenden Setzungen wie auch differentiellen Setzungen für das Bauwerk in [13], Kap.7.5.4.4 mit ca. 1 cm abgeschätzt.

Die Herstellung der zentralen Dichtwand im Bereich der Rohrdurchführungen erfolgt nach Abtrag der Vorlastschüttung. Die angrenzende Dichtwand im Dammkörper erfolgt erst nach Dammherstellung von einem Niveau knapp unterhalb der Dammkrone, wobei der Anschluss zu den zuvor errichteten Abdichtungselementen mittels DSV geplant ist. Im Bereich der Rohrdurchführungen ist eine Betonwand mit Steckisenanschluss auf das bis in den Stauer reichende zentrale Dichtwandelement aufgesetzt geplant und die Rohrdurchführung soll dicht durch dieses Betonelement geführt werden. Die detaillierteren Ausführungen hinsichtlich der geplanten Abdichtungsmaßnahmen sind in [13], Kap.7.5.4.4 beschrieben.

Bewertung durch den SV für Dammbau:

Bei der geplanten Baugrubenumschließung ist auf eine ausreichende Einbindung in den steifen bis halbfesten Stauer (nicht aufgeweichter Bereich von SKIV) zu achten um die hydraulische Grundbruchsicherheit sicherzustellen.

Bei ausreichend tiefer Einbindung der Baugrubenwand in den Stauer kann grundsätzlich ein eingespanntes Wandsystem verwendet werden, ist keine diesbezüglich ausreichende Einbindung (zum Beispiel aus bauverfahrenstechnischen Gründen) möglich, ist eine ausgesteifte Baugrube mit Gurtung (z.B. für die in [13], Kap.7.5.4.3 vorgeschlagene Baugrubensicherungsmaßnahme) herzustellen.

Bezüglich zeitlichem Bauablauf ist die in den Einreichunterlagen [13], Kap.7.5.4.5 vorgesehene Abfolge plausibel:

- Vor- bzw. Überlastschüttung mit ausreichender Liegezeit
- nach Entfernen der Vor-/Überlastschüttung Errichtung des Pumpwerks, des Einlaufbauwerks sowie des zentralen Dichtwandelements im Bereich der Rohrdurchführungen
- Beginn Dammschütтарbeiten, Einbau GFK-Rohre und Abdichtungswand (im Einreichprojekt die vorgeschlagene Betonwand)
- Fortsetzen der Dammschüttung und anschließend Herstellen der zentralen Dichtwand in den anschließenden Dammbereichen und Schließen der Fuge mittels DSV-Säulen

Für die Bemessung des Pumpwerks sind für die verschiedenen Bauzustände und den Endzustand u.A. auch die wirksamen Wasserdrücke mit Blick auf Auftriebssicherheit und den hydraulischen Grundbruch (in der Bauphase) zu berücksichtigen. Auflage

Bei den vorgeschlagenen Rohrdurchführungen mit dem „Zwangspunkt“ im Bereich der zentralen Betonwand besteht ein erhöhtes Risiko für hohe Rohrbelastungen bzw. -spannungen. Einerseits kommt der Bettung der Rohrsohle und der Hinterfüllung und Verdichtung zwischen den Rohren und seitlich der Rohre eine große Bedeutung zu. Zu geringe seitliche Rohrbettungen bzw. eine nicht ausreichende Verdichtung zwischen und seitlich der Rohre führt zu einem Aufhängen von über den Rohrdurchmesser hinausgehende Dammlasten auf die Rohre (und je nach Steifigkeit der Sohlbettung zu erhöhten Setzungen). Eine zu geringe Steifigkeit der Sohlbettung der Rohre führt zu größeren Setzungen – was durch den +/- steifen Zwangspunkt im Bereich der Betonwand in Dammmitte zu ungünstigen Zwangsbeanspruchungen in Längsrichtung der Rohre führen kann. Eine zu hohe Sohlbettung (hohe Steifigkeit) bewirkt ein verstärktes Aufhängen von Dammlasten auf die Rohre und einer tendenziell ungünstigen Rohrbeanspruchung im Querschnitt. Zum Zweiten kann der in Abhängigkeit der Steifigkeitseigenschaften des Verpressmaterials und der Dicke des verpressten Ringraums zwischen Betonwand und GFK-Rohr genannte +/- steife Zwangspunkt im Bereich der in Dammmitte geplanten Betonwand ein hinsichtlich Rohrbeanspruchung kritischer Punkt sein (wie zuvor bereits angeführt).

Für die Durchführung der 3 GFK-Rohre DN400 ist durch Variation der Bettungsbedingungen für die Rohre (in Abhängigkeit von Unter- und Hinterfülleigenschaften) sowie unter Berücksichtigung der Eigenschaften und der Dicke des im Ringraum zwischen GFK-Rohr und Betonwand verwendeten Verpressguts nachzuweisen, dass keine unzulässig großen Beanspruchungen der GFK-Rohre auftreten. Auflage

Empfehlung: Es wird empfohlen zu prüfen ob eine alternative Bauweise mit einer Umschließung der Rohre in der Dichtebene mit Schmalwandsuspensionsmasse (wie sie an anderer Stelle des Bauvorhabens als Abdichtungsmasse verwendet wird) bis ca. 1,5 m über den Rohrscheitel und nach oben hin fortgesetzter Abdichtung (nach Dammfertigstellung) mit dem Einmischverfahren oder überschnittenen DSV-Säulen mit Einbindung in den zuvor errichteten Körper aus Schmalwandmaterial, nicht eine robustere Bauweise für die GFK-Rohre darstellt. (Die Verfüllung mit Schmalwandmasse kann dabei mit dem Hochziehen des Dammkörpers eingebaut werden, sodass keine Schalung erforderlich ist.

2.4.6. Rohrkopf

Die Lage des Bauwerkes am südlichen Ende des Ausleitungsgrabens ist der Anlage 6 des Geotechnischen Berichtes ([19]) zu entnehmen. Der Rohrkopf dient der Übergabe der Wässer aus dem Ausleitungsgraben in die Ausleitungsrohre 2 x

DN1200. Der schematische Grundriss und ein Schnitt durch das Bauwerk ist in folgender Skizze (Abb.36) als Auszug aus [13], Kap.7.5.5, Abb.48 dargestellt.

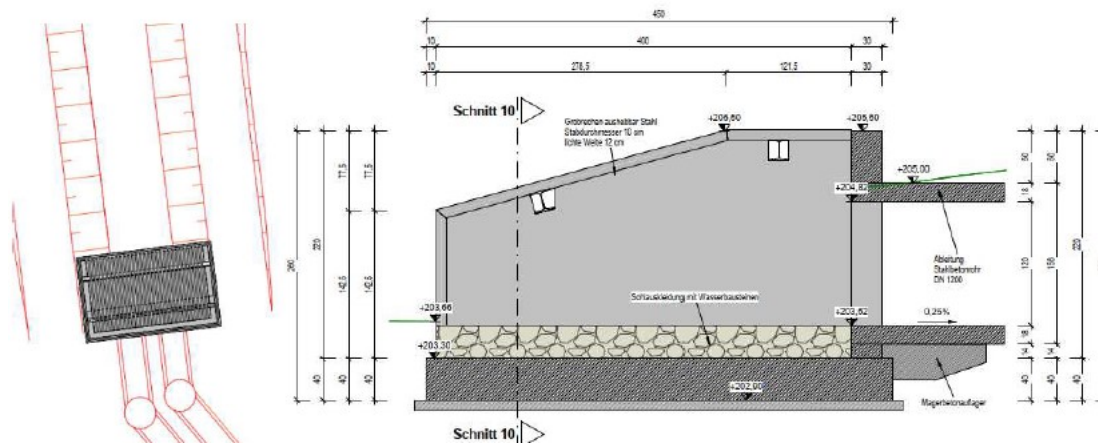


Abb.36: Schematischer Grundriss und Schnitt durch den Rohrkopf ([13], Kap.7.5.5, Abb.48)

Der Rohrkopf wird auf einer Bodenplatte 7,30 x 4,50 m auf einem Gründungsniveau von ca. 202,80 ü.A. gegründet. Der Anschluss des Ausleitungsgrabens erfolgt auf einem Niveau 203,66 m ü.A., jener der beiden Stahlbetonrohre DN1200 (Wandstärke 18 cm) auf Niveau 203,46 m ü.A. Das bestehende Geländeniveau weist eine Höhe von ca. 204,5 bis 205 m ü.A. auf.

Die Baugrubensohle liegt ca. 0,5 bis 0,6 m unterhalb des MGW (mittlerer Grundwasserspiegel). Aufgrund der für die anschließenden Ausleitungsrohre erforderlichen Spundwandsicherungen wird in [13], Kap.7.5.5.3 empfohlen, auch die Baugrube für den Rohrkopf mittels in den Stauer einbindenden Spundwänden zu umschließen. Die Gründung erfolgt als Flachgründung, die in [13] abgeschätzten Setzungen liegen unter Berücksichtigung der Aushubentlastung und aufgrund der auf Gründungsniveau anstehenden sandigen Kiesschicht (SKIII) mit mind. mitteldichter Lagerung bei < 1 cm. Es werden deshalb keine zusätzlichen Gründungs- oder Vorbelastungsmaßnahmen für erforderlich erachtet. Aufgrund der beim Rohrkopf fehlenden Aufschlüsse wird in [13], Kap.7.5.5.3 für die Detailplanung eine Kernbohrung und eine Rammsondierung am geplanten Standort vorgegeben.

Bewertung durch den SV für Dammbau für das Trennbauwerk sowie das Auflaufbauwerk:

Die geplanten Maßnahmen für die Gründung und Errichtung des Rohrkopfs sind plausibel. Die geforderten zusätzlichen Erkundungsmaßnahmen in Form einer Kernbohrung und einer Rammsondierung am geplanten Standort des Rohrkopfs sind als Grundlage für die Detailplanung auszuführen. Auflage

2.4.7. Ausleitung 2 x DN1200

Die Ausleitung im Anschluss an den Rohrkopf erfolgt über 2 unterirdisch verlaufende Ausleitungsrohre DN1200 mm aus Stahlbeton (Wandstärke 18 cm). Diese münden nach ca. 700 m bei ca. km 12+540 in die Triesting. Die Rohre weisen ein Gefälle von ca. 2,0 bis 2,5 ‰ auf. Bei ca. km 0+320 des Ausleitungskanals sollen diese unter der ÖBB und bei ca. km 0+600 unter einem Werkskanal geführt werden (Auszug aus [13], Kap.7.5.6).

Die Rohrsohlen der Ausleitung kommen zwischen ca. 1,4 und 4,7 m unter bestehendem Geländeniveau und bis zu ca. 1,6 m unter Grundwasserspiegel (MGW) zu liegen. Die Gründungssohle liegt zumeist im Schichtkomplex SKIII und gegen Osten ab ca. km 0+550 im Schichtkomplex SKII (+/- schluffige Sandschichten).

Die Sicherung der Leitungskünette soll mit bis in den Stauer einbindenden Spundwänden (Einbindung mind. 1 m) hergestellt werden. Ab ca. km 0+300 bis 0+600 ist ein Voraushub von bis zu ca. 1,5 m für das Arbeitsplanum zur Errichtung der Spundwände erforderlich, damit mittels 12 m langen Spundwänden das Auslangen gefunden werden kann. Aufgrund der tlw. dichten Lagerung der Kiese der Schicht SKIII ist damit zu rechnen, dass Auflockerungsbohrungen vor dem Einbringen der Spundbohlen erforderlich werden. Zur Sicherung bestehender Objekte werden in [13], Kap.7.5.6 weiters Schwingungsmessungen vorgesehen.

Es werden vorab drei Herstellungsabschnitte vorgesehen ([13], Kap.7.5.6):

- Herstellungsabschnitt 1: ca. km 0+000 bis ca. km 0+297 (Zielgrube ÖBB-Querung)
- Herstellungsabschnitt 2: Horizontalbohrung der ÖBB-Strecke Wien-Aspang
- Herstellungsabschnitt 3: ca. km 0+340 (Startgrube ÖBB-Querung) bis ca. km 0+700 Einmündung in die Triesting (inkl. Querung Werkskanal)

Die einzelnen Abschnitte sind durch Spundwandkästen gesichert, der Lückenschluss zwischen den Abschnitten ist nachträglich durch eine Grundwasserhaltung mittels Brunnen geplant.

Für die Detailplanung der Spundwandarbeiten sind vorab zusätzliche Kernbohrungen alle 200 m und Rammsondierungen alle 50 m (erforderlichenfalls auch enger) geplant.

Im Bereich der Unterquerung der ÖBB-Gleise sind zwei Horizontalbohrungen im Teilschnitt-Pressvortrieb DN1500 geplant. Folgender Auszug aus [13], Kap.7.5.6.3 beschreibt den weiteren Einbau der Rohre:

Die Pressanlage wird von einem Startschacht betrieben und die Vortriebsrohre werden dabei hydraulisch, vibrationsfrei in das Erdreich eingepresst. Gleichzeitig wird das Erdreich kontinuierlich an der Ortsbrust abgebaut. In das Vortriebsrohr sollen GFK-Rohre DN1200 mit 3,00 m Länge eingelegt werden. Die GFK-Rohre

werden zur Gewährleistung einer Neigung von 2,5 ‰ beim Einlegen entsprechend vermessen und mit Abstandhaltern versehen. Der Ringraum soll mit Beton verpresst werden.

Bezüglich der detaillierten Beschreibung der geplanten Maßnahmen für die Wasserhaltung und die Errichtung von Start- und Zielschacht wird auf [13], Kap.7.5.6.3 verwiesen. Durch die erforderlichen Wasserhaltungsmaßnahmen wird ein Einflussradius für die GW-Absenkung von bis zu 500 m erwartet. Die abgepumpten Wässer werden über Absetzbecken zu den Versickerungsbecken geführt und versickert. Die zufolge Grundwasserabsenkung erwarteten Setzungen wurden mit ca. 1 cm abgeschätzt. Weiters wird in [13], Kap.7.5.6.3 auch eine Abschätzung der an den Gleisanlagen der ÖBB zu erwartenden Setzungen durch den Vortrieb der beiden Rohre durchgeführt. Gesamtsetzungen aus Rohrvortrieb und Grundwasserabsenkung von knapp 4,5 cm mit einer entsprechenden Ausdehnung der Setzungsmulde wurden abgeschätzt.

Folgende vorausseilenden Untersuchungen und Maßnahmen werden weiters vorgegeben (Auszug aus [13], Kap.7.5.6.3):

Die Bohrprofile der Bohrungen der Absenkungsbrunnen sind aufzunehmen und es sind Pumpversuche durchzuführen. Zusätzlich ist eine weitere Rammsondierung im Bereich der Startgrube herzustellen. Die Aufschlüsse sind in Lage und Höhe zu vermessen. Für die Versickerungsbecken sind Versickerungsversuche durchzuführen. Die Grundwasserabsenkung und die Wiederversickerung sind auf Basis der zusätzlichen Erkenntnisse im Detail zu planen. Die Baugrubensicherung von Start- und Zielgrube ist entsprechend zu bemessen und die erforderlichen Nachweise sind zu führen. Für die Detailplanung ist jedenfalls die bestehende Gasleitung im Bereich der Zielgrube zu berücksichtigen.

Im weiteren Verlauf der Rohrtrasse ist bei km 0+600 ein bestehender Werkskanal zu unterqueren. Wie bei der Unterquerung der ÖBB-Gleise sind auch hier zwei Horizontalbohrungen im Teilschnitt-Pressvortrieb DN1500 geplant. Die Sohle der Rohrunterkanten kommt ca. 4,40 m unter bestehendem Gelände zu liegen. Die Sohle des bestehenden Werkskanal liegt dabei ca. 1,0 m unter bestehendem Gelände. Eine Beeinflussung des Werkskanals ist möglichst gering zu halten (bzw. bestmöglich zu vermeiden).

Die Rohrsohle kommt in diesem Abschnitt tlw. in den Sanden der Schicht SKII zu liegen. Im Bereich der geplanten Horizontalbohrungen bzw. der Spundwandkasten für diesen Abschnitt soll der Werkskanal verrohrt werden um Wassereintritte von diesem in die Horizontalbohrungen möglichst zu vermeiden.

Bzgl. weiterer Ausführungsdetails und zusätzlich erforderlicher Aufschlüsse für die Detailplanung wird auf [13], Kap.7.5.6.4 verwiesen.

Bewertung durch den SV für Dammbau:

Die Ausführungen in [13], Kap.7.5.6 zur geplanten Ausleitungsstrecke mit 2 x DN1200 sind sehr umfangreich und hinsichtlich der Beschreibung der erforderlichen Baugrubensicherungs- und Wasserhaltungsmaßnahmen, den geplanten

Rohrvortrieben, der ergänzend erforderlichen Bodenaufschlüssen der zu erwartenden Auswirkungen auch als sehr detailliert zu bezeichnen. Die grundsätzlich geplanten Maßnahmen sind plausibel.

2.4.8. Bestehende Bauwerke [13], Kap.2.6 sowie Kap.7.6

Im Übergangsbereich Zulaufmulde und Becken 1 kreuzen ein Mischwasserkanal und eine oberirdisch verlaufende 20 KV Leitung jeweils 2x die Dämme. Ein Schacht des Mischwasserkanals kommt im Bereich der Dämme zu liegen (vgl. Anlage 6, Beilage 1). Im Bereich des Dotationsbauwerkes kreuzt der Mischwasserkanal die Zulaufmulde ein weiteres Mal. Teilweise soll der Kanal in die Trasse des neu zu errichtenden Dammbauwerks der Zulaufmulde links verlegt werden. Diesbezüglich wird in [13], Kap.7.6 darauf hingewiesen, dass auf einen ausreichenden Abstand zur Zentralen Dichtwand von mind. 1 m zu achten ist. Bei der Zulaufmulde links bei ca. km 0+050 quert der Kanal das Dichtelement, den Rechen und im Weiteren die Triesting. Bei der Querung des Kanals durch das Dichtwandelement, wird im Zuge der Errichtung der Dichtwand im Einmischverfahren ein Fenster im Bereich des querenden Kanals offengelassen, welches in einem weiteren Abschnitt mittels DSV-Säulen geschlossen wird. Bzgl. der weiteren Details wird auf [13], Kap.7.6, Abb.51 und zugehörige Ausführungen verwiesen.

Parallel zur Triesting verlaufen zusätzlich eine Gasleitung, eine Wasserleitung, eine Telekommunikationsleitung sowie ein Lichtwellenleiter. Diese Leitungen sollen im Zuge der Bauausführung umgelegt werden.

2.5. Erforderliche weiter Erkundungsmaßnahmen, Monitoring, Geotechnische und geodätische Messeinrichtungen

2.5.1. Erforderliche, ergänzende Erkundungsmaßnahmen

In Kap.8 in [13] werden die für die weitere Detailprojektierungsarbeiten erforderlichen (zusätzlichen) Erkundungsmaßnahmen, welche bereits in den jeweiligen Unterkapiteln ausgeführt werden noch einmal zusammengefasst.

Wesentliche Erfordernisse für zusätzliche Erkundungen bestehen demnach:

- Dichtwandherstellung und Sicherstellung einer ausreichenden Einbindung in den Stauer. Weiters sind auch im Bereich der geplanten Fenster ergänzende Aufschlüsse und Laborversuche als Grundlage für vertiefte Unterströmungsberechnungen erforderlich.
- Ca. 700 m lange Strecke für die Errichtung der Ausleitungsrohre 2 x DN1200 vom Rohrkopf bis zur Triesting. Auch hier ist eine ausreichende Einbindung

der Spundwände für die Baugrubensicherungen in den Stauer von großer Bedeutung.

Des Weiteren werden in Kap.8 in [13] noch folgende Bereiche bzw. Bauwerke aufgelistet (Auszug):

- Rammsondierungen beim Anschluss zentrales Dichtelement an die Oberflächenabdichtung bzw. beim Rechen, Erkundung der Staueroberkante, Bestimmung der Rammwiderstände (für erforderliche Rammpfähle)
- Bohrungen bei den Kanalquerungen, Erkundung der Stauerunterkante
- Brunnenbohrungen und Pumpversuche für 4 Stück Absenkungsbrunnen jeweils für die Herstellung der Zulaufmulde, des Dotationsbauwerkes und die Horizontalbohrung bei der ÖBB, erforderliche Wasserhaltungsmaßnahmen und Bemessung
- Rammsondierungen bei Start und Zielgrube für die Horizontalbohrungen, Bemessung Baugrubensicherung
- Bohrung und Rammsondierung beim Rohrkopf Ausleitung, Erkundung für das Bauwerk, Erkundung Staueroberkante für Baugrubensicherung Ausleitung 2xDN1200 (siehe oben)
- Gewinnung von Bodenproben und Wasserproben aus den Bohrungen, chemisch-analytische Untersuchungen für die Betonaggressivität und Festlegung der Suspension für das Bodenmischverfahren

Die ergänzenden Baugrunderkundungsmaßnahmen sind in der in Kap.8 des Geotechnischen Berichtes angeführten Form auszuführen. Auflage

2.5.2. Monitoring, Geodätische und Geotechnische Messeinrichtungen

In Kap.9 des Geotechnischen Berichts sind in Kap.9 die geotechnischen und geodätischen Messeinrichtungen sowie die geplanten Monitoringmaßnahmen beschrieben. Diese sehen prinzipiell folgende Maßnahmen bzw. Einrichtungen vor:

- Jährliche bzw. nach jedem Einstau geplante visuelle Überprüfungen der Dämme, der Bauwerke, der Drainageeinrichtungen sowie der Messeinrichtungen mit einer fotografischen Dokumentation vor.
- Weiters sind zusätzliche Grundwasserpegel zu errichten, mit welchen die Auswirkungen der geplanten Abdichtungsmaßnahmen auf das Grundwasserfeld erfassen,

- Piezometer im Bereich der luftseitigen Dammkörper jeweils auf Niveau OK Flächendrainage bzw. Flächenentlastung (6 Messbereiche)
- Geodätische Messpunkte im Bereich der geplanten Piezometermessstellen und Grundwasserpegel, ab einer Dammhöhe von 4 m alle ca. 50 m ein Messpunkt im Bereich der Dammkrone (bzw. Dammschulter), alle 25 m im Bereich der Überströmstrecken, bei den Einlaufbauwerken, den Schieberbauwerkern und den Bauwerksausläufen des Trenn- und Auslaufbauwerks sodann weitere Messpunkte beim Einlaufbauwerk für die Rohrdurchführungen zum Pumpwerk sowie beim Pumpwerk selbst.
- Rohrleitungen: Bei den Fernstern und beim Pumpwerk sind die Wassermengen aus der verrohrten Dränage im Einstaufall zu messen. Beim Querdamm sind die Dränagewassermengen für den Einstau zu ermitteln. Die Dränageleitungen sind alle 2 Jahre bzw. in Abhängigkeit der HW-Ereignisse zu spülen und alle 5 Jahre mittels Kamerabefahrungen für Dränagerohre, Druck- und Freispiegelleitung sowie Ausleitungsrohre 2 x DN 1200 zu prüfen und dokumentieren.

Setzungsmessungen während der Dammbauherstellung

Für die Überwachung des Zeit-Setzungs-Verhaltens der Dammbauwerke und der Überlastschüttungen im Bereich diverser Betonbauwerke, welche eine wesentliche Grundlage für die Steuerung des zeitlichen Ablaufs der Schütтарbeiten (wie auch der Steuerung der Liegezeit der Überlastschüttungen im Bereich der Betonbauwerke) darstellt, sind laut Projekt umfangreiche messtechnische Überwachungsmaßnahmen mittels Setzungspegel geplant (siehe [13], Kap.7.3.3. Im Folgenden die detaillierte Beschreibung der Ausführung der Setzungspegel aus zuvor genanntem Abschnitt (Auszug):

Die Setzungspegel sind auf der verdichteten Dammaufstandsfläche wie folgt zu installieren:

- Messrohr: Stahl $\varnothing 21$ mm mit M16 Gewindeverbindung
- Hüllrohr: HDPE $\varnothing 32 \times 3$ mm mit Schiebemuffen für je 20 mm Setzung
- Nivellementpunkt: Edelstahl
- Grundplatte: Stahl, 500x500x5 mm
- Schachtring mit 0,50 m Überstand als Überfahrerschutz

Das Hüllrohr dient der Entkopplung von der anstehenden Schüttung. Im Zuge der Herstellung der Schüttlagen sind die Stangen aufzuschrauben. Zum Schutz vor Baufahrzeugen sind Schächte um die Stangenpegel aufzustellen. Die Verfüllung und Verdichtung im Bereich um und in den Schächten hat händisch zu erfolgen.

Die Nullmessung hat bei Beginn der Dammschüttung zu erfolgen. Die weiteren Vermessungen sind vorab monatlich durchzuführen und entsprechend dem Setzungsverlauf anzupassen.

Für die Vermessung ist eine Genauigkeit von zumindest ± 2 mm vorzusehen

Die Messergebnisse der Setzungspegel sind der/dem Projektgeotechnikerin/-geotechniker vorzulegen und von dieser/diesem zu beurteilen. Die weiteren Baumaßnahmen sind von der/dem Projektgeotechnikerin/-geotechniker freizugeben.

Die Lage der geplanten Setzungspegel ist in Anlage 6, Beilage 2 zum Geotechnischen Bericht ([19], Beilage 2) eingezeichnet. Demnach sind in den höheren Dammabschnitten alle ca. 150 m ein Setzungspegel und im Bereich der Überlastschüttungen der Bauwerke (Rohrdurchleitung und Pumpwerk, Trennbauwerk und Auslaufbauwerk) je 3 Setzungspegel geplant.

Bewertung durch den SV für Dammbau:

Die Setzungspegel und daraus abgeleiteten Zeit-Setzungslinien haben eine wesentliche Bedeutung für die zeitliche Steuerung der Baumaßnahmen (z.B. Abtrag von Überlastschüttung und Herstellung von Betonbauwerken, ausreichende Konsolidierung der Dammbauwerke vor Beginn der Errichtung der Dichtwände etc.). Aus diesem Grund sollte die oben dargestellte Anzahl bzw. Austeilung der Setzungspegel verdichtet werden. Grundsätzlich aber ist das Konzept für die messtechnische Erfassung und Beobachtung der Setzungen für die Dammbauwerke und Überlastschüttungen mittels Setzungspegeln plausibel und zielführend.

Im Bereich der Dämme ist der Abstand zwischen den Setzungspegel von geplant 150 m auf 75 m zu verkürzen und im Bereich der Überlastschüttungen ist die Anzahl der geplanten Setzungspegel ebenfalls zu erhöhen. Es sollte mindestens ein Messprofil (bestehend aus 3 Messpegeln) über den Dammquerschnitt entlang der zukünftigen Bauwerkslängsachse (Auslaufbauwerk, Trennbauwerk bzw. der Rohrdurchführung beim Pumpwerk) sowie zusätzliche Setzungspegel beim Pumpwerk bzw. seitlich der genannten Achsen beim Auslaufbauwerk und

Trennbauwerk gesetzt werden. Je Bauwerk ergeben sich dadurch ca. 5 bis 6 Setzungspegel. Auflage

3. ZUSAMMENFASSUNG U. AUFLAGENEMPFEHLUNGEN

Der Sachverständige für Dammbau stimmt dem Projekt bei sachgemäßer Ausführung, sowie bei Berücksichtigung folgender Anmerkung und Einhaltung nachstehender Auflagenempfehlungen zu und empfiehlt auch der Kommission eine Zustimmung.

Folgende Punkte sind im Rahmen der Diskussion in der Fachgruppe während der Sitzung der 119. Staubeckenkommission in Wien noch zu diskutieren und gegebenenfalls in Auflagenpunkten zu formulieren.

- Aufgrund der zu erwartenden großen Schwemmfraucht in den Becken zufolge des bestehenden Auwaldes ist sicherzustellen, dass eine Freimachung der im Bereich der Einläufe des Auslassbauwerks, des Trennbauwerks sowie des Pumpwerks während dem Einstau der Becken möglich ist, damit eine plangemäße Entleerung der Becken möglichst hindernisfrei und zeitgerecht stattfinden kann.
- Der Schutz vor/gegen Wühltiere ist derzeit durch die Verwendung von kieshaltigem Schüttmaterial für den Stützkörper und den Belastungskörper der Dammbauwerke vorgesehen. (Auszug aus: [13], S23 oben: *Durch Nagetierbauten können durchgehende Strömungsröhren entstehen, die neben Sickerwasseraustritten an der luftseitigen Böschung, in weiterer Folge auch eine innere Erosion verursachen können. Dies kann bis zu einem Versagen der Hochwasserschutzdämme führen. Durch die Verwendung von Kies bzw. Bodenmaterialien mit einem entsprechenden Kiesanteil in den Stützkörpern kann dieses Risiko deutlich reduziert werden.*) Diskussion in der Kommissionssitzung ob dies als ausreichend gesehen wird oder zusätzliche Maßnahmen für erforderlich erachtet werden.
- Schutz vor/gegen Wühltiere in der Oberflächenabdichtung des Zulaufkanals
- In den Standsicherheitsberechnungen zeigen planare Trenn-/Drainagevliesebenen zwischen Belastungskörper und Stützkörper auf der Wasserseite mit reduzierten Scherfestigkeiten in der Geokunststoffebene die oftmals geringsten (lokal auch zu geringe) Sicherheitszahlen. Sollten sich die Standsicherheitsnachweise nicht ausgehen, bzw. können die erforderlichen Scherparameter in den beidseitig der Geokunststoffebenen anstehenden Dammschichten im Zuge der Ausführung nicht (ausreichend) nachgewiesen werden, wird empfohlen (wo erforderlich) eine leicht abgetreppte Bauweise in

der Kontaktzone auszuführen, sodass ein planares Gleiten entlang einer durchgehenden Geokunststoffebene nicht mehr möglich ist.

Grundsätzlich aber wird empfohlen bereits bei der Materialgewinnung (auf der Deponie Leni I) eine bestmögliche Trennung der Schüttmaterialien vorzunehmen. Wie die Untersuchungen der Filterstabilität zwischen geplantem Schüttmaterial und Belastungsmaterial gezeigt hat (siehe Kap.7.3.8 in [13]), ist die Filterstabilität zwischen den beiden Materialien nur für bestimmte (feinkornreiche Korngemische des Stützmaterials) nicht gegeben. In vielen Fällen ist eine ausreichende Filterstabilität gegeben und nachweisbar. Für solche Fälle kann auf ein Filtervlies in der Kontaktfläche der beiden Materialien verzichtet werden, was eine deutliche Erhöhung der Standsicherheit bewirkt. (Aushubmaterialien mit höherem Feinkornanteil, für welche die Filterstabilität zwischen Stützkörper und Belastungskörper nicht nachgewiesen werden kann und die deshalb den Einbau eines Filtervlieses erfordern, kann sodann für geringe Dammhöhen verwendet werden, wo der Einfluss auf die Standsicherheit deutlich geringer ist.)

Die vorgeschlagene Bauweise ist auch vor dem Hintergrund zu sehen, dass beim Einbau eines Trennvlieses eine wirksame Kohäsion in der Vliesebene nicht sichergestellt ist. D.h. in den Standsicherheitsnachweisen aus Vorsichtsgründen stärkere Reduktionen für c zu diskutieren wären.

- Die geplante Bauweise für das Auslaufbauwerk und das Trennbauwerk mit jeweils drei voneinander getrennten Bodenplatten für das Einlaufbauwerk den Schieberschacht und das Auslaufbauwerk und die mehr oder weniger starr an diese angeschlossenen Rohre DN1200 macht die Bauwerke sensibel für differentielle Setzungen bzw. damit ev. verbundene Verdrehungen einzelner Bauteile. Grundsätzlich wird empfohlen die Machbarkeit und die Kosten einer vom Einlaufbauwerk bis zum Auslaufbauwerk durchgehenden Bodenplatte im Vergleich zur geplanten Variante zu prüfen.
- Es wird empfohlen zu prüfen ob eine alternative Bauweise mit einer Umschließung der Rohre in der Dichtebene mit Schmalwand-suspensionsmasse (wie sie an anderer Stelle des Bauvorhabens als Abdichtungsmasse verwendet wird) bis ca. 1,5 m über den Rohrscheitel und nach oben hin fortgesetzter Abdichtung (nach Dammfertigstellung) mit dem Einmischverfahren oder überschnittenen DSV-Säulen mit Einbindung in den zuvor errichteten Körper aus Schmalwandmaterial, nicht eine robustere Bauweise für die GFK-Rohre darstellt. (Die Verfüllung mit Schmalwandmasse kann dabei mit dem Hochziehen des Dammkörpers eingebaut werden, sodass keine Schalung erforderlich ist.

- Der Nachweis des MCE-Lastfalls für die Dammluftseite für polygonale Gleitkörper konnte in der Anlage 3 ([16] nicht gefunden werden. (Prüfen + ggf. Auflage formulieren)

Hinweise für geringfügige Korrekturen in den Einreichunterlagen:

- Das zentrale Dichtelement wird in [13], Kap.5.2, Tabelle 5 (siehe obige Abb.17), mit $k_f = 1 \times 10^{-7}$ m/s, in den Regelquerschnitten in [17] mit $k_f = 5 \times 10^{-8}$ m/s beschrieben. Dies ist abzugleichen (Anzustreben ist die geringere der beiden Durchlässigkeiten).

Empfohlene Auflagenpunkte:

1. Für die Bauausführung ist seitens des Bauherrn eine geotechnische Begleitung (Projektsgeotechniker/In) zu beauftragen, welche die projektgemäße Ausführung überwacht und die erforderlichen Qualitätskontrollen zur Sicherstellung der im Einreichprojekt definierten Kennwerte/Anforderungen begleitet.
2. Im Zuge der geotechnischen Begleitung und Überwachung während der Herstellung der Dammkörper hat u.A. eine Abnahme der Dammaufstandsflächen, eine Kontrolle des Materialgewinns und der Materialtrennung auf der Deponie Leni I, der verwendeten Dammschüttmaterialien, eine Abnahme der Flächenfilter, Drainagekörper sowie der sonstigen in den Geotechnischen Berichten der Einreichunterlagen beschriebenen Prüf- und Kontrolltätigkeiten durch den/die Projektgeotechniker/In zu erfolgen.
3. Die im Geotechnischen Untersuchungsbericht und Geotechnischen Bericht der Einreichunterlagen angeführten, umfassenden baupraktischen Hinweise über das Verhalten, die Verwendbarkeit aber auch Einschränkungen (z.B. Wasserempfindlichkeit der Schichten SKI und SKII) der angetroffenen Bodenmaterialien sind in der Detailplanung und Bauumsetzungen vollumfassend zu berücksichtigen.
4. Die DSV-Säulen mit einem geplanten Mindestdurchmesser von 1,1 m durchörtern verschiedene, unterschiedlich schwierig zu erodierende Bodenschichten. Größere Erosionsenergie ist beispielweise im Einbindebereich der Säulen in das steife bis halbfeste Neogen (Schichtkomplex SKIV) erforderlich. Die geplanten Prüfmaßnahmen zu Kontrolle der Säulendurchmesser sind in verschiedenen Tiefenbereichen bzw. unterschiedlichen Schichtbereichen durchzuführen, sodass der geforderte Mindestdurchmesser über die gesamte Säulenlänge sichergestellt wird.

5. Für die geplante Verwendung von Dammbaumaterial des Schichtkomplexes SKIII und SKII aus der Aushubdeponie Leni I ist eine bestmögliche Sortierung der Materialien und eine Ausscheidung ungeeigneter Materialien (z.B. zu hoher Feinkornanteil, zu hoher Wassergehalt) im Zuge der Entnahme durchzuführen. Hierfür ist eine intensive Kontrolle und Bewertung durch Fachpersonen vor Ort vorzusehen.
6. Ist der Feinkornanteil und/oder der Wassergehalt der Dammbaumaterialien (aus der Aushubdeponie Leni I) zu hoch ist dieses Material auszuscheiden oder es hat eine Bodenstabilisierung (mittels Bindemittel) zu erfolgen. Jedenfalls ist sicherzustellen, dass die den rechnerischen Nachweisen zugrunde gelegten Bodenkennwerte (z.B. Scherparameter, für die Filterstabilität zugrunde gelegte Korngrößenverteilungen) eingehalten und durch ein umfassendes Kontrollprogramm nachgewiesen werden. Dieses Kontrollprogramm ist im Zuge der Detailplanung und der weiter geplanten Detailuntersuchungen auszuarbeiten.
7. Aufgrund des tlw. hohen Feinkorngehalts des Stützkörpermaterials (bis zu > 40% Feinkornanteil), sind im Zuge der Bauausführung eine entsprechende Anzahl von zusätzlichen Scherversuchen mit verwendetem feinkornreichem Dammbaumaterial durchzuführen (Dichte des Materials in den Scherversuchen muss der Dichte des Dammbaus entsprechen) um die den Berechnungen zugrunde gelegten Festigkeiten von $\varphi' = 35^\circ$ und $c = 2,5$ bis $3,5$ kPa nachzuweisen. Die detaillierte Anzahl der Versuche ist durch den/die Projektgeotechniker/In festzulegen und durch diese ist der Nachweis einer ausreichenden Festigkeit in der Bauausführung zu bestätigen.
8. Besonderes Augenmerk ist der Verwendung von dauerhaft beständigem Drainagematerial sowie Filterkörpermaterial zu widmen.
9. Die Einbindung der zentralen Dichtwand in den Schichtkomplex SKIV (Neogen) ist an die Dicke des aufgeweichten Schichtbereichs an der Oberkante des Neogens (Schichtkomplex SKIVa) anzupassen. Eine vollständige Durchdringung des aufgeweichten Bereichs und eine zumindest 0,5 m tiefe Einbindung ins steife bis halbsteife Neogen ist sicherzustellen,
10. Für die Festlegung der erforderlichen Tiefe der zentralen Dichtwand und die Sicherstellung einer ausreichenden Einbindung ins nicht aufgeweichte Neogen (Schichtkomplex SKIV) ist vor Baubeginn ein entsprechendes Kriterium für die vorgegebene Tiefe und entsprechende punktuelle Überprüfungen (z.B. mittels Kernbohrungen und Rammsondierungen) zur Validierung des Kriteriums vorzusehen.
11. Für die teilweise geforderten, erhöhten Anforderungen an die Bohrgenauigkeit beim DSV-Verfahren (Abweichungen für tiefere Säulen teilweise $\leq 1\%$) sind in

- Planung und Ausführung entsprechende Maßnahmen zur Kontrolle und Sicherstellung dieser Vorgaben vorzusehen.
12. Die Eignung der letztlich zur Anwendung gelangenden Bodenmischverfahren und das Erreichen der in den Einreichunterlagen vorgegebenen geometrischen und geotechnischen Sollvorgaben sind durch Vorversuche und Probefelder nachzuweisen.
 13. Die Steinauflage im luftseitigen Dammfußbereich, die ein rasches Abfließen der Wasser aus dem Dammkörper nach einem Einstaufall sicherstellen soll, ist im Zuge regelmäßiger Pflege- und Wartungsarbeiten bestmöglich freizuhalten (Verhindern einer Abdichtung durch Laubwerk, organische Zersetzungssubstanzen, Erde). Ansonsten kann im Einstaufall ein Abgleiten der humosen Deckschicht auf dem Belastungskörper nicht ausgeschlossen werden.
 14. Es ist sicherzustellen, dass bei der Entleerung von Becken 2 über das Trennbauwerk ins Becken 1 keine (derart großen) hydraulischen Gradienten auftreten können, die zu einer Beschädigung des Absetzbeckens bzw. unkontrollierten Eintiefungen in diesem führen können.
 15. In der Künette für das Ausleitungsrohr DN600 bzw. DN1000 vom Pumpwerk zum Tosbecken (beim Ausleitungsbauwerk) ist eine in Drainagekies verlegte, ausreichend dimensionierte Begleitdrainage mitzuführen und alle ca. 40 bis 50 m ist eine Ausleitung in Richtung Dammfuß (die einen Austritt von Wässern erkennen lässt) herzustellen. Die Ausleitungsstelle der Drainage ist durch einen kleinen Steinkörper vor Erosion zu schützen.
 16. Die für die Detailplanung der Fenster in den Dichtwänden im Geotechnischen Bericht der Einreichunterlagen beschriebenen ergänzenden Baugrunduntersuchungen (Kernbohrungen) und vertieften Grundwasserströmungsberechnungen sind vollumfänglich auszuführen.
 17. Für die im Dammkörper geführten Rohre wie auch die Ausleitungsrohre Richtung Triesting ist eine Rohrstatik zu führen bzw. der Nachweis der ausreichenden Sicherheit für ULS und SLS zu erbringen. Insbesondere sind auch die aufgeprägten Verformungen durch Mitnahmesetzungen des Dammkörpers zu berücksichtigen.
 18. Es ist durch den Betriebsplan und entsprechende Kontroll- und Steuerungsmaßnahmen sicherzustellen, dass eine Entleerung von Becken 1 nur mit einer gleichzeitigen Entleerung von Becken 2 erfolgt. Ein volles Becken 2 bei entleertem Becken 1 (bzw. allgemein ein absolut um mehr als 0,5 m höherer Wasserspiegel in Becken 2 in Bezug zu Becken 1) ist nicht zulässig
 19. Das im Geotechnischen Bericht, Kap.7.4 der Einreichunterlagen beschriebene, detaillierte und umfassende Prüfprogramm ist in der beschriebenen Form im Vorfeld und im Zuge der Bauausführung umzusetzen.

20. Insbesondere für den östlichen Bereich der Ausleitung (Rohrkopf zur Triesting) sind im Zuge der weiteren Untersuchungen und Detailplanung vertiefte Nachweise zur Thematik einer möglichen Bodenverflüssigung im Erdbebenlastfall durchzuführen.
21. Bezüglich der Stabilität des luftseitigen Dammköpers und Dammvorlandes sind die hochwertigen und gesichert in/an die Schicht SKIII reichenden Drainagekörper sicherzustellen.
22. Für die Festlegung der abgeminderten Scherparametern für den Fall eines erforderlichen Trennvlieses zwischen dem wasserseitigen Stütz- und Belastungskörper ist folgendes zu beachten: Der Stützkörper wurde bei dieser Untersuchung von den ursprünglichen $\varphi' = 35^\circ$ und $c = 2,5 \text{ kN/m}^2$ auf $\varphi' = 35^\circ$ und $c = 3,5 \text{ kN/m}^2$ erhöht, die Scherparameter für den Belastungskörper wurden $\varphi' = 35^\circ$ und $c = 0 \text{ kN/m}^2$ auf $\varphi' = 37,5^\circ$ und $c = 0,75 \text{ kN/m}^2$ erhöht, um eine ausreichende Sicherheit nachweisen zu können. Dadurch ergeben sich die auf 85% reduzierten Wert der Scherfestigkeiten für beide anstehenden Schüttzonen – Stützkörper und Belastungskörper in der Vliesebene. Die erhöhten Scherfestigkeiten im Stützkörper insbesondere aber im Belastungskörper sind im Zuge des Dammbaus zu evaluieren und nachzuweisen. Auch ist zu prüfen (und gegebenenfalls nachzuweisen), dass in der Vliesebene noch eine Kohäsion angesetzt werden kann.
23. Im Zuge der Bauausführung sind die angenommenen Festigkeiten für die einzelnen Dammzonen wie auch die angetroffenen Untergrundschichten zu verifizieren und bei einer Verringerung der vorhandenen Kennwerte die Standsicherheitsnachweise neuerlich zu führen.
24. Die projektgemäße Ausführung und die durchgeführten Qualitätssicherungsmaßnahmen und –kontrollen sind in einem geotechnischen Abschlussbericht zu dokumentieren.
25. Die im Geotechnischen Bericht, Kap.9 der Einreichunterlagen beschriebenen, geodätischen und geotechnischen Messeinrichtungen sind unter Berücksichtigung zusätzlicher als Auflagen formulierter Erweiterungen umzusetzen.
26. Die frostsichere Gründung der Messpunkte ist sicherzustellen sowie die erforderliche Messgenauigkeit (z.B. $\pm 2 \text{ mm}$) ist seitens der GEO TEST noch festzulegen.
27. Im Zuge der Ausführung der geplanten Vor- bzw. Überlastschüttungen sind umfangreiche Setzungsmessungen (mittels Setzungspegeln) zur Ermittlung des Zeit-Setzungsverhaltens geplant. Aufgrund der großen Bedeutung der daraus ermittelten Zeit-Setzungslinien zur Steuerung der Schütt- und Baumaßnahmen ist der Umfang der geplanten Setzungspegel wie folgt zu erweitern:

- Im Bereich der Dämme ist der Abstand zwischen den Setzungspegel von geplant 150 m auf 75 m zu verkürzen.
 - Für das Trennbauwerk, das Auslaufbauwerk und das Pumpwerk mit Rohrdurchführung ist jeweils mindestens ein Messprofil (bestehend aus 3 Messpegeln) über den Dammquerschnitt sowie zusätzliche Setzungspegel seitlich der genannten Achsen zu setzen. Je Bauwerk ergeben sich dadurch mind. 5 Setzungspegel.
28. Im bzw. nach dem Einstaufall sind (insbesondere) die luftseitigen Dammabschnitte im Bereich der geplanten Fenster in der Dichtwand durch einen SV der Geotechnik zu begehen und zu kontrollieren.
 29. Der Abschlussdamm und das unmittelbare Vorland sind im Interesse der einwandfreien Beobachtbarkeit von Baumbewuchs frei zu halten.
 30. Die als kompressibler Baustoff verwendete unter den Bauwerken eingebaute Schmalwandmischung, die eine ungewollte Tiefgründungswirkung der zentralen Dichtwand puffern soll, ist hinsichtlich der Anforderungen an die Steifigkeits- und Festigkeitseigenschaften genauer zu spezifizieren (Ober-/Untergrenzen der maßgeblichen Kennwerte) und ins Prüfprogramm mit aufzunehmen.
 31. Bei der Setzungsermittlung für das Trennbauwerk, das Auslaufbauwerk wie auch für die Durchlassleitungen des Pumpwerks ist für den Ent-Wiederbelastungsmodul ein realistischer Wert von ca. 3 bis 4 zu berücksichtigen um die Gesamtsetzungen wie auch die differentiellen Setzungen für die Bauwerke realistisch abzuschätzen.
 32. Im Zuge der Detailplanung sind ergänzende Baugrunderkundungsmaßnahmen in der in Kap.8 des Geotechnischen Berichtes angeführten Art und in Kap.8 beschriebenem Umfang auszuführen.
 33. Für die Bemessung des Pumpwerks sind für die verschiedenen Bauzustände und den Endzustand u.A. auch die wirksamen Wasserdrücke mit Blick auf Auftriebssicherheit und den hydraulischen Grundbruch (in der Bauphase) zu berücksichtigen.
 34. Für die Durchführung der 3 GFK-Rohre DN400 ist durch Variation der Bettungsbedingungen für die Rohre (in Abhängigkeit von Unter- und Hinterfülleigenschaften) sowie unter Berücksichtigung der Eigenschaften und der Dicke des im Ringraum zwischen GFK-Rohr und Betonwand verwendeten Verpressguts nachzuweisen, dass keine unzulässig großen Beanspruchungen der GFK-Rohre auftreten.
 35. Bei der Bemessung des Trenn- und Auslaufbauwerks insbesondere der Rohre DN1200 und der Anschlüsse an die Betonbauwerke ist eine Sensitivitätsanalyse

- hinsichtlich des Einflusses differentieller Setzungen in einem bis mind. zum doppelten Maß des rechnerisch prognostiziertes durchzuführen.
36. Der asymmetrische Lastfall (Hochwasserstand in der Triesting bei noch nicht beaufschlagter Zulaufmulde) ist mit Blick auf die Standsicherheit des Dotationsbauwerkes aber auch hinsichtlich eines ausreichend dichten Anschlusses der Dichtwand und des mit Schmalwandsuspension verfüllten Grabens an die Bauwerkssohle zu überprüfen und nachzuweisen.
 37. Für die Nachweisführung der Rechenanlage sind realistische Lasteinwirkungen (z.B. Kräfte aus sich in der Rechenanlage verfangenden Stämmen) zu berücksichtigen und die entsprechenden ULS und SLS Nachweise für eine sichere Gründung durchzuführen.
 38. Für das schachtförmige Schieberbauwerk (für das Auslaufbauwerk und das Trennbauwerk) ist eine gleichmäßige Bettung sicherzustellen. Hierfür ist zu prüfen ob die Dichtwand zentral unter dem Schieberbauwerk geführt werden kann bzw. zumindest die Schmalwandsuspension vollflächig unter der Gründungsplatte bis auf OK Bodenschicht SKIII hergestellt wird.
 39. Die innere Tragfähigkeit und äußere Standsicherheit der auf einem 1 m breiten Streifenfundament geplanten Flügelmauern des Dotationsbauwerks sind nachzuweisen.

Univ.-Prof. Roman Marte

Graz, am 17.11.2024

Priv Doz. DDI Dr. Jürgen Suda
A – 1130 Wien
Lilienberggasse 13/1
Tel.: +43 (0) 1 8900 166 - 14
Mobil: 0699/15027540
email: juergen.suda@alpinfra.com

Hochwasserrückhaltebecken Trumau

Gemeinde Trumau/Niederösterreich

Stellungnahme des Referenten für das Fachgebiet Statik

119. Sitzung der Staubeckenkommission

erstellt im Auftrag der österreichischen Staubeckenkommission
Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft, Regionen und Wasserwirtschaft

Geschäftszahlen: Bestellungsbescheid: 2024-0.653.097

Sachbearbeiter(in): Isabella Albrechtsberger, tel: +43 1 71100 607562
mail: isabella.albrechtsberger@bml.gv.at

Wien, am 18.11.2024

Dr. Jürgen Suda	Stellungnahme Statik		18.11.2024
	Hochwasserrückhaltebecken Trumau		Revision 00
	Projektnummer:	0017 - 16804	Seite 2 / 15

1. Allgemeines

1.1. Einleitung

Der Verfasser wurde mit Schreiben 2024-0.653.097 vom 28. September 2024 zur Beurteilung des Projektes Hochwasserrückhaltebecken Trumau, Triesting-Wasserverband Münchendorf - Trumau – Oberwaltersdorf durch die Staubeckenkommission als Referent für das Fachgebiet Statik bestellt.

1.2. Projektunterlagen

Vom Projektanten wurden per downloadlink am 27.09.2024 folgende Unterlagen übermittelt (in der folgenden Liste sind nur jene Unterlagen aufgenommen die zur Erstellung dieses Gutachtens verwendet wurden):

Berichte (referenziert)

- [1] Convex und Mach & Partner (2024): Technischer Bericht – Fachbereich Wasserbau; Dokumentenname: 001 S-00-WB-100-ST-00 Technischer Bericht.pdf
- [2] Convex und Mach & Partner (2024): Technischer Bericht – Fachbereich konstruktiver Betonbau; Dokumentenname: 054 S-00-KI-100-ST-00 Technischer Bericht STBK.pdf
- [3] Geotechnischer Bericht, Abschnitt 3 Rückhaltebecken Trumau; Dokumentenname: 043 S-03-GT-110-ST-00 GB RTR.pdf
- [4] Convex und Mach & Partner (2024): Statik – Anhang I – Dotationsbauwerk RTR; Dokumentenname: 055 S-00-KI-101-ST-00 Anhang I - Dotationsbauwerk RTR.pdf
- [5] Convex und Mach & Partner (2024): Statik – Anhang II – Trennbauwerk RTR; Dokumentenname: 056 S-00-KI-102-ST-00 Anhang II - Trennbauwerk RTR.pdf
- [6] Convex und Mach & Partner (2024): Statik – Anhang III – Auslaufbauwerk RTR; Dokumentenname: 057 S-00-KI-103-ST-00 Anhang III - Auslaufbauwerk RTR.pdf
- [7] Convex und Mach & Partner (2024): Statik – Anhang IV – Rohrkopf Ausleitung RTR; Dokumentenname: 058 S-00-KI-104-ST-00 Anhang IV - Rohrkopf Ausleitung RTR.pdf
- [8] Convex und Mach & Partner (2024): Statik – Anhang V – Pumpwerk RTR; Dokumentenname: 059 S-00-KI-105-ST-00 Anhang V - Pumpwerk RTR.pdf

Pläne (referenziert)

- [9] Übersichtslageplan Rückhaltebecken Trumau; Dokumentenbezeichnung: 003 S-03-WB-203-ST-00 ULP2000_RTR.pdf
- [10] Objektplan Dotationsbauwerk RTR; Dokumentenname: 026 S-03-WB-507-ST-00 Objektplan Dotationsbauwerk RTR.pdf
- [11] Objektplan Trennbauwerk RTR; Dokumentenname: 027 S-03-WB-508-ST-00 Objektplan Trennbauwerk RTR.pdf
- [12] Objektplan Auslaufbauwerk RTR; Dokumentenname: 028 S-03-WB-509-ST-00 Objektplan Auslaufbauwerk RTR.pdf
- [13] Objektplan Rohrkopf Ausleitung RTR ; Dokumentenname: 029 S-03-WB-510-ST-00 Objektplan Rohrkopf Ausleitung RTR.pdf
- [14] Objektplan Pumpwerk RTR; Dokumentenname: 030 S-03-WB-511-ST-00 Objektplan Pumpwerk RTR.pdf
- [15] Anlage 7 – Geotechnische Schnitte Bauwerke; Dokumentenname: 050 S-03-GT-310-ST-00 GB RTR A7.pdf

Dokument	2024-11-18_HWRB_Trumau_Stellungnahme_STATIK
----------	---

Dr. Jürgen Suda	Stellungnahme Statik		18.11.2024
	Hochwasserrückhaltebecken Trumau		Revision 00
	Projektnummer:	0017 - 16804	Seite 3 / 15

2. Befund und Beurteilung

2.1. Übersicht über die geplante Maßnahmen

Gemäß [1], Seite 29 ist das Becken wie folgt geplant: An der Gemeindegrenze Oberwaltersdorf – Trumau besteht am linken Ufer eine große Waldfläche, die einen Altbestand eines Auwaldes der Triesting darstellt. Diese Waldfläche reicht im Süden bis knapp an das Siedlungsgebiet von Oberwaltersdorf heran, im Norden wird die Begrenzung durch die ÖBB Aspangbahn gebildet. Diese ehemalige Auwaldfläche wird zu einem Rückhaltebecken ausgebaut. Die Anlage besteht aus zwei Teilbecken, die in Summe ein Volumen von rund 1,2 Mio. m³ aufweisen (Becken 1 655.000 + Becken 2 530.000 m³). Die Dotierung erfolgt über ein Einlaufbauwerk an der Triesting und einer Zulaufmulde. Das Einlaufbauwerk befindet sich in etwa auf Höhe des Fluss-km 13+000. Der Zulauf zu dem Rückhaltebecken wird mit gesteuerten Schützen geregelt. Der Spitzenabfluss in der Triesting wird damit bei einem HQ100 von ca. 200 m³/s auf 155 m³/s reduziert. Die Steuerung erfolgt über eine Kombination Durchflussmess- und Wasserspiegelsonde in der Triesting flussab des Einlaufbauwerks im Bereich der ÖBB-Brücke Aspangbahn. Die beiden Teilbecken werden durch einen Trenndamm mit festem Überströmbereich getrennt. Die Notentlastung in Form einer weiteren Überströmstrecke befindet sich am nordwestlichen Ende des zweiten Beckens und entlastet in die nördlich gelegenen, landwirtschaftlich genutzten Flächen. Die Entleerung der beiden Becken erfolgt in drei Stufen nach dem Durchgang der Hochwasserwelle wieder zurück in die Triesting. Die oberste Lamelle entwässert zurück über die Zulaufmulde und dem Einlaufbauwerk. Die zweite Lamelle wird über Rohrleitungen mit Regelorganen im Osten der beiden Becken beim Trenndamm abgezogen. Dazu ist in weiterer Folge ein Abzugsgraben und eine ca. 700 m lange Rohrleitung unter der Aspangbahn bis zur Triesting erforderlich. Die dritte Lamelle wird über ein Pumpwerk nördlich des zweiten Beckens entwässert. Die Entleerungsleitung setzt sich aus einer ca. 400 m langen Pumpdruckleitung und einem anschließenden ca. 350 m langen Freispiegelkanal zusammen und mündet in den oben beschriebenen Abzugsgraben.

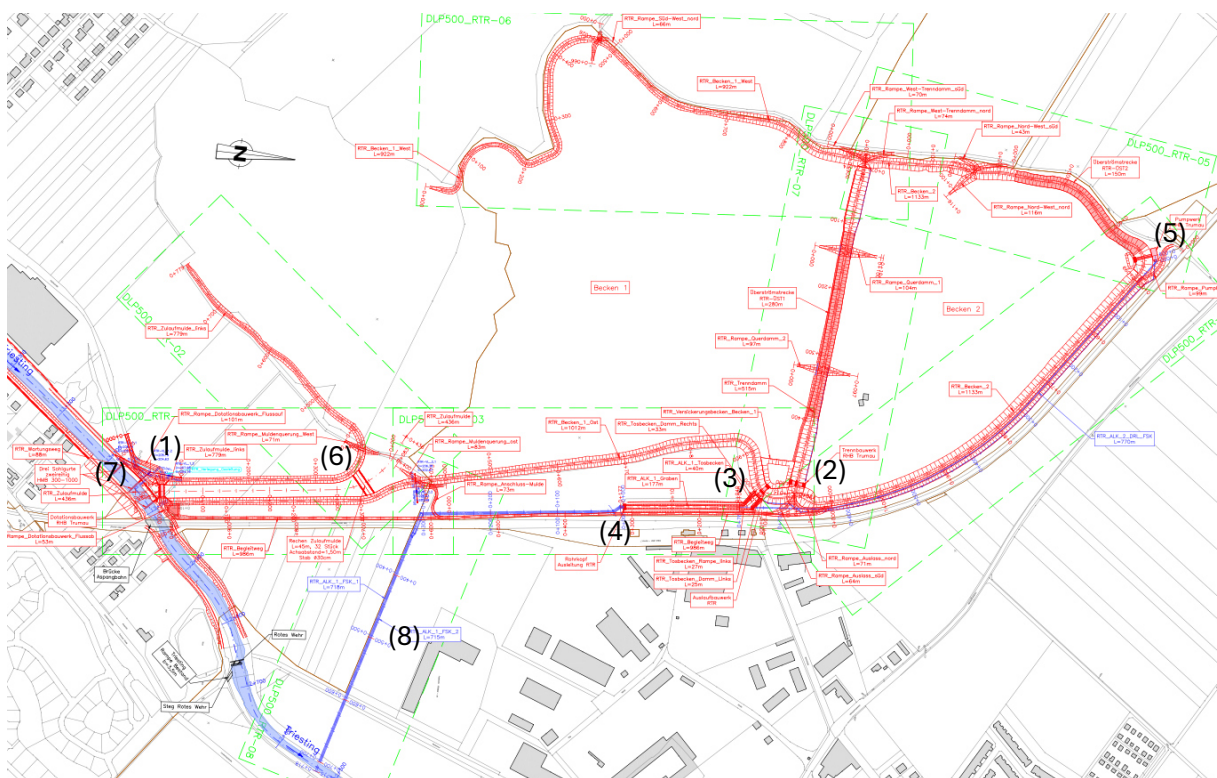


Abbildung 1: Übersicht über die geplanten Massivbauwerke; aus [9]

Dokument	2024-11-18_HWRB_Trumau_Stellungnahme_STATIK
----------	---

Dr. Jürgen Suda	Stellungnahme Statik		18.11.2024	
	Hochwasserrückhaltebecken Trumau		Revision	00
	Projektnummer:	0017 - 16804	Seite	4 / 15

Das Hochwasserrückhaltebecken wird durch ein Dammbauwerk (Zonendamm mit zentralem Dichtelement) eingefasst. Die Betriebseinrichtungen sind in Betonbauwerken untergebracht. Die folgenden Betonbauwerke werden errichtet (Lage siehe Abbildung 1):

- Dotationsbauwerk RHB Trumau (1)
- Trennbauwerk (2)
- Auslaufbauwerk (3)
- Rohrkopf Ausleitung (4)
- Pumpwerk (5)
- Rechen in die Zulaufmulde (6)
- Wildholzrechen Triesting (7)
- Ausleitung in die Triesting (8)

2.2. Konstruktion

2.2.1. Dotationsbauwerk (1)

Laut [2] besteht das Bauwerk aus einer Bodenplatte mit aufgehenden Wänden / Pfeilern, in die Führungsschienen für die Schütztafel eingelassen sind. Weiters ist ein befahrbares Brückentragwerk mit einer Breite von rd. 5,50m vorgesehen, über das der bestehende landwirtschaftliche Weg geführt wird. Die Flügelmauern werden vom Lastfluss an das Bauwerk über eine Arbeitsfuge monolithisch angebunden. Das Regelorgan besteht aus 4 Schützen mit jeweils zwei Spindelantrieben. Die Schütztafeln besitzen eine Größe von 3,60 x 2,65m. Die weitere Beschreibung inklusive 3d Animation des Bauwerkes findet sich in [2], Seite 15, die planliche Darstellung in [10].

Das Massivbauwerk wird im Bereich der seitlichen beckenseitigen Flügel an die zentrale Dammdichtung angeschlossen. Der seitliche Anschluss erfolgt mittels drei DSV Säulen (Detail siehe [3], Seite 108). Der untere Anschluss erfolgt mittels einer Übergangsschicht aus Schmalwandsuspension im Bereich des beckenseitigen Randes der Flachgründung (Detail siehe [3], Seite 106 und Abbildung 3).

Bauteildicken: Fundamentplatte und Streifenfundamente Flügel 60 cm, Wände der Flügel und Brückenplatte 50 cm, vertikale Wände zwischen den Schleusen 100 cm.

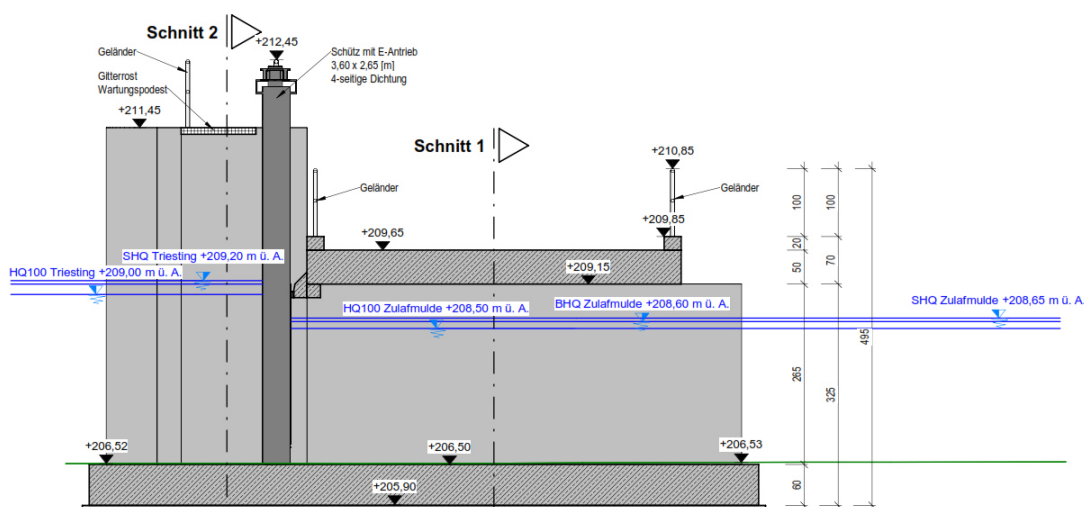


Abbildung 2: Schnitt durch das Dotationsbauwerk; aus [10]

Dr. Jürgen Suda	Stellungnahme Statik		18.11.2024	
	Hochwasserrückhaltebecken Trumau		Revision	00
	Projektnummer:	0017 - 16804	Seite	5 / 15

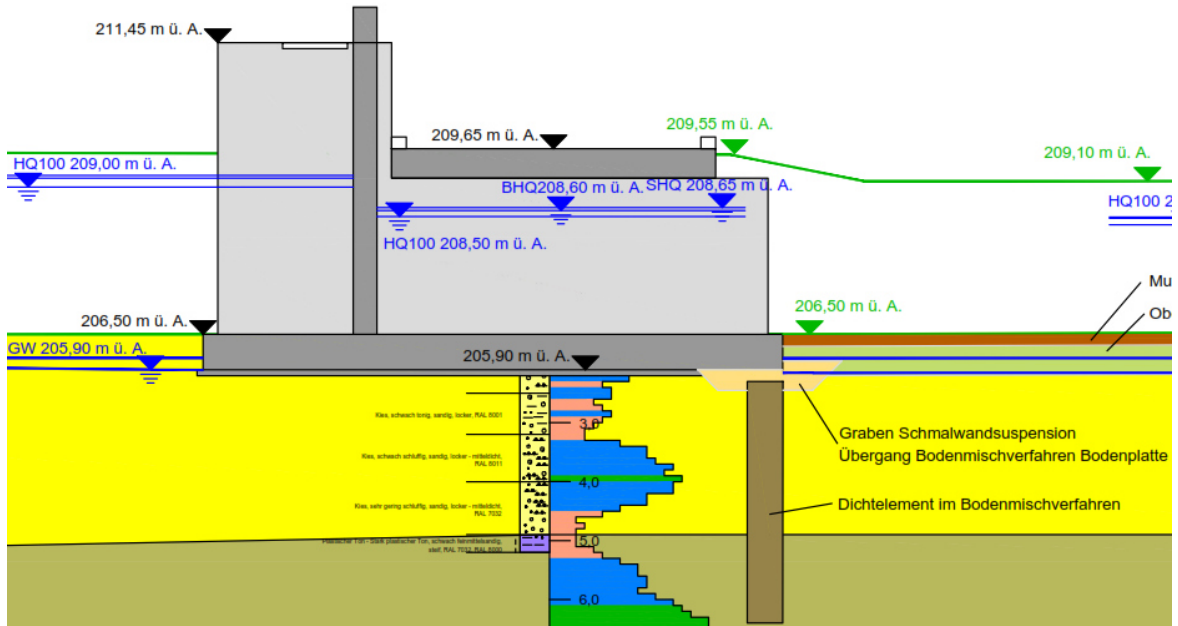


Abbildung 3: Schnitt durch das Dotationsbauwerk; aus [15]

2.2.2. Wildholzrechen Triesting (7)

Um eine Verklauung der Regelorgane hintanzuhalten ist, auf der Höhe der bestehenden Böschungsoberkante der Triesting, eine Rechenanlage auf einer Länge von rd. 75 m mit Vertikalstäben in einem Stababstand von 1,50 m und einem Stabdurchmesser von ca. 0,30 m vorgesehen. Die Konstruktion besteht aus runden Formrohren, die durch einen Kopfbalken miteinander verbunden sind. Die maximale Anströmgeschwindigkeit wird mit 3 m/s angegeben. Die weitere Beschreibung inklusive 3d Animation des Bauwerkes findet sich in [2], Seite 15, die planische Darstellung in [10]. Details siehe [3], Seite 100 und 102).

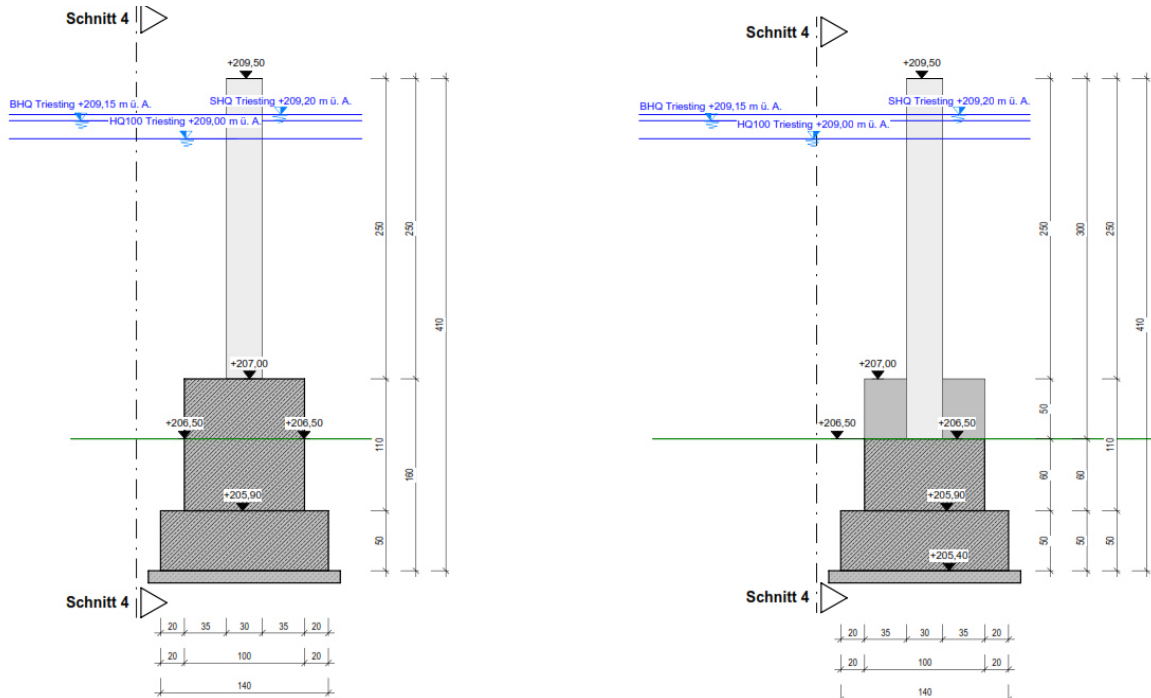


Abbildung 4: Schnitt durch den Wildholzrechen an der Triesting; aus [10]

Dr. Jürgen Suda	Stellungnahme Statik		18.11.2024
	Hochwasserrückhaltebecken Trumau		Revision 00
	Projektnummer:	0017 - 16804	Seite 6 / 15

2.2.3. Rechen in die Zulaufmulde (6)

Am Ende der Zulaufmulde hin zum Becken 1 wird ein zweiter Grobrechen angeordnet. Dieser weist ebenfalls eine Stababstand von 1,50 m und einem Stabdurchmesser von ca. 0,30 m auf und wird aus geramnten Stahlrohren hergestellt. Dieser Rechen dient zum Schutz beim Entleeren des Beckens, da die erste Wasserlammelle wieder zurück in die Triesting abfließen soll. Hierbei könnten durch das Waldgebiet Gehölze hin zum Dotationsbauwerk geführt werden. Die auftretende Fließgeschwindigkeit bei der Entleerung wird mit 0,25 m/s angegeben. Eine Darstellung des Bauwerkes findet sich in [2], Seite 47.

2.2.4. Trennbauwerk (2)

Gemäß [2] besteht das Trennbauwerk Rückhaltebecken Trumau aus zwei Rohrköpfen und einem Schieberschacht. Diese werden mit 3 parallellaufenden GFK-Rohren in DN1200 in Betonummantelung, die das Dammbauwerk auf einer Länge von 24,80m orthogonal queren, verbunden. Die Betonummantelung erfolgt rechteckig, um einen dichten Anschluss des Dammmaterials (ausreichende Verdichtung beim Einbau) sicherzustellen. Die Regelung erfolgt über Schieber in dem Schieberschacht mit rechteckigen Innenabmessungen 1,5m x 6,70m und einer Höhe von 5,70m ab Aufstandsfläche. Dieser befindet sich im Bereich der Dammkrone. Die Schachtabdeckung wird befahrbar ausgeführt. Die weitere Beschreibung inklusive 3d Animation des Bauwerkes findet sich in [2], Seite 16, die planliche Darstellung in [11].

Bauteildicken: Fundamentplatte 50 cm, Wände ein und Auslauf 30 cm, Wände der Schieberkammer 40 cm.

Das Massivbauwerk wird im Bereich des mittleren Schieberbauwerkes an die zentrale Dammdichtung angeschlossen. Der seitliche Anschluss erfolgt mittels zwei DSV Säulen (Detail siehe [3], Seite 112). Der untere Anschluss erfolgt mittels einer Übergangsschichte aus Schmalwandsuspension (Detail siehe [3], Seite 111 und Abbildung 6).

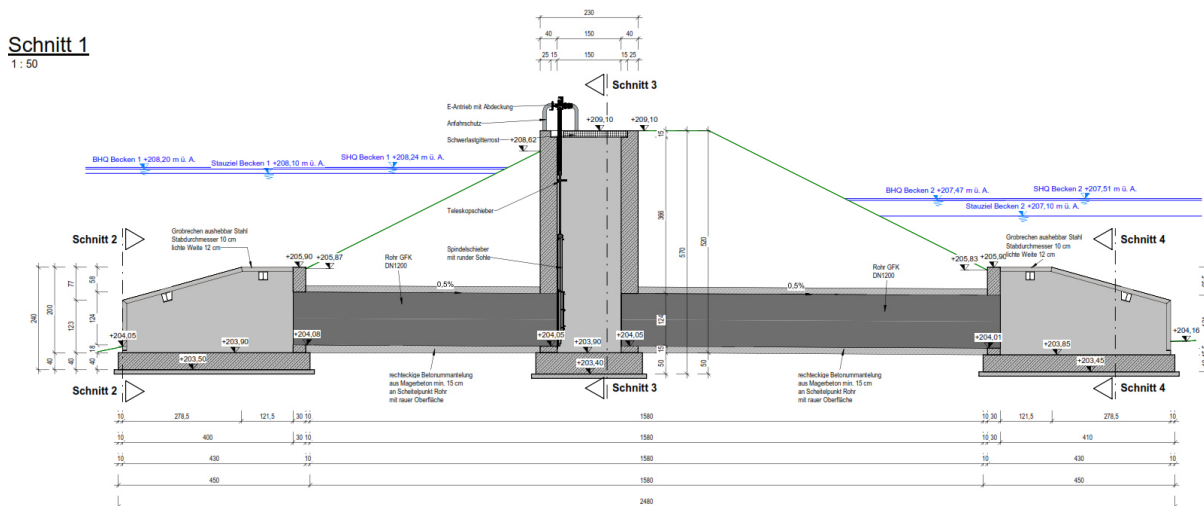


Abbildung 5: Schnitt durch das Trennbauwerk; aus [11]

Dr. Jürgen Suda	Stellungnahme Statik		18.11.2024
	Hochwasserrückhaltebecken Trumau		Revision 00
	Projektnummer:	0017 - 16804	Seite 7 / 15

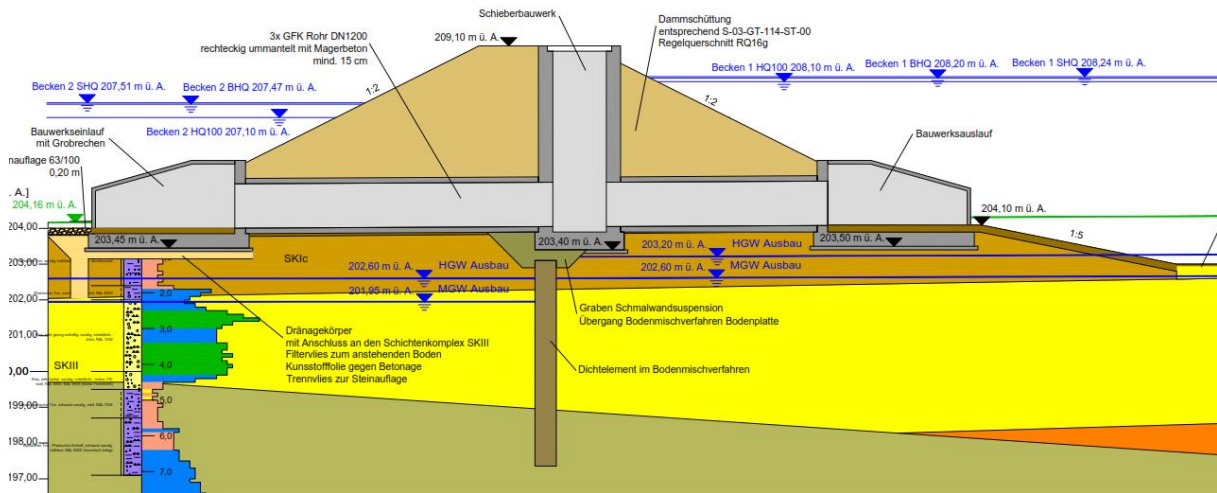


Abbildung 6: Schnitt durch das Trennbauwerk; aus [15] Hinweis: andere Richtung der Ansicht im Vergleich zu Abbildung 5

2.2.5. Auslaufbauwerk (3)

Das Auslaufbauwerk entspricht im Wesentlichen dem Trennbauwerk. Die weitere Beschreibung inklusive 3d Animation des Bauwerkes findet sich in [2], Seite 16f, die planische Darstellung in [12].

Bauteildicken: Fundamentplatte 50 cm, Wände ein und Auslauf 30 cm, Wände der Schieberkammer 40 cm.

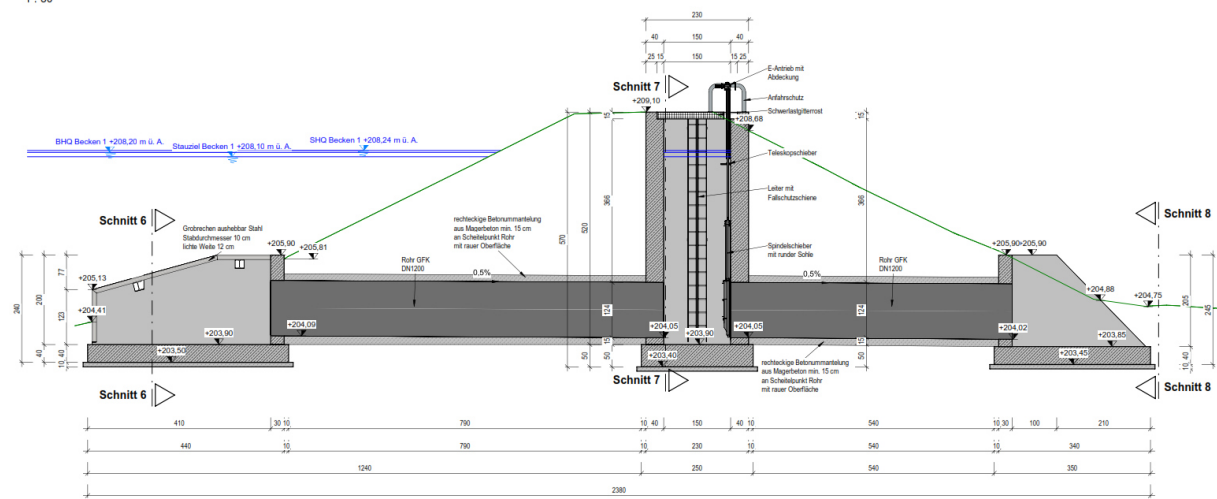


Abbildung 7: Schnitt durch das Auslaufbauwerk; aus [12]

Dr. Jürgen Suda	Stellungnahme Statik		18.11.2024
	Hochwasserrückhaltebecken Trumau		Revision 00
	Projektnummer:	0017 - 16804	Seite 9 / 15

Eurocodes (ÖNORM EN/B 1992, 1998, ÖNORM B 4710-1) unter Einbeziehung von Normen aus der Wildbachverbauung (ONR 24800, 24802 und 24802) und der Richtlinien der Staubeckenkommission,). Zur Normenliste siehe [2], Seite 11. Die äußere Standsicherheit wird mit globaler Sicherheit in Anlehnung an die RL Betonsperren nachgewiesen. Die Einwirkungen auf den Wildholzrechen werden in Anlehnung an den Bemessungsvorschlag Wildholzrechen der Stbk festgelegt.

Als Beton wird generell ein C25/30 eingesetzt ([2], Seite 11f). Als Festigkeitsklasse für die Bewehrung wurde ein B500 verwendet.

2.3.2. Bemessungsmodelle und Nachweise allgemein

Die Innere Standsicherheit und die Verformungen der Massivbauwerke wurden als 3d Modell mittels einer 3d FE-Software (RFEM) vorbemessen. Dabei wurden die Bewehrungsgrade und die maßgeblichen Verformungen ermittelt. Die maßgeblichen Verformungen finden sich in [2], Seite 30ff. Der Baugrund bzw. das anschließende Dammbauwerk wurde mittels Bettungen gemäß Kapitel 2.3.3 berücksichtigt. Die FE-Berechnungen im Detail finden sich in den Anhängen [4] bis [8]. Die Bemessung erfolgte gemäß ÖNORM EN/B 1992 mittels Teilsicherheitsbeiwerten. Teilsicherheitsbeiwerte für BS1: ständige E. = 1,35, Verkehrslasten = 1,35, Wasserdrücke = 1,5, Erddrücke = 1,35.

Die äußere Standsicherheit (Gleiten und Kippen) wurde beim Dotationsbauwerk mittels der resultierenden Kräfte nachgewiesen.

2.3.3. Bodenkennwerte

Laut [2], Seite 12 wurden folgende Bodenkennwerte für die statischen Berechnungen verwendet:

- vertikaler Bettungsmodul: 20 MN/m³
- horizontaler Bettungsmodul: 6,7 MN/m³
- Wichte Boden: 20 kN/m
- Wichte Boden unter Auftrieb: 10 kN/m
- Reibungswinkel: 27°

Der Reibungswinkel im Bereich der Aufstandsfläche des Dotationsbauwerkes wurde mit 35° angesetzt (gemäß [2], Seite 37).

2.3.4. Einwirkungen

Die Einwirkungen wurden gemäß ÖNORM EN/B 1991 Reihe abgeleitet (siehe [2], Seite 21ff). Schnee-, Wind- und Eislasten wurden als nicht relevant eingestuft. Das Eigengewicht der Stahlbetonbauteile wurde generell mit 25 kN/m³ angenommen. Als Verkehrslast auf befahrbaren Bauwerksteilen wurden 16,7 kN/m², auf nicht planmäßig befahrenen 5,0 kN/m² angesetzt. Als Erddruck wird generell der Erdruhedruck angesetzt ($K_0 = 0,546$.) Gesättigte Verhältnisse und Auflasten werden bei der Erddruckberechnung berücksichtigt. Die Wichte des Wassers wird generell mit 10 kN/m³ angenommen. Die Temperatureinwirkung wird mit einem Schwankungsbereich $\pm 10^\circ$ berücksichtigt (gleichmäßige Temperaturbeanspruchung). Die Grundlagen zur Erdbebeneinwirkung werden HORA entnommen. Der Beckenstandort liegt in der Erdbebenzone 3 mit einer horizontalen Beschleunigung von $a_{gR} = 0,90$ m/s. Gemäß RL Staubeckenkommission ergibt sich für das OBE die eff. Bodenbeschleunigung mit $1,1 \cdot 0,7 = 0,77$ m/s.

Beurteilung: Die Einwirkungen wurden gemäß dem Stand der Technik und nachvollziehbar hergeleitet. Den nicht als relevant eingestuften Einwirkungen wird zugestimmt.

Dokument	2024-11-18_HWRB_Trumau_Stellungnahme_STATIK
----------	---

Dr. Jürgen Suda	Stellungnahme Statik		18.11.2024
	Hochwasserrückhaltebecken Trumau		Revision 00
	Projektnummer:	0017 - 16804	Seite 10 / 15

2.3.5. Einwirkungskombinationen

Die EK werden in Anlehnung an die RL Betonsperren angesetzt. Laut „RL Betonsperren“ der Staubeckenkommission ist bei Hochwasserrückhaltebecken die Staukote der BS1 und der HQ 100 Wasserspiegel der BS2 zuzuordnen. Bei Trockenbecken ist als BS2 die Kombination leeres Becken + OBE nachzuweisen.

2.3.6. Bemessung Dotationsbauwerk

Die innere Standsicherheit wurde mit FE Berechnung nachgewiesen. Als statisches System wurde das Tragwerk aus ebenen Plattenelementen, biegesteif verbunden, modelliert. Es gibt keine Trennfugen. Modelliert wurde das gesamte Bauwerk mit Flächenbettung an der Unterseite der Fundamentplatten.

Es wurden die Einwirkungen gemäß Kapitel 2.3.4 angesetzt. Gemäß [2] wurde zum Nachweis der inneren und äußeren Standsicherheit der Wasserdruck triestingseitig bis HQ 100 Wasserspiegel angesetzt (siehe Abbildung 2). Die Schütztafeln werden als geschlossen angenommen. Der Rest des Bauwerkes ist nicht durch Wasser dotiert.

Dieser Wasserdruck wurde für das Sicherheitskonzept für die äußere Standsicherheit als BS2 und für die innere Standsicherheit als BS1 bzw. ständige Bemessungssituation aufgefasst. Es wurden die statischen horizontalen Wasserdrücke und die Wasserauflasten bis zu den Schütztafeln angesetzt, aber keine Sohlwasserdrücke.

Beurteilung: Da das Dichtelement stauraumseitig angeordnet ist (siehe Abbildung 3), ist unter der gesamten Fundamentplatte des Dotationsbauwerkes ein Auftrieb anzusetzen. Gem. RL Betonsperren in voller Höhe bis zum Dichtelement. Eine Einwirkungskombination, die der BS1 entspricht, wurde nicht untersucht. Hier ist der gegenteilige Einstaufall (Einstau von Becken Seite bis zu den Schütztafeln) als BS1 (Stauziel) zu untersuchen.

→ ***Für die Bemessung der inneren und äußeren Standsicherheit (bzw. STR und GEO Grenzzustände) des Dotationsbauwerkes sind alle maßgebenden Einwirkungskombinationen die sich aus den Betriebszuständen ergeben zu untersuchen. Zumindest ist der Fall eines Einstaues von Seite der Triesting und von Seite des Beckens bei jeweils geschlossener Schütztafel ohne Wassergegendruck zu untersuchen. Dabei sind auch die Sohlwasserdrücke (Auftrieb) gemäß der geplanten Dichtebene anzusetzen.***

Die äußere Standsicherheit (Gleiten und Kippen) beim Dotationsbauwerk wurde mittels der resultierenden Kräfte nachgewiesen. Die Nachweise wurden gemäß der RL Betonsperren mit globalen Sicherheiten geführt. Die Ergebnisse finden sich in [2], Seite 37ff. Als Reibungswinkel in der Sohlfläche wurden 35° verwendet. Erdwiderstände wurden berücksichtigt. Beim Gleitnachweis wurde ohne Ansatz des Sohlwasserdruckes ein Ausnutzungsgrad von ca. 14% ermittelt. Diese Problematik ist mit obiger Auflage abgedeckt.

2.3.7. Bemessung Trennbauwerk

Beim Trennbauwerk wurde die innere Standsicherheit (STR Grenzzustände) mittels FE-Modell nachgewiesen. Statisches System Trenn- und Auslaufbauwerk: ebene Plattenelemente, biegesteif verbunden. Modelliert wurden Ein- und Auslaufbauwerk der Rohre und Schieberkammer getrennt voneinander, keine Rohre, Flächenbettung an der Unterseite der Fundamentplatten. Die Wasserdrücke wurden beidseitig in gleicher Höhe angenommen. Es wurde kein Auftrieb angesetzt.

Dokument	2024-11-18_HWRB_Trurnau_Stellungnahme_STATIK
----------	--

Dr. Jürgen Suda	Stellungnahme Statik		18.11.2024
	Hochwasserrückhaltebecken Trumau		Revision 00
	Projektnummer:	0017 - 16804	Seite 11 / 15

Bei der äußeren Standsicherheit wurde in [2], Seite 44 argumentiert, dass aufgrund der gleichmäßigen Beanspruchung durch den Erddruck auf einen Nachweis im Zuge der Vorbemessung verzichtet wurde.

Beurteilung: Für die Vorbemessung werden die vereinfachten Betrachtungen akzeptiert. In Abbildung 7 ist ersichtlich, dass für den maßgeblichen Bemessungsfall eine Wasserspiegeldifferenz besteht. Weiters wirkt auf die Rohrköpfe ein Erddruck, welcher eine horizontale Kraft nach außen induziert. Die Kraft muss durch das Bauwerk selbst oder die Verbindung zum Rohr aufgenommen werden. Betrachtet man beispielsweise die Verformungen in [11], Seite 33 so sind im Bereich der Rohranschlüsse Verschiebungen und Verdrehungen ersichtlich. Dies müssen durch die Anschlüsse aufgenommen oder kompensiert werden.

- ***In der Detailplanung sind für die Bemessung der inneren und äußeren Standsicherheit (bzw. STR und GEO Grenzzustände) des Trenn- und des Auslaufbauwerkes alle maßgebenden Einwirkungskombinationen zu untersuchen. Dabei sind auch je nach Betriebsfall die Wasserstände innerhalb des Bauwerkes zu berücksichtigen. An den Rohrköpfen ist die Sicherheit gegen Gleiten nachzuweisen.***
- ***In der Detailplanung sind die Rohranschlüsse im Bereich des Trenn- und des Auslaufbauwerkes auf die auftretenden Verformungen auszulegen oder diese geeignet zu blockieren (z.B. biegesteifer Anschluss Rohrmantel an Massivbauwerk).***

2.3.8. Bemessung Auslaufbauwerk

Beim Auslaufbauwerk wurde die innere Standsicherheit (STR Grenzzustände) mittels FE-Modell nachgewiesen. Statisches System Trenn- und Auslaufbauwerk: ebene Plattenelemente, biegesteif verbunden. Modelliert wurden Ein- und Auslaufbauwerk der Rohre und Schieberkammer getrennt voneinander, keine Rohre, Flächenbettung an der Unterseite der Fundamentplatten. Weiters gelten hier die in Kapitel 2.3.7 getroffenen Aussagen.

2.3.9. Rohrkopf Ausleitung

Beim Auslaufbauwerk wurde die innere Standsicherheit (STR Grenzzustände) mittels FE-Modell nachgewiesen. Das statische System besteht aus ebenen biegesteif verbundenen Plattenelementen. Die Rohröffnungen wurden modelliert, die Rohre selbst nicht. An der Unterseite der Fundamentplatten wurde eine Flächenbettung berücksichtigt. Als Einwirkungen wurden Erddrücke und Temperaturlasten angesetzt.

Bei der äußeren Standsicherheit wurde in [2], Seite 42 argumentiert, dass aufgrund der gleichmäßigen Beanspruchung durch den Erddruck auf diese Nachweise verzichtet wird.

- ***In der Detailplanung des Rohrkopfes der Ausleitung sind für die Bemessung der inneren und äußeren Standsicherheit (bzw. STR und GEO Grenzzustände) alle maßgebenden Einwirkungskombinationen zu untersuchen. Am Rohrkopfes ist die Sicherheit gegen Gleiten nachzuweisen.***
- ***In der Detailplanung sind die Rohranschlüsse im Bereich des Rohrkopfes Ausleitung auf die auftretenden Verformungen auszubilden oder diese geeignet zu blockieren (z.B. biegesteifer Anschluss Rohrmantel an Massivbauwerk).***

2.3.10. Bemessung Pumpwerk

Beim Pumpwerk wurde die innere Standsicherheit (STR Grenzzustände) mittels FE-Modell nachgewiesen. Statisches System Pumpwerk: ebene Plattenelemente, biegesteif verbunden. Modelliert wurden Pumpenkammer und Einlaufbauwerk der Rohre getrennt voneinander, keine

Dokument	2024-11-18_HWRB_Trumau_Stellungnahme_STATIK
----------	---

Dr. Jürgen Suda	Stellungnahme Statik		18.11.2024
	Hochwasserrückhaltebecken Trumau		Revision 00
	Projektnummer:	0017 - 16804	Seite 12 / 15

Rohre, Flächenbettung an der Unterseite der Fundamentplatten. Die Rohre selbst und vor allem die Wechselwirkung zwischen den Rohren und der massiven Betonscheibe im Bereich des Dichtelementes des Dammes wurden nicht untersucht.

Bei der äußeren Standsicherheit wurde in [2], Seite 43 argumentiert, dass aufgrund der gleichmäßigen Beanspruchung durch den Erddruck auf einen Nachweis verzichtet wird.

Beurteilung: Für die Vorbemessung werden die vereinfachten Betrachtungen akzeptiert. Die Wechselwirkungen der Massivbauteile, der Rohre und der Kerndichtung müssen in der Detailplanung noch genauer untersucht werden.

- ***In der Detailplanung sind für die Bemessung der inneren und äußeren Standsicherheit (bzw. STR und GEO Grenzzustände) des Pumpwerkes samt Rohrleitung und Rohrkopf alle maßgebenden Einwirkungskombinationen zu untersuchen. Dabei sind auch je nach Betriebsfall die Wasserstände innerhalb des Bauwerkes zu berücksichtigen.***
- ***In der Detailplanung des Pumpwerkes sind die Rohranschlüsse und die Durchführungen auf die auftretenden Verformungen und Schnittkräfte auszulegen.***

2.3.11. Übersicht über die Ergebnisse der Bemessung der Massivbauwerke im Becken

Es wurden die charakteristischen Verformungen (GZG) und die erforderlichen Bewehrungen (GZT-BS1) Vorbemessen. Die wichtigsten Ergebnisse sind in Tab. 2.1 zusammengestellt.

Tab. 2.1: Ausgewählte Ergebnisse der Vorbemessungen der inneren Standsicherheit

Bauwerk	Max. char. Kontaktspannung Sohlfläche (umhüllende)	Maximale char. Verformungen im Tragwerk	Maximale vert. Verformung in der Sohlfläche	Bewehrung
Dotationsbauwerk *)	75 kN/m ² ([4],35)	16 mm ([4],23)	11,8 mm ([4],29)	bis 26 cm ² /m ([4],53)
Trennbauwerk	109 kN/m ² ([5],21)	9 mm ([5],36)	3,5 mm ([5],23)	bis 25 cm ² /m ([5],37)
Auslaufbauwerk	132 kN/m ² ([6],18)	9 mm ([6],28)	6,7 mm ([6],20)	bis 23 cm ² /m ([6],31)
Pumpwerk	144 kN/m ² ([8],22)	9 mm ([8],28)	7,5 mm ([8],20)	bis 22 cm ² /m ([8],43)
*) Hier ist zu berücksichtigen, dass die Sohlwasserdrücke nicht angesetzt wurden!				

Beurteilung: Die charakteristischen Kontaktspannungen und die Verformungen liegen im unkritischen Bereich. Die ermittelten Bewehrungsmengen sind bautechnisch umsetzbar. Beim Trenn- und Auslaufbauwerk und der Pumpenstation wurde die Beanspruchung der Rohre nicht nachgewiesen. Da es Verformungen im Bereich der Anschlüsse Rohr – Massivbauwerk gibt sind diese Fugen im Detailprojekt noch genauer zu betrachten. Diesbezüglich wurde schon unter Kapitel 2.3.7 eine Auflage formuliert.

Dr. Jürgen Suda	Stellungnahme Statik		18.11.2024
	Hochwasserrückhaltebecken Trumau		Revision 00
	Projektnummer:	0017 - 16804	Seite 13 / 15

2.3.12. Bemessung Wildholzrechen Triesting

Gemäß [2], Seite 44 wurden für die Bemessung folgende Lastfälle untersucht:

- Vollständige Verklausung eines Rechenfeldes: Hier wurde ein Feld als vollständig verklaust angenommen und der volle statische Wasserdruck angesetzt (siehe [2], Seite 47).
- Anprall „Normbaumstamm“: Abmessungen Baumstamm Länge 6 m, Durchmesser 0,5 m, Dichte 850 kg (Ansatz gemäß Bemessungsvorschlag Wildholzrechen der Stbk), Anprall-Geschwindigkeit 3 m/s (siehe [2], Seite 44)
- Verkeilter „Normbaumstamm“: Hier wurde ein Baumstamm zwischen zwei Rechenstäbe geklemmt. Die Rechenstäbe dienen als Auflager. Die Beanspruchung wird über die angeströmte projizierende Fläche des Baumstammes ermittelt.

Die Ersatzkraft für den Anprall wurde mittels Energieansatz/Verformung ermittelt. Als statisches System zur Ermittlung der Verformung wurde ein eingespannter Balken verwendet. Dabei wurde für den Anprall eine Ersatzkraft von 126 kN (Einspannmoment 378 kNm) ermittelt. Aus der Verklausung resultiert eine Kraft von 54 kN und ein Moment von 121,5 kNm. Für den verkeilter Baumstamm wurde eine maximale Kraft von ca. 25 kN ermittelt.

Vom Bemessungskonzept her wurde die Einwirkung aus dem Wildholz als außergewöhnliche Einwirkung betrachtet.

Die Einwirkungen wurden als gebetteter Pfahl in den Untergrund eingeleitet. Der dargestellte Stahlbetonbalken dient als Erosionsschutz und Kopfbalken. Dieser wurde statisch nicht bemessen.

Beurteilung: Die Einwirkungen wurden in Anlehnung an den Bemessungsvorschlag der Staubeckenkommission ermittelt. Laut Beschreibung im Statischen Bericht werden die Rechenstäbe als eingebettete Pfähle ausgeführt, in den Plänen ist lediglich eine Flachgründung eingezeichnet. Die Flachgründung wurde nicht bemessen.

→ ***In der Detailplanung ist die Gründung der Rechenkonstruktion an der Triesting festzulegen und geeignet zu bemessen. Dabei ist bei einer Flachgründung zumindest die Sicherheit gegen Gleiten, Kippen und Grundbruch nachzuweisen.***

3. Auflagen

Zusammenfassung der Auflagen aus den vorangegangenen Kapiteln:

- ***Für die Bemessung der inneren und äußeren Standsicherheit (bzw. STR und GEO Grenzzustände) des Dotationsbauwerkes sind alle maßgebenden Einwirkungskombinationen die sich aus den Betriebszuständen ergeben zu untersuchen. Zumindest ist der Fall eines Einstaues von Seite der Triesting und von Seite des Beckens bei jeweils geschlossener Schütztafel ohne Wassergegendruck zu untersuchen. Dabei sind auch die Sohlwasserdrücke (Auftrieb) gemäß der geplanten Dichtebene anzusetzen.***
- ***In der Detailplanung sind für die Bemessung der inneren und äußeren Standsicherheit (bzw. STR und GEO Grenzzustände) des Trenn- und des Auslaufbauwerkes alle maßgebenden Einwirkungskombinationen zu untersuchen. Dabei sind auch je nach Betriebsfall die Wasserstände innerhalb des Bauwerkes zu berücksichtigen. An den Rohrköpfen ist die Sicherheit gegen Gleiten nachzuweisen.***

Dr. Jürgen Suda	Stellungnahme Statik		18.11.2024
	Hochwasserrückhaltebecken Trumau		Revision 00
	Projektnummer:	0017 - 16804	Seite 14 / 15

- ***In der Detailplanung sind die Rohranschlüsse im Bereich des Trenn- und des Auslaufbauwerkes auf die auftretenden Verformungen auszulegen oder diese geeignet zu blockieren (z.B. biegesteifer Anschluss Rohrmantel an Massivbauwerk).***
- ***In der Detailplanung des Rohrkopfes der Ausleitung sind für die Bemessung der inneren und äußeren Standsicherheit (bzw. STR und GEO Grenzzustände) alle maßgebenden Einwirkungskombinationen zu untersuchen. Am Rohrkopfes ist die Sicherheit gegen Gleiten nachzuweisen.***
- ***In der Detailplanung sind die Rohranschlüsse im Bereich des Rohrkopfes Ausleitung auf die auftretenden Verformungen auszubilden oder diese geeignet zu blockieren (z.B. biegesteifer Anschluss Rohrmantel an Massivbauwerk).***
- ***In der Detailplanung sind für die Bemessung der inneren und äußeren Standsicherheit (bzw. STR und GEO Grenzzustände) des Pumpwerkes samt Rohrleitung und Rohrkopf alle maßgebenden Einwirkungskombinationen zu untersuchen. Dabei sind auch je nach Betriebsfall die Wasserstände innerhalb des Bauwerkes zu berücksichtigen.***
- ***In der Detailplanung des Pumpwerkes sind die Rohranschlüsse und die Durchführungen auf die auftretenden Verformungen und Schnittkräfte auszulegen.***
- ***In der Detailplanung ist die Gründung der Rechenkonstruktion an der Triesting festzulegen und geeignet zu bemessen. Dabei ist bei einer Flachgründung zumindest die Sicherheit gegen Gleiten, Kippen und Grundbruch nachzuweisen.***

Weitere Allgemeine Auflagen:

- ***Bei der Ausführungsstatik sind alle möglichen Verkläusungsszenarien (verlegte Rechen, Verschlussorgane,...) als außergewöhnliche Bemessungssituationen statisch nachzuweisen.***
- ***Es ist ein Beton- und Betonierkonzept zu erstellen, das den Umfang der Erstprüfungen, die erforderlichen Prüfnachweise, die Vorgaben für die Betonherstellung, den Betontransport, den Betoneinbau, die Betonnachbehandlung und Qualitätsprüfung beinhaltet. Beim vorliegenden Bauwerk kann die ÖNORM B 4710-1 angewendet werden.***
- ***Die statische Bemessung (Ausführungsstatik) ist dem von der Behörde bestellten SV für Statik rechtzeitig vor Baubeginn vorzulegen.***
- ***Für alle eingestauten Bauteile sind bei der Ermittlung der Bewehrung Fugenwasserdrücke zu berücksichtigen (z.B. laut DIN 19702).***

4. Zusammenfassung

Der Entwurf des Bauwerkes entspricht üblichen Konstruktionen und ist in der Lage die geforderte Funktion zu erfüllen. Die statische Tragfähigkeit des Tragwerkes konnte durch eine Vorbemessung ausreichend nachgewiesen werden. Anschlussdetails zur Dichtung des Dammes und damit zusammenhängende Sohlwasserdrücke sind in der Sitzung noch im Detail zu diskutieren.

Unter Berücksichtigung vorigen Absatzes und der Auflagen in Kapitel 3 gibt es aus Sicht des Fachgebietes Statik gegen eine positive Beurteilung des Projektes durch die Staubeckenkommission keinen Einwand.

Dokument	2024-11-18_HWRB_Trurnau_Stellungnahme_STATIK
----------	--

Dr. Jürgen Suda	Stellungnahme Statik		18.11.2024
	Hochwasserrückhaltebecken Trumau		Revision 00
	Projektnummer:	0017 - 16804	Seite 15 / 15

Dr. Jürgen Suda

Dr. Jürgen Suda

Wien, am 18.11.2024

TRIESTING Wasserverband Hochwasserschutz

Oberwaltersdorf – Trumau - Münchendorf
Triesting Wasserverband

Stellungnahme des Referenten für Wasserbau

erstellt im Auftrag der Österreichischen Staubeckenkommission

 **Bundesministerium**
Nachhaltigkeit und
Tourismus

Graz, im November 2024

1. Inhalt

TRIESTING Wasserverband	1
1. Inhalt.....	2
2. Stellungnahme - Wasserbau	3
2.1. Unterlagen und Abgrenzung	3
2.2. Befund und Beurteilung.....	4
2.2.1. Hydrologie – Ermittlung Hochwasser	4
2.2.2. Speicher Trumau	4
2.2.3. Ermittlung Freibord	6
2.2.4. Dotationsbauwerk	6
2.2.5. Notentlastung	10
2.2.6. Entleerung.....	11
2.2.7. Schützsteuerung	11
2.3. Zusammenfassung.....	12

2. Stellungnahme - Wasserbau

Im Auftrag der österreichischen Staubeckenkommission wird für das Fachgebiet Wasserbau diese Stellungnahme verfasst.

2.1. Unterlagen und Abgrenzung

Die der Beurteilung zugrundeliegenden Unterlagen wurden vom Projektanten mit Status der Bearbeitung (8.11.2024) in digitaler Form übermittelt.

Im Zuge der Stellungnahme werden nachfolgende technischen Berichte zitiert:

- Technischer Bericht – 001 S-00-WB-100-ST-00 Technischer Bericht_uf
- Planunterlagen laut Einlagenverzeichnis
 - 000 S-00-AL-000-ST-00 Einlagenverzeichnis_uf

Für das Fachgebiet Wasserbau werden nachfolgende Aspekte des Projektes behandelt:

- Hydraulische Anlagenteile und deren Funktionsweise
 - Rückhaltebauwerk - Bewirtschaftung – Wasserspiegellagen – Retention
 - Dotationsbauwerk
 - Freiborde für den Auslegungsfall (HQ₁₀₀), BHQ und SHQ
 - Hochwasserentlastung
 - Überleitung und Entlastungsbauwerk, Weiterleitung
 - Entleerung der Retentionsbecken
- Betriebsführung

In dieser Stellungnahme werden aus der Sicht des Wasserbaus nur in Bezug auf das Rückhaltebecken Trumau (RTR) die Unterlagen beurteilt. Dabei wird die Funktion des Dotierbauwerkes, die Befüllung der Becken sowie die Wirkungsweise der Überströmstrecke zwischen Becken 1 (RTR-1) und Becken 2 (RTR-2) sowie die Überströmstrecke zur Entlastung des RTR-2 mit der hydraulischen Wirkung der baulichen Maßnahmen zur Entleerung der Becken beurteilt.

Es erfolgt keine Beurteilung von Linearmaßnahmen und auch keine Beurteilung anderer Rückhaltemaßnahmen – obschon diese Unterlagen mit eingereicht sind.

2.2. Befund und Beurteilung

2.2.1. Hydrologie – Ermittlung Hochwasser

Für die Ermittlung der Zuflüsse zur Bemessung der Hochwassersicherheit gemäß „Leitfaden zum Nachweis der Hochwassersicherheit von Talsperren“ wird auf das Gutachten für das Fachgebiet Hydrologie von Prof. Günter Blöschl verwiesen. Die ermittelten Zuflussganglinien mit den Spitzenabflüssen und in weiterer Folge die Ergebnisse der 2D hydraulischen Berechnung sind Eingangsgrößen für die wasserbautechnische Beurteilung des Rückhaltebeckens Trumau.

2.2.2. Speicher Trumau

Für den Hochwasserschutz „Oberwaltersdorf-Trumau-Münchendorf“ sind ergänzend zu den natürlichen Rückhalteräumen, den linearen Ausbaumaßnahmen auch technische Rückhaltemaßnahmen im Nebenschluß vorgesehen. Dies sind das Rückhaltebecken Oberwaltersdorf (ROW) und das Rückhaltebecken Trumau (RTR). Dabei erfolgt die Dotierung des RTR über ein gesteuertes Einlaufbauwerk. Das Bauwerk RTR ist mit einer ungesteuerten Überfallsektion zur Hochwasserentlastung - der Notentlastung - ausgestattet.

Das RTR wird durch die Nutzung einer Auwaldfläche aus zwei Teilbecken bestehen, die in Summe 1,2 Mio m³ Wasser speichern können (RTR-1 mit 0,655 Mio m³ und RTR-2 mit 0,53 Mio m³).

Das RTR wird aus einem Einlaufbauwerk über eine Zulaufmulde mit gesteuerten Schützen dotiert. Dabei ist bei einem HQ₁₀₀ geplant, dass der Spitzenabfluss in der Triesting (von 200m³/s) auf 155m³/s reduziert wird. Die Steuerung erfolgt über eine Kombination von Durchflussmessung und Wasserspiegelsonde flussab des Einlaufbauwerkes im Bereich der ÖBB-Brücke Aspang erfolgen.

Die beiden Teilbecken sind durch einen Damm mit festem Wehr – einer festen Überströmstrecke (auf 207,9 müA) – getrennt. Im Falle der erforderlichen Entlastung des RTR-2 erfolgt diese über eine Überfallsektion in landwirtschaftlich genutzte Flächen (auf einer Höhe 207,1 müA).

Nach dem Durchgang der Hochwasserwelle erfolgt die Entleerung in drei Stufen zurück in die Triesting:

- Die oberste Lamelle wird über die Zulaufmulde zurück in die Triesting entwässert
- Die tiefere zweite Lamelle wird über Regelorgan und Rohrleitung unter der Aspang Bahn in die Triesting entwässert
- Die Restentleerung erfolgt über ein Pumpwerk

2.2.2.1. Darlegung der Situation laut technischem Bericht 6.4

Das Becken 1 wird über eine 400m lange Zulaufmulde dotiert. Diese Zulaufmulde ist in einer Breite von 20m und in einer Steigung von 0,15% von der Triesting bis zur Einlauftrumpete (Hochpunkt 207,1 müA) ausgebildet.

D.h. bei der Befüllung ist beim Einlaufbauwerk 0,6m Wasserstand zu erreichen, damit der Wasserstand genau auf Einlauftrumpetenhöhe (Hochpunkt liegt auf 207,1 müA) zu liegen kommt.

Bei Erreichen eines Durchflusses von 155m³/s in der Triesting (Messstelle – flussab des Dotationsbauwerkes) werden bis zu 45m³/s – beim Bemessungslastfall HQ₁₀₀ - in das RTR ausgeleitet.

Die Überströmstrecke zur Dotierung von Becken 1 nach Becken 2 beträgt 280m.

Anmerkung:

Bei höheren Wassermengen bzw. Wasserspiegeln in der Triesting auf Höhe des Dotierbauwerkes werden entsprechend höhere Wassermengen in das RTR geleitet; dafür sind die Nachweise – für BHQ und SHQ – in den Unterlagen geführt.

Bezeichnung	Kote
Stauziele / Freiborde	
Zulaufmulde Hochpunkt	207,1 müA
Stauziel – Becken 1 – RTR-1	208,1 müA
Dammkrone	209,1 müA
Überströmstrecke – Becken 2	207,9 müA / L=280
Max. Dammhöhe	5m
Volumen	655000m ³
Stauziel – Becken 2 – RTR-2	207,1 müA
Dammkrone	208,1 müA
Entlastungsüberlauf - Notentlastung	207,1 müA / L=210
Max. Dammhöhe	5,7m
Volumen	530000m ³
Maximale Stauhöhen	4m bzw. 4,7m
Freibord – Dichtoberkante bzw. Dammkrone bei HQ ₁₀₀	1,0 m
Schwelle Einlauftrumpete – Becken 1	207,1 müA
Speicherinhalt (Stauziel – RTR-1 bei 208,1 und RTR-2 bei 207,1)	1200000 m ³
Flächenbedarf für RTR	720000m ²

2.2.3. Ermittlung Freibord

Die Bemessung für das Wellenfreibord wird nach DVWK Merkblatt 246/1997 unter nachfolgenden Annahmen durchgeführt:

- Windgeschwindigkeit von $w_{10}=25\text{m/s}$
- Orientierung orthogonal zur Dammkrone
- Mittlere Wassertiefe von 3,7m angesetzt
- Streichlänge 50m (Gehölzbewuchs im Becken bleibt erhalten)

Unter diesen Annahmen wird ein Wellenfreibord von etwa 40cm ermittelt.

Beurteilung:

Das erforderliche Freibord zur Dammkrone bzw. Dichtungsoberkante ist bei beiden Becken RTR-1 und RTR-2, wie zusammenfassend dargestellt, mit einem entsprechenden Sicherheitsmaß, eingehalten.

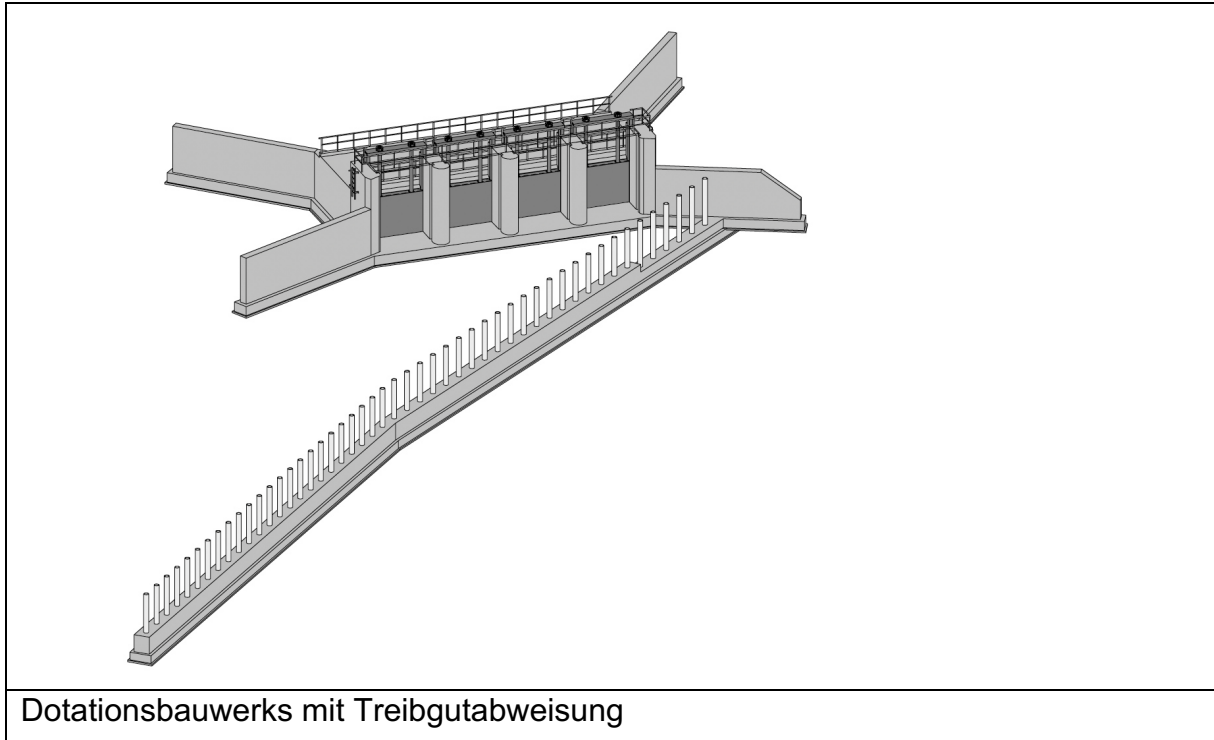
RTR	Damm OK	HQ100	BHQ	SHQ
RTR - 1	209,10	208,1	208,2	208,25
	Freibord	1m	0,9m	0,85m
RTR - 2	208,10	207,1	207,47	207,51
	Freibord	1m	0,63m	0,59m

Wenn die Stauräume bewaldet bleiben, sind die Annahmen der Windgeschwindigkeit sowie der Streichlänge konservativ gewählt.

2.2.4. Dotationsbauwerk

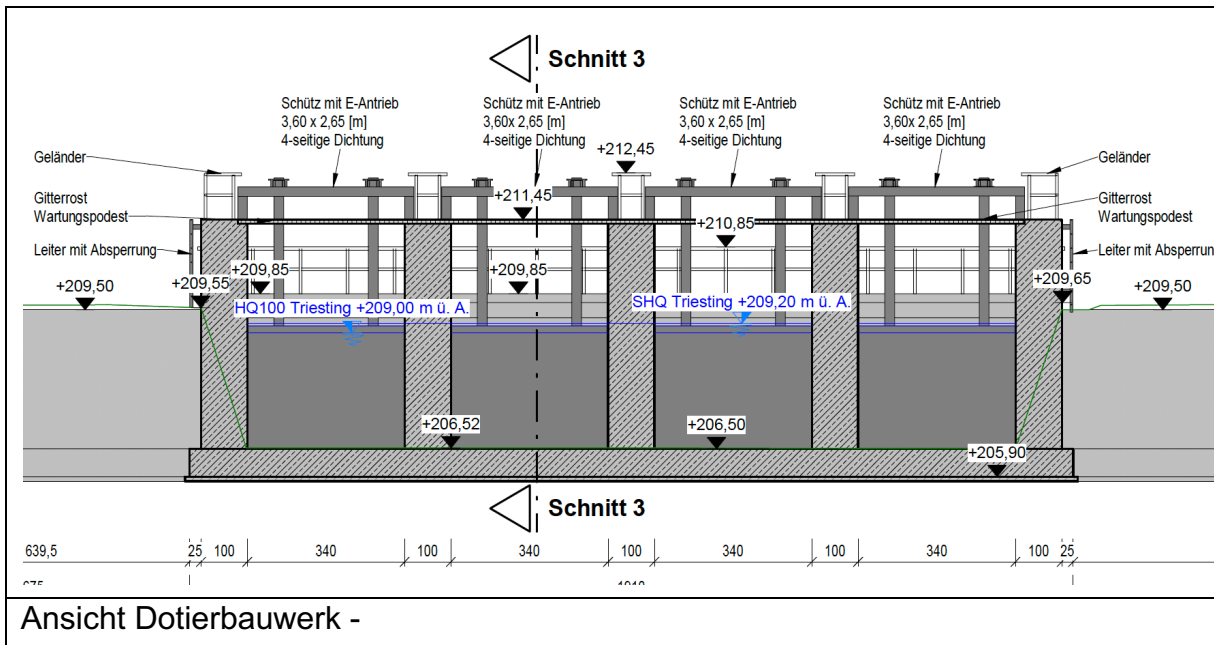
Im Kapitel 8.8 ist die hydraulische Nachweisführung für die Ausleitung (Dotierung) des RTR sowie die Nachweisführung durch Wasserspiegel und Energielinie für die Dotationswassermenge von $45\text{m}^3/\text{s}$ und insbesondere für das HQ₁₀₀ Ereignis dargelegt.

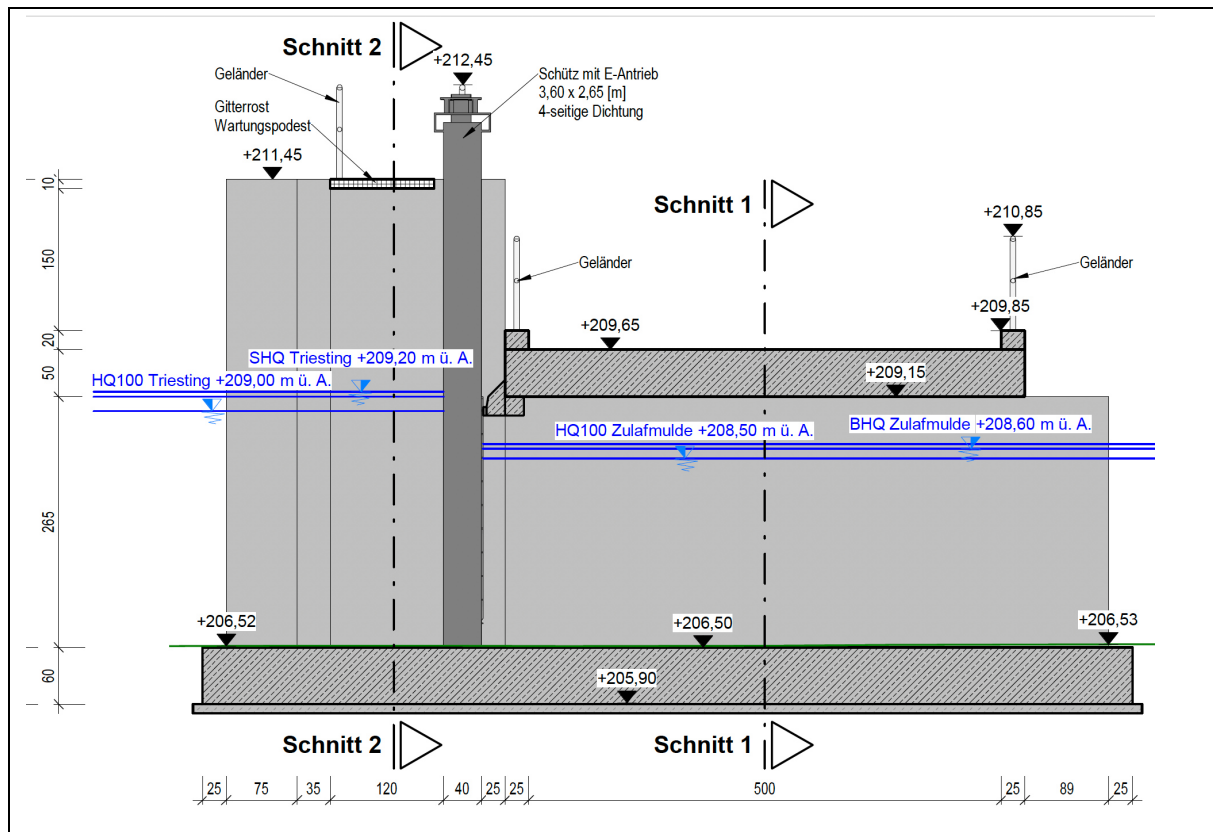
Das Dotationsbauwerk ist bei km 13+050 und km 13+000 situiert und mit 4 Schützentafeln $4 \times (3,6 \times 2,65\text{m})$ ausgestattet. Es ist beschrieben, dass im Ereignisfall die Dotationswassermenge von $45\text{m}^3/\text{s}$ über **3 Schützenöffnungen** ausgeleitet wird.



Anmerkung:

Die Treibgutabweisung – dargestellt im 3D Modell – weist im Anschlussbereich eine hydraulisch ungünstige Abströmbedingung auf. Es wird vorgeschlagen, den Anschluss bündig mit der Flügelmauer abzuschliessen.





Schnitt 3 -3 – Wasserstände HQ100 - SHQ

Durch Messung des Wasserstandes und Korrelation mit dem Durchfluss (für HQ₁₀₀ ab 155m³/s) unterstromig des Dotierbauwerkes werden die Schütze des Dotierbauwerkes geöffnet. Wenn die Steuerung auf grundlegend 4 Schütze gestellt wird, können so maximal (bei Erreichen des zum Stauspiegel entsprechenden Wasserstandes in der Ausleitungsmulde) etwa 70m³/s ausgeleitet werden. Prinzipiell ergibt sich ein geänderter Verlauf der Ganglinien und auch der aus- und übergeleiteten Durchflüsse.

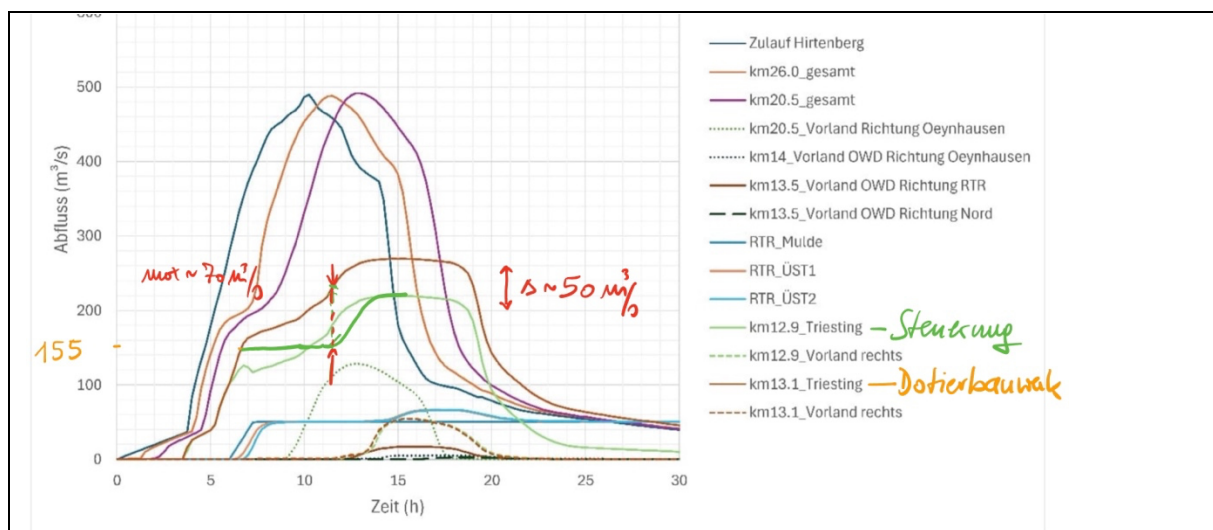


Abbildung 43 Ablauf der BHQ-Welle zwischen Hirtenberg und Standort RHB Trumau

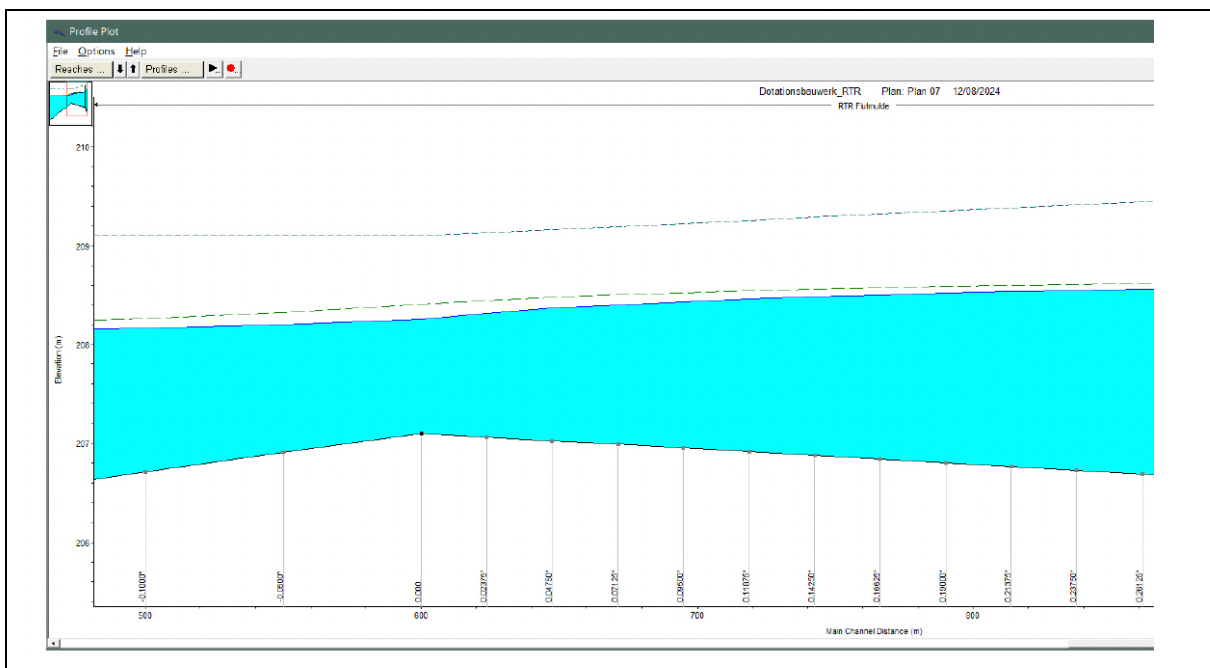
Zuflussganglinie Dotierbauwerke BHQ – Ganglinie nach der Steuerung

Anmerkung:

Für die Steuerung der Ausleitung sind alle 4 Schütze anzusetzen. Da im Ereignisfall nicht gewährleistet werden kann, dass bei Ausfall eines Schütz (von dreien) in entsprechender Zeit mit händischer Steuerung ein weiterer Schütz geöffnet werden kann.

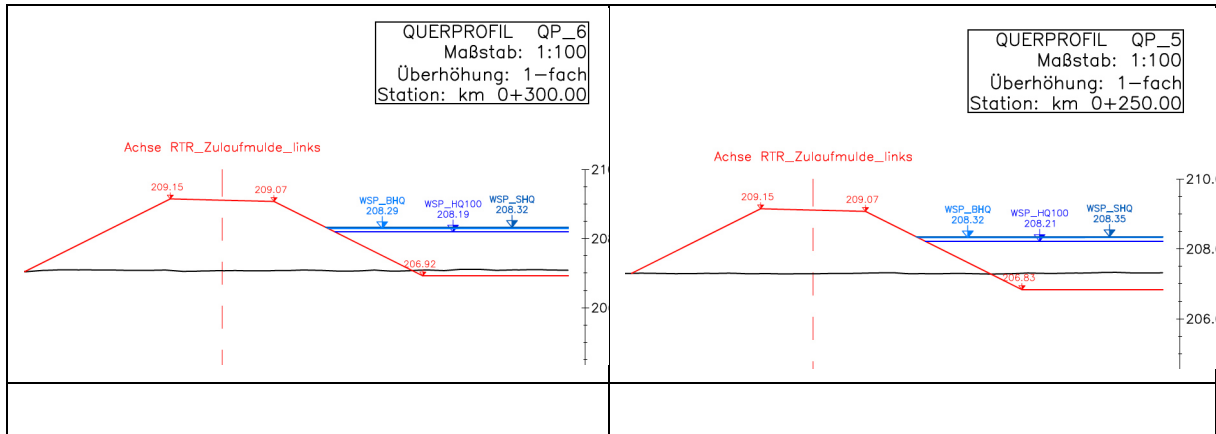
In den Darstellungen der Retentionsberechnung sind die Ganglinien des Zu- und Abflusses entsprechend der gewählten Steuerung anzupassen. D.h. dass auch bei BHQ und SHQ die Zu- und Abflussganglinie den Steuervorgang und die Füllung des Beckens widerspiegeln soll.

Für den Lastfall HQ₁₀₀ wird – nach Erreichen der Volfüllung der Becken 1 und 2 – der Überstau aus dem Becken 1 in das Becken 2 fließen, bis in RTR-1 der Wasserstand 207,9müA erreicht ist. D.h., dass die Notentlastung schon bei einem HQ₁₀₀ anspringt.



HeCRAS - Ermittlung – Wasserspiegellage und Energielinie – Ausleitung 45m³/s

Die Querprofile „links“ sind spiegelverkehrt dargestellt und nicht entsprechend der Schnittführung.



Anmerkung:

Anordnung eines Rechens bei der sogenannten Einlauftrumpete wird aufgrund des Entleervorganges angeordnet. Es wird vorgeschlagen darauf zu verzichten, da unter Umständen beim Befüllvorgang die Einströmung behindert werden könnte.

2.2.5. Notentlastung

Der Notüberlauf des Becken RTR mit einer Länge von 210m wird im Falle eines SHQ – nach hydraulischer Berechnung – mit 79m³/s beaufschlagt und erfordert einen Überstau von 0,41m. (Nachrechnung ergibt 98m³/s bei Überstau von 41cm).

Auf Seite 79 des Berichtes ist ausgeführt, dass die „Notentlastung“ in der Lage ist, für ein BHQ 490m³/s bzw. ein SHQ von 637m³/s das Freibord zu gewährleisten und die Rückhaltebecken robust auszulegen. Damit werden bei einem Überstau von 37cm bei BHQ 66m³/s (78m³/s) und bei einem Überstau von 41cm bei SHQ 79 m³/s (93m³/s) aus dem RTR-2 ausgeleitet. Die Nachrechnung für einen breitkronigen Überfall ergibt allerdings die in () angegebenen Werte. Das heißt umgekehrt auch, dass die Wasserspiegellagen bei 66m³/s auf 207,42müA und bei 79m³/s auf 207,46müA und damit um 5cm tiefer zu liegen kämen.

Damit werden nachfolgende Staukoten im Bericht ermittelt:

	HQ ₁₀₀	BHQ	SHQ
		490 m ³ /s	637m ³ /s
Aufstau – Becken 1	208,1 müA	208,20 müA	208,24 müA
Becken 2 – RTR-2	207,1 müA	207,47 müA	207,51 müA
Notentlastung	(?)	66m ³ /s	79 m ³ /s
Überfallhöhe Notentleerung	(?)	0,37m	0,41m
Wellenauflauf	0,4m	0,4m	0,4m

Anmerkung:

Durch die Anordnung der Notentlastung und die angegebenen Stauziele für den Ausbau für ein HQ₁₀₀ Ereignis, wird nach Erreichen des „Ausbauzieles“ die Notentlastung planmäßig überströmt, da im RTR-1 der Wasserspiegel auf die Höhe der Überströmstrecke, damit auf 207,9müA absinkt und das ins RTR-2 abgegebene Wasser über die Notentlastung ins Unterwasser abgeleitet wird.

Die Formulierung (Seite 70 des Berichtes) „Die Notentlastung ist auf ein BHQ = 490m³/s ausgelegt“ ist entsprechend der tatsächlichen Situation für das Becken RTR anzupassen.

2.2.6. Entleerung

Im Bericht unter 8.10.2 ist der Vorgang der Entleerung für das RTR detailliert.

Zuerst werden die Becken RTR-1 und RTR-2 im Rohrdurchlass verbunden. Über das Dotierbauwerk werden die Becken abgesenkt, und zwar auf eine Höhe 207,1 müA – dies ist der Hochpunkt im Zulaufkanal und entspricht auch dem Stauziel RTR-2. Als Zeitdauer werden 15h ermittelt. Der verbleibende Inhalt des Beckens 1 und damit verbunden RTR-2 wird über das Auslaufbauwerk RTR bis auf eine Höhe von 204,4müA entleert.

Der noch tiefer liegende Bereich des Beckens 2 wird über das Pumpwerk RTR in das Ausleitungssystem, damit in den Freispiegelkanal gehoben und fließt dann weiter in die Triesting ab.

Als gesamte Dauer für die Entleerung werden etwa 7,5 Tage angegeben.

Anmerkung:

Im Kapitel 8.10.2 wird auf die Detaillierung auf Kapitel 6.2.1 verwiesen – allerdings betrifft dies das Retentionsbecken Oberwaltersdorf und nicht Trumau. Damit sollte als Verweis 6.4.1 stehen.

2.2.7. Schützsteuerung

Für die Funktion des Hochwasserrückhaltebeckens ist die gesicherte Wasserstands- und Durchflussermittlung in der Triesting wesentlich und damit verbunden der gesicherte Einsatz der Schützensteuerung.

Die Nachweise sollen alle 4 vorhandenen Schütze – die auch automatisch gesteuert werden – einbeziehen.

2.3. Zusammenfassung

Durch die konservativen Annahmen in Hinblick auf die Steuerung der Befüllung des Rückhaltebeckens Trumau (RTR) und Dimensionierung der Notentlastung ist aus wasserbautechnischer Sicht dessen Funktion als robust zu bezeichnen und gewährleistet.

Folgende Auflagenpunkte sind zur nachweislichen Erfüllung formuliert und deren Umsetzung ist durch den für den Wasserbau bestellten SV im wasserrechtlichen Verfahren zu bestätigen:

- Für das Dotierbauwerke ist eine detaillierte Betriebsanweisung festzulegen; es wird vorgeschlagen, alle 4 vorhandenen Schütze zur Steuerung der Ausleitung vorzusehen
- Treibgutabweisung - Unholzrechen – hydraulische Anordnung
- Dauerhafte und überprüfte Gewährleistung der Höhenlage der jeweiligen Überströmstrecke
- Die Überarbeitung folgender Nachweise ist erforderlich:
 - Auswertung und Darstellung der HQ₁₀₀, BHQ und SHQ - Ereignisse in den Zu- und Abflussganglinien
 - Erforderlicher Überstau für Nachweise der Überströmsektion und der Notentlastung
 - Berücksichtigung der Wirkung der Notentlastung bei HQ₁₀₀
 - Überarbeitung der Formulierung über die Wirkungsweise der Notentlastung des Beckens 2
- Ablauf der Beckenentleerung mit den konstruktiven Installationen ist in der Fachgruppe zu diskutieren

Zusammenfassend kann der Errichtung des Rückhaltebeckens Trumau – unter Umsetzung der Auflagenpunkte und Bestätigung der Erfüllung dieser durch den im Wasserrechtsverfahren bestellten Sachverständigen für Wasserbau – unter den angegebenen Auflagenpunkten - zugestimmt werden.

Gerald Zenz

Graz, November 2024

Dipl.-Ing.
Reinhard Steiner
Staatlich befugter und beeideter
Ingenieurkonsulent für Maschinenbau

A-8240 FRIEDBERG
Lorenz Hartmannweg 5
Tel.: +43 (0) 2252 25 14 55
Mobil: +43(0) 676 33 91 665
Fax: +43 (0) 2252 25 14 55
Email: reinhard.steiner@schule.at

**Hochwasserrückhaltebecken Trumau
des Triesting Wasserverbandes
Münchendorf-Trumau-Oberwaltersdorf**

Stellungnahme des Referenten für Maschinenbau

erstellt im Auftrag der Österreichischen Staubeckenkommission

 **Bundesministerium**
Land- und Forstwirtschaft,
Regionen und Wasserwirtschaft

Friedberg, im November 2024

Inhaltsverzeichnis der Stellungnahme des Referenten für Maschinenbau

6. Maschinenbau.....	1
6.1. Veranlassung.....	1
6.2. Befund.....	2
6.2.1. Grundlagen der Beurteilung.....	2
6.2.1.1. Vorstellung des Projektes und Besprechungen.....	2
6.2.1.2. Vorgelegte Unterlagen.....	2
6.2.1.3. Zur Beurteilung herangezogene Unterlagen.....	2
6.2.2. Vom Fachbereich Maschinenbau beurteilte Anlagenteile.....	3
6.2.3. Betrieb des Hochwasserbeckens.....	3
6.2.4. Anlagen des Hochwasserrückhaltebeckens Trumau.....	4
6.2.4.1. Grobrechen Dotationsbauwerk.....	4
6.2.4.2. Dotationsbauwerk.....	4
6.2.4.3. Grobrechen Zulaufmulde.....	5
6.2.4.4. Trennbauwerk.....	6
6.2.4.5. Auslaufbauwerk.....	6
6.2.4.6. Rohrkopf der Ausleitung.....	7
6.2.4.7. Pumpwerk Rückhaltebecken Trumau.....	7
6.3. Beurteilung.....	9
6.3.1. Empfehlungen.....	10
6.3.2. Zusammenfassung.....	13

6. Maschinenbau

6.1. Veranlassung

Der Triesting Wasserverband der Gemeinden Münchendorf, Trumau und Oberwaltersdorf plant durch umfangreiche Maßnahmen den Hochwasserschutz entlang der Triesting in ihrem Verantwortungsbereich zu verbessern. Neben Linearmaßnahmen sind auch zwei Rückhaltebecken in den Gemeindegebieten von Oberwaltersdorf und von Trumau geplant. Das zweiteilige Rückhaltebecken in Trumau weist ein Fassungsvermögen von rund 1,2 Millionen Kubikmetern auf.

Aufgrund des großen Fassungsvermögens des projektierten Hochwasserrückhaltebeckens in Trumau ist eine Befassung der Österreichischen Staubeckenkommission mit diesem Teil des umfangreichen Gesamtprojektes erforderlich.

Ich wurde für das Projekt „Hochwasserrückhaltebecken Trumau“ des Triesting-Wasserverbandes Münchendorf - Trumau - Oberwaltersdorf von der Geschäftsführung der Österreichischen Staubeckenkommission zum Referenten für Maschinenbau bestellt.

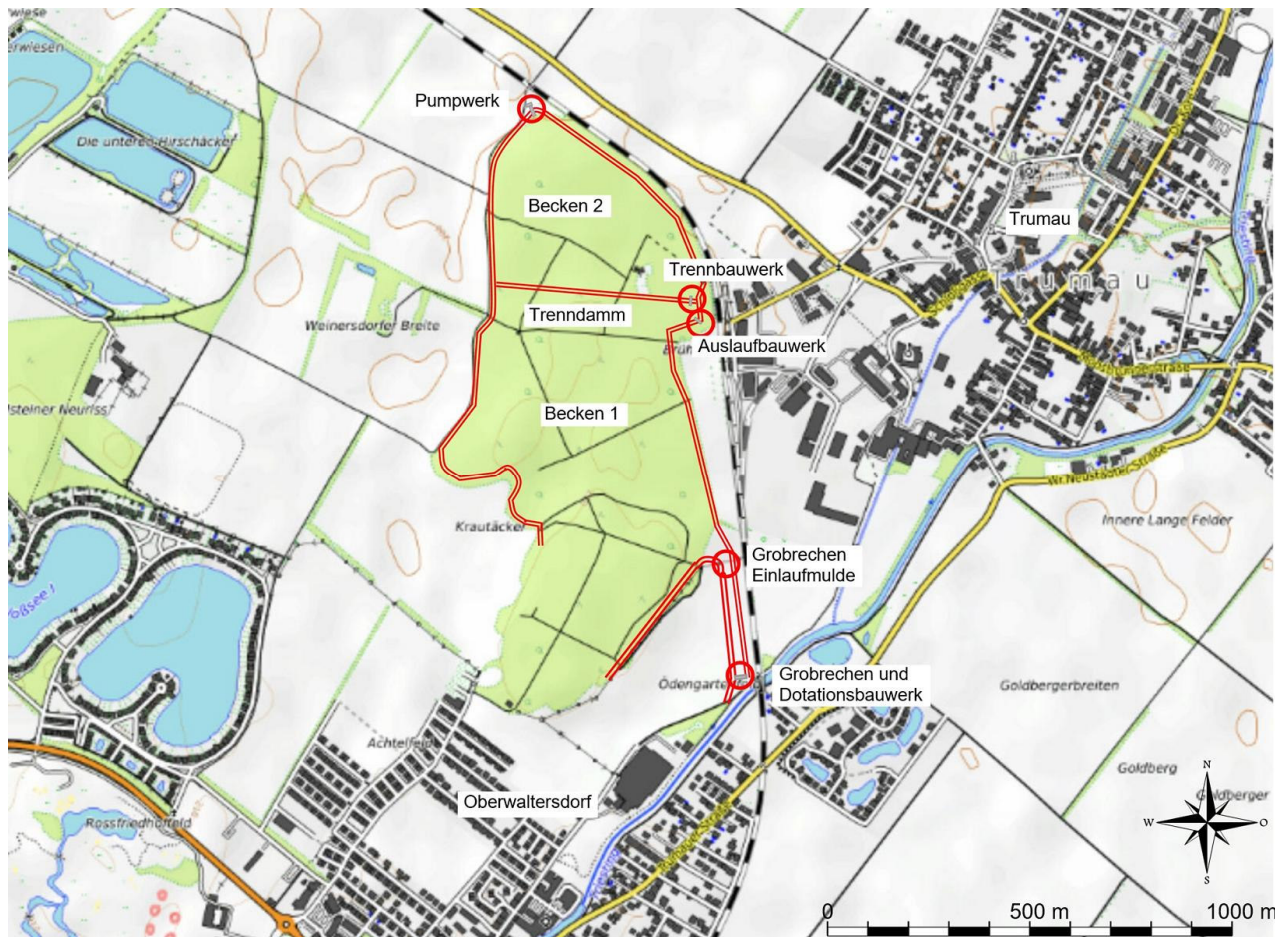


Abbildung 1: Lage des Hochwasserrückhaltebeckens Trumau (Auszug aus www.basemap.at)

6.2. Befund

6.2.1. Grundlagen der Beurteilung

6.2.1.1. Vorstellung des Projektes und Besprechungen

Am 5. September 2023 wurde mir das Projekt von DI Volker Loidolt im Gemeindeamt Trumau vorgestellt. Eine Präsentation der Fachbereiche fand am 28. Mai 2024 im Gemeindeamt Trumau statt. Vor dem Versand der Unterlagen zur Begutachtung in der Staubeckenkommission fand am 11. Oktober 2024 eine Videokonferenz statt.

6.2.1.2. Vorgelegte Unterlagen

Am 7. November 2024 wurde der Link zu den Unterlagen für die Beurteilung des Projektes im Rahmen der 119. Staubeckenkommissionssitzung vom Projektanten übermittelt.

6.2.1.3. Zur Beurteilung herangezogene Unterlagen

Für die Beurteilung des Projektes aus der Sicht des Fachbereiches Maschinenbau wurden die in der nachfolgenden Tabelle angeführten Unterlagen herangezogen.

Dokument / Einlage	Inhalt	Rev.	Datum
001	Technischer Bericht Rückhaltebecken Trumau – Fachbereich Wasserbau	1	25.10.2024
051	Fachbericht EMSR Technik und Stahlwasserbau		-
002	Gesamtübersichtsplan - 1:10.000		19.09.2024
003	Übersichtslageplan Rückhaltebecken Trumau - 1:2.000		19.09.2024
026	Bauwerke: Dotationsbauwerk RTR		11.07.2024
027	Bauwerke: Trennbauwerk RTR		11.07.2024
028	Bauwerke: Auslaufbauwerk RTR		11.07.2024
029	Bauwerke: Rohrkopf Ausleitung RTR		11.07.2024
030	Bauwerke: Pumpwerk RTR		11.07.2024

Tabelle 1: Unterlagen, die zur Beurteilung des Projektes herangezogen wurden

6.2.2. Vom Fachbereich Maschinenbau beurteilte Anlagenteile

Vom Fachbereich wurden folgende maschinen- und stahlwasserbauliche Anlagenteile des Hochwasserrückhaltebeckens Trumau mitbeurteilt:

- Grobrechen Dotationsbauwerk
- Anlagenteile des Dotationsbauwerkes
- Grobrechen Zulaufmulde
- Anlagenteile des Trennbauwerkes
- Anlagenteile des Auslaufbauwerkes
- Anlagenteile des Rohrkopfes der Ausleitung
- Anlagenteile des Pumpwerkes

Für die vorgesehene Elektrische Mess-, Steuer- und Regelungstechnik und den Stahlwasserbau wurde ein eigener Fachbericht ausgearbeitet (Einlage 051).

6.2.3. Betrieb des Hochwasserbeckens

Um ein besseres Verständnis für die vorgesehenen Funktionen der nachfolgend beschriebenen Anlagenteile zu bekommen, wird hier vorweg auf die geplante Betriebsweise des Rückhaltebeckens eingegangen.

Das Schutzziel der umfangreichen Maßnahmen ist, die drei Gemeinden vor Schäden bei einem hundertjährlichen Hochwasserereignis zu schützen. Derzeit entspricht die Abflussmenge der Triesting für ein hundertjährliches Hochwasser 200 m³/s.

Im Falle eines Hochwasserereignisses wird ab einem Durchfluss von 155 m³/s, gemessen an einem Pegel unmittelbar stromabwärts des Dotationsbauwerkes, automatisch Wasser über die Zulaufmulde in das Becken 1 geleitet. Die Schützen werden so angesteuert, dass der Abfluss stromabwärts des Dotationsbauwerkes in der Triesting bis zu einem hundertjährlichen Hochwasserereignis auf 155 m³/s beschränkt bleibt. Bei einer Wasserfracht in der Triesting, der einem hundertjährlichen Hochwasserereignis entspricht, sollen daher bis zu 45 m³/s über das Dotationsbauwerk in das Rückhaltebecken eingezogen werden. Ist das Becken 1 gefüllt (Stauziel 208,1 m ü. A.), springt die Überströmstrecke des Trenndammes an und das Becken 2 wird befüllt (Stauziel 207,1 m ü. A.).

Ist die Hochwasserwelle im Abklingen, können die zwei Becken in drei Stufen entleert werden. In der ersten Stufe wird das Becken 1 hauptsächlich über die Zulaufmulde und über das Dotationsbauwerk soweit entleert, dass der Staupegel auf 207,1 m ü. A. absinkt.

In der zweiten Stufe der Entleerung werden die Schieber im Trennbauwerk geöffnet und die Pegel der beiden Becken ausgeglichen. Durch Öffnen der Schieber des Auslaufbauwerkes wird ein Teil der beiden Becken über den Ausleitungskanal in die Triesting zurückgeführt. In der Stufe 2 kann das Becken 1 vollständig entleert und der Pegel des Beckens 2 auf 204,4 m ü. A. abgesenkt werden. Da der Restinhalt des Beckens 2 nicht über ein freies Gefälle zurückgeführt werden kann, wird es mit Hilfe von Pumpen, einer Druckrohrleitung und einer anschließenden Freispiegelleitung bis zum Ausleitungskanal des Auslaufbauwerkes gefördert. Von dort kann das Wasser im freien Gefälle zur Triesting fließen. Das Pumpwerk hat eine Förderleistung von 450 Liter/s (3 Pumpen je 225 Liter/s, eine Pumpe als Reserve).

6.2.4. Anlagen des Hochwasserrückhaltebeckens Trumau

6.2.4.1. Grobrechen Dotationsbauwerk

(zugehörige Einlagen: 001, 003, 026, 051)

Der Grobrechen wird entlang dem linken Flussbett der Triesting errichtet. Er weist eine Gesamtlänge von zirka 74 Metern auf. Die Stäbe des Grobrechens werden aus Rohren mit einem Außendurchmesser von 300 mm gebildet. Der lichte Stababstand beträgt 120 cm. Bei der derzeit gültigen Abflussmenge für ein hundertjähriges Hochwasser mit 200 m³/s in Trumau ragen die Rechenstäbe noch einen halben Meter über den Wasserspiegel heraus.

Hinsichtlich der ausreichenden statischen Bemessung des Grobrechens und der wasserbautechnischen Gestaltung des Grobrechens wird auf die Gutachten der Referenten für Statik und für Wasserbau verwiesen.

Aus der Sicht des Maschinenbaus sollte aber geklärt werden, ob und wie der Grobrechen während eines Hochwasserereignisses von Verkläunungen befreit werden kann.

6.2.4.2. Dotationsbauwerk

(zugehörige Einlagen: 001, 003, 026, 051)

Das Dotationsbauwerk für das Hochwasserrückhaltebecken Trumau ist am linken Ufer im Bereich der Brücke der Aspangbahn über die Triesting geplant. Das Schutzziel ist ein hundertjähriges Hochwasser. Die Abflussmenge für ein hundertjähriges Hochwasserereignis im Bereich Trumau wird derzeit mit 200 m³/s angegeben.

Das Dotationsbauwerk verfügt über vier Schütze. Die lichte Weite jeder Schützenöffnung beträgt Breite x Höhe 3,4 x 2,65 m. Für die Schütze werden eine Breite von 3,6 m und eine Höhe von 2,65 m in der Einlage 26 angegeben.

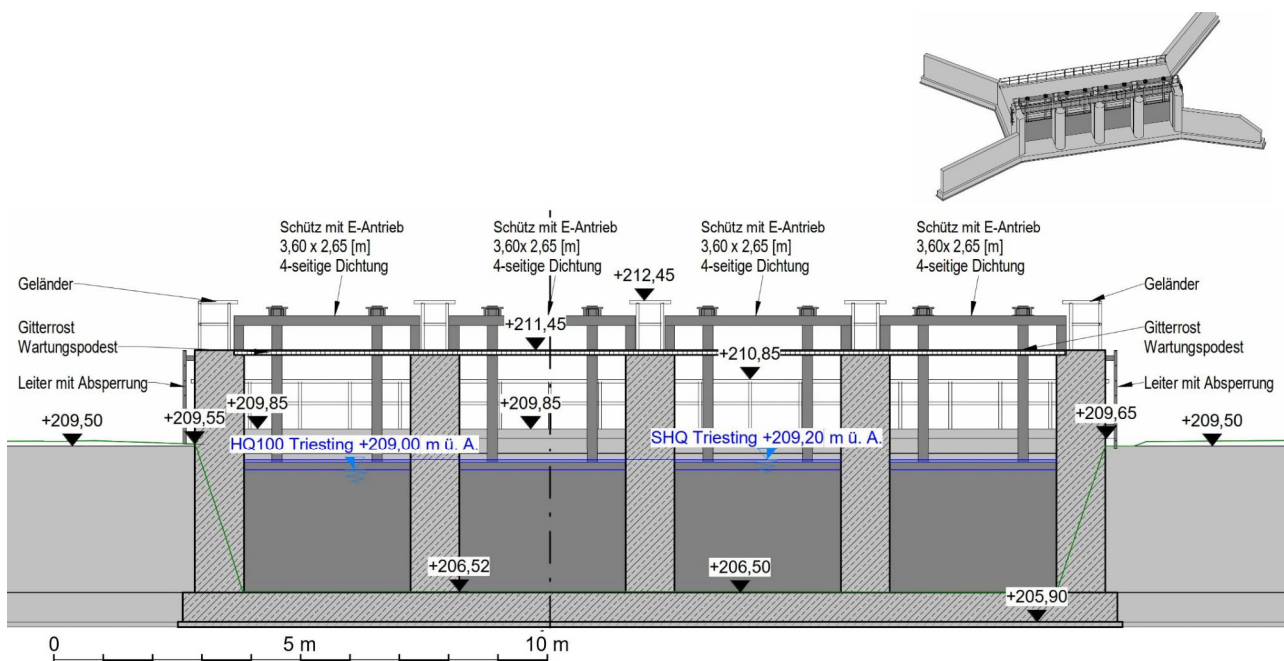


Abbildung 2: Schnitt durch das Dotationsbauwerk (Quelle: Einreichunterlagen Einlage 026)

Der Antrieb soll über Doppelspindelantriebe mit Gleichlaufwelle erfolgen. Die Stauhaut des Schützes soll oberwasserseitig sein. Die Beschreibung der Schützen im Fachbericht ist nur von allgemeiner Natur. Es bleibt daher noch ein großer Spielraum für die letztendlich zur Ausführung kommende Konstruktion der Schütze offen.

Da die Schütze über eine größere Breite als Höhe verfügen, sind besondere Vorkehrungen gegen ein Verkanten zu treffen. Es ist auch im jetzigen Planungsstadium noch nicht festgelegt, ob die Doppelspindelantriebe mit nicht steigenden oder steigenden Spindeln ausgeführt werden.

Ab einem Durchfluss von $155 \text{ m}^3/\text{s}$, gemessen von einer stromabwärts des Dotationsbauwerkes situierten Pegelerfassung, soll über das Dotationsbauwerk und der anschließenden über 300 Meter langen Zulaufmulde Wasser in das Becken 1 geleitet werden. Die Abflussmenge in der Triesting stromabwärts des Dotationsbauwerkes soll solange auf den Wert auf $155 \text{ m}^3/\text{s}$ begrenzt bleiben, bis die Dotationswassermenge in das Rückhaltebecken $45 \text{ m}^3/\text{s}$ erreicht hat.

Im Falle eines Hochwasserereignisses mit einem Abfluss in der Triesting größer gleich $155 \text{ m}^3/\text{s}$ wird zunächst ein Schütz zur Überleitung in das Becken 1 angehoben. Erreicht der Schütz aufgrund einer steigenden Wasserführung die Hubhöhe von einem Meter, wird zunächst ein zweites Schütz bis zu einem Meter geöffnet. Anschließend erfolgt die Öffnung des dritten Schützes. Bei weiter ansteigender Wasserführung werden die drei geöffneten Schütze parallel bis zu einer Öffnung von zwei Metern angehoben.

Die Schütze werden daher auch über längere Zeiträume in Zwischenstellungen betrieben und müssen daher entsprechend konstruiert sein. Auch müssen sie den Anprall von eingezogenem Schwemmgut überstehen, ohne dass ihre Funktionsfähigkeit dadurch beeinträchtigt wird. Sie werden in beiden Richtungen durchströmt.

Das vierte Schütz ist derzeit als Ausfallsreserve vorgesehen.

6.2.4.3. Grobrechen Zulaufmulde

(zugehörige Einlagen: 001, 003)

Hinter dem Dotationsbauwerk schließt die über 300 m lange, leicht steigende Zulaufmulde an. Am Beginn der Erweiterung der Zulaufmulde vor der Mündung in das Becken 1 ist der Grobrechen Zulaufmulde vorgesehen. Der Grobrechen verfügt über eine Länge von 45 Metern. Die Rechenstäbe werden aus Rohren mit einem Außendurchmesser von 300 mm gebildet und der lichte Stababstand beträgt 1,2 Meter (entspricht dem Grobrechen vor dem Dotationsbauwerk). Ein Plan über die geplante Ausführung konnten den übergebenen Unterlagen nicht entnommen werden.

Aus der Sicht des Maschinenbaus kann der Grobrechen während des Betriebes des Hochwasserrückhaltebeckens nur sehr schwer von Verklausungen befreit werden. Als problematisch wird angesehen, dass der Grobrechen auch im Füllvorgang des Hochwasserrückhaltebeckens verklausen und damit den Zulauf in das Becken vermindern könnte. Eine Reinigung des Grobrechens von den beiden Dammkronen mittels LKW-Kran und einer Greifzange scheint bei durchströmter Zulaufmulde nur an den Rändern möglich. Bei einer maximalen Reichweite von zehn Metern verbleiben immer noch 25 Laufmeter des Rechens, die während des Betriebes nicht von Verklausungen befreit werden können.

6.2.4.4. Trennbauwerk

(zugehörige Einlagen: 001, 027)

Das Trennbauwerk befindet sich am östlichen Ende des Trenndammes. Mit den Einrichtungen des Trennbauwerkes wird in der zweiten Stufe der Entleerung des Rückhaltebeckens eine Verbindung zwischen den beiden Becken 1 und 2 hergestellt. Dadurch können sich die Pegelstände der beiden Becken ausgleichen.

Das Trennbauwerk verfügt über einen über fünf Meter hohen Schacht mit den Innenabmessungen Breite x Länge von 1,5 x 6,7 m. Die Schachtabdeckungen werden befahrbar ausgeführt. An den Schacht sind zu beiden Seiten je drei Rohre aus glasfaserverstärktem Kunststoff mit Durchmessern von 1.200 mm angeschlossen. Die Rohre werden mit einer rechteckigen Betonummantelung aus Magerbeton versehen.

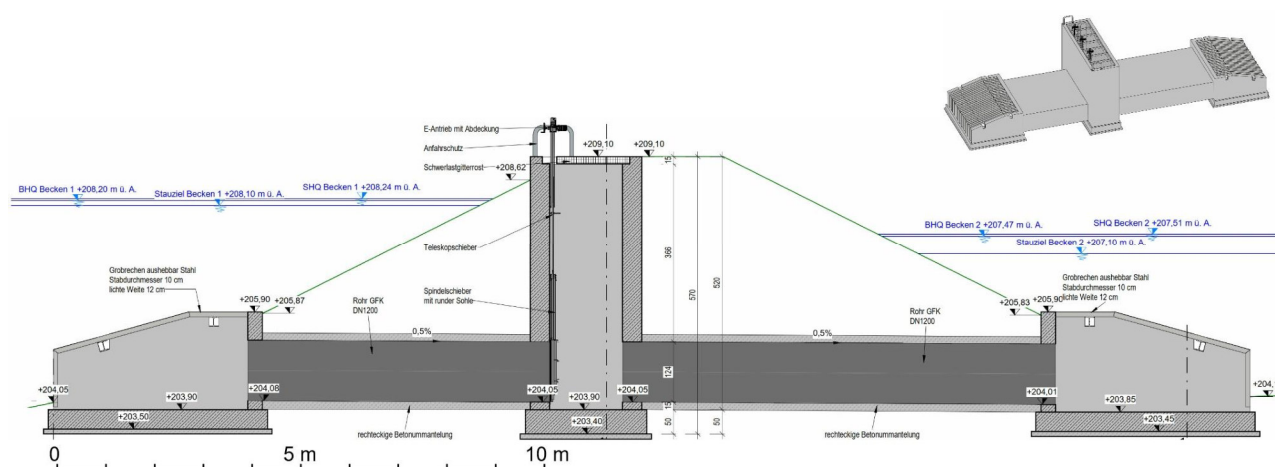


Abbildung 3: Längsschnitt durch das Trennbauwerk (Quelle: Einlage 027)

An den Enden der Rohrleitungen ist in jedem Becken ein Feinrechen vorgesehen. Der Feinrechen wird aus Rohren mit einem Außendurchmesser von 100 mm und einem lichten Stababstand von 120 mm gebildet. Die vom Becken 1 zum Schacht führenden Rohre sind im Schacht durch Schieber verschlossen. Die Schieber sind während des Füllvorganges des zweiteiligen Hochwasserrückhaltebeckens geschlossen. Die Betätigung der Schieber erfolgt vom Bedienpodest des Schachtes mit Elektroantrieben.

6.2.4.5. Auslaufbauwerk

(zugehörige Einlagen: 001, 003, 027)

Das Auslaufbauwerk befindet sich im östlichen Bereich des Beckens 1 in unmittelbarer Nähe des Trenndammes. Es dient zur Entleerung der beiden Becken in der Stufe 2. Das Becken 1 kann über das Auslaufbauwerk vollständig entleert werden. Bei der Entleerung des Beckens 2 bleibt ein restliches Volumen mit einem Pegel von 204,4 m ü. A. übrig, das nicht im freien Gefälle abfließen kann und daher nur über das Pumpwerk und über die nachgelagerten Anlagenteile wieder in die Triesting zurückgeführt werden kann.

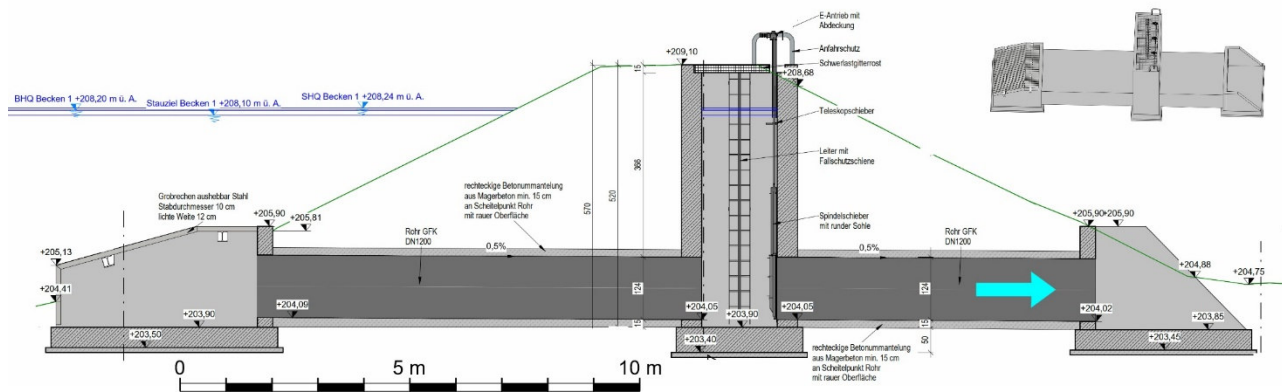


Abbildung 4: Längsschnitt durch das Auslaufbauwerk (Quelle: Einlage 028)

Der Aufbau des Auslaufwerkes ähnelt dem des zuvor beschriebenen Trennbauwerks. Es besteht aus einem zirka sechs Meter hohen Schachtbauwerk, dessen Innenabmessungen Breite x Länge gleich $1,5 \text{ m} \times 6,7 \text{ m}$ betragen. Von den Längsseiten des Schachtes zweigen jeweils drei in einer rechteckigen Betonummantelung gebettete, glasfaserverstärkte Kunststoffrohre mit DN1200 ab.

Der Einlauf des Auslaufbauwerkes im Becken 1 ist mit einem Feinrechen aus Stahlrohren mit einem Durchmesser von 100 mm und einem lichten Stababstand von 120 mm ausgestattet. Die Abgänge der drei Rohrleitungen zum Tosbecken können durch Plattenschieber geschlossen werden. Im Normalfall sind sie geöffnet und werden am Beginn eines Hochwasserereignisses geschlossen. In der Stufe 2 der Entleerung werden sie geöffnet. Über das Auslaufbauwerk können maximal $4 \text{ m}^3/\text{s}$ aus den beiden Becken wieder in die Triesting zurückgeführt werden. Die Spindeln der Plattenschieber werden vom Bedienpodest auf der Dammkrone mittels Motorschieber betätigt.

6.2.4.6. Rohrkopf der Ausleitung

(zugehörige Einlagen: 001, 003, 029)

Der Rohrkopf des Ausleitungskanal bildet den Übergang zur Rohrleitung (2 Rohre DN1200) mit der in weiterer Folge die Aspangbahn gequert wird. Der Rohrkopf verfügt über einen Feinrechen, gebildet aus Stahlrohren mit einem Durchmesser von 100 mm. Der lichte Stababstand beträgt 120 mm. Über die Rohrleitung wird das in den Becken gesammelte Wasser in der Stufe 2 und in der Stufe 3 wieder in die Triesting zurückgeführt.

6.2.4.7. Pumpwerk Rückhaltebecken Trumau

(zugehörige Einlagen: 001, 003, 030)

Am nördlichen Ende des Umschließungsdammes des Beckens 2 ist das Pumpwerk vorgesehen. Es wird für die Entleerung des Beckens 2 in der 3. Entleerstufe benötigt. Gleichzeitig werden auch die im Hochwasserfall anfallenden Drainagewässer über das Pumpwerk in die Triesting über die nachgeschalteten Anlagenteile in die Triesting zurückgeführt.

Das Pumpwerk verfügt über zwei Geschosse. Im Untergeschoss sind die zwei Tauchpumpen für die Abfuhr der Drainagewässer untergebracht. Die drei Pumpen für die Entleerung des Beckens 2 in der dritten Entleerungsstufe befinden sich im Obergeschoss des Pumpwerkes.

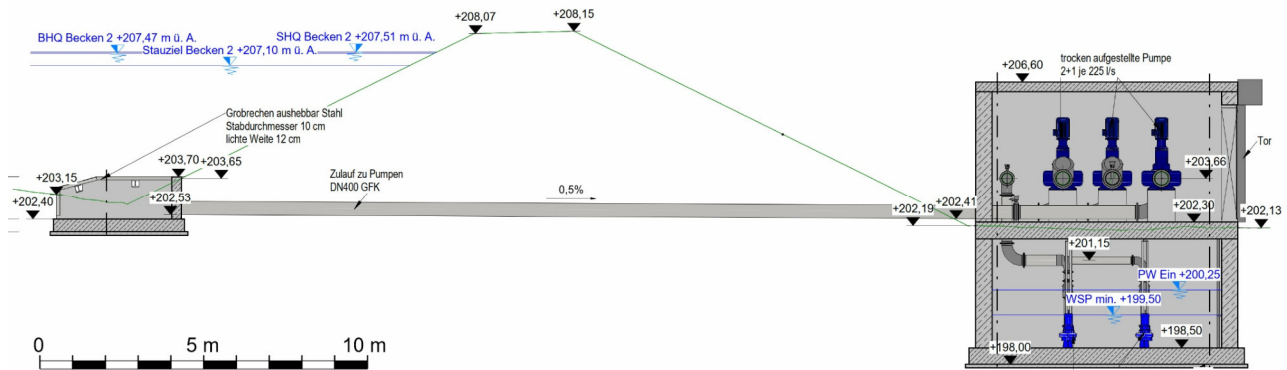


Abbildung 5: Schnitt durch Einlaufbauwerk, Rohrleitung und Pumpwerk (Quelle: Einlage 030)

Jede der drei Pumpen verfügt über eine eigene Saugleitung vom Einlauf im Becken 2 bis zu den Pumpen im Pumpwerk außerhalb des Umschließungsdammes. Die Pumpen für die Entleerung sind trocken aufgestellt. Die zwei Pumpen für die Ableitung der anfallenden Drainagewässer sind Tauchpumpen.

Alle Pumpen fördern das angesaugte Wasser in eine gemeinsame Druckrohrleitung. Die Druckleitung DN600 weist eine Länge von zirka 415 m auf und endet in einem Übergabeschacht. Vom Übergabeschacht führt eine 335 m lange Freispiegelleitung DN1000 zum Ausleitungskanal des Auslaufbauwerkes. Von dort fließt das geförderte Wasser über den Ausleitungskanal, den Rohrkopf und durch die Rohrleitung im freien Gefälle zurück in die Triesting.

6.3. Beurteilung

Das Projekt Hochwasserrückhaltebecken Trumau des Triesting-Wasserverbandes Münchendorf – Trumau – Oberwaltersdorf ist aus maschinenbaulicher und steuerungstechnischer Sicht für die Beurteilung im Rahmen der Staubeckenkommission noch nicht ausreichend detailliert dargestellt. Zur Ausführung der Schütze des Dotationsbauwerkes liegen nur sehr allgemeine Angaben vor. Ein Teil der im Rahmen ähnlicher Projekte von der Staubeckenkommission ausgesprochenen Empfehlungen wurden im Projekt aber bereits berücksichtigt.

Nachfolgende Punkte bedürfen noch einer Abklärung innerhalb der Fachgruppen oder im Plenum:

- Der Grobrechen des Dotationsbauwerkes und der Grobrechen in der Zulaufmulde können während des Betriebes der Anlage nicht von eventuellen auftretenden Verklausungen befreit werden. Sollte einer der Grobrechen in einem größeren Umfang verklausen, wäre die Funktion des Hochwasserrückhaltebeckens stark eingeschränkt und daher das Schutzziel gefährdet.
- Eine Reinigung des Rechens in der Zulaufmulde wird während des Betriebes nicht möglich sein.
- Die Feinrechen des Trennbauwerkes, des Auslaufbauwerkes und des Einlaufs des Pumpwerkes können während des Betriebes des Rückhaltebeckens nicht gereinigt werden.
- Für die Rechenstäbe der Feinrechen sind derzeit Rohre vorgesehen. Aus der Sicht des Fachbereichs Maschinenbau sind die üblicherweise zum Einsatz kommenden I-Träger ausreichend. Die Rohre werden als problematisch hinsichtlich des Korrosionsschutzes angesehen.
- Der Durchmesser der drei Rohrleitungen zwischen dem Einlaufbauwerk des Beckens 2 und dem Pumpwerk scheint mit DN400 bei einem lichten Stababstand von 120 mm des Feinrechens des Einlaufbauwerks als zu gering. Während eines Betriebes des Hochwasserrückhaltebeckens wird im Auwald sehr viel Treibgut mobilisiert. Längliches Treibgut, das in die Rohrleitungen eingezogen wird, kann die Saugseite der Pumpen verklausen und einen Betrieb aufgrund Kavitationen verhindern.
- Die im Damm oder im Dammfußbereich geführte Druckrohrleitung und die anschließende Freispiegelleitung sind mit Begleitdrainagen auszustatten.

6.3.1. Empfehlungen

Für einen sicheren Betrieb des Hochwasserrückhaltebeckens Trumau werden aus maschinenbaulicher Sicht nachfolgend angeführte Empfehlungen für notwendig erachtet. Da die Angaben hinsichtlich der Ausführung der Schütze nur von allgemeiner Natur sind, können diesbezüglich auch nur allgemeine Empfehlungen ausgesprochen werden.

- ***Es ist eine Störfallanalyse und damit ein Notfallkonzept bzw. ein Betriebsführungs- und Überwachungskonzept vorzulegen.***

Diesbezüglich wird auf EN 61508-5 verwiesen. Bezüglich der Sicherheitsanforderungen (SIL bzw. AK, Stufe der Sicherheitsintegrität bzw. Anforderungsklasse) wird auf den Leitfaden der Staubeckenkommission für Zentrale Warten beim Betrieb von Stauanlagen hingewiesen. Die notwendige SIL-Anforderung ist auch mit der/dem von der Bewilligungsbehörde bestellten Sachverständigen für Maschinenbau abzustimmen. Die Sicherheiten der Funktionen der Betriebs- und Überwachungseinrichtungen sind in die Störfallanalyse aufzunehmen. Sie haben den sich daraus ergebenden Sicherheitsanforderungen (SIL bzw. AK) zu entsprechen.

In der Störfallanalyse sollen auch die Maßnahmen angeführt werden, die bei einer Verklausung des Grobrechens vor dem Dotationsbauwerk oder des Grobrechens in der Zulaufmulde ergriffen werden können, um die Funktion des Rückhaltebeckens sicherstellen zu können. Ebenso ist anzuführen, wie Verklausungen der Feinrechen des Trenn- und des Auslaufbauwerkes während des Betriebes der beiden Becken beseitigt werden können.

- ***Die Pegelüberwachung in den beiden Becken und im Unterwasser hat jeweils redundant (zweifach) zu erfolgen, wobei die jeweiligen Messwerte gegenseitig zu vergleichen sind, sodass ein Pegelausfall (auch schleichende Abweichungen) einwandfrei erkannt wird. Dies ist in die Betriebs- und Überwachungsordnung aufzunehmen.***
- ***Die für die Auslegung maßgeblichen Lastannahmen, Lastfallkombinationen, Rechenverfahren und die Auswahl der Werkstoffe sind mit der/dem von der Bewilligungsbehörde bestellten Sachverständigen für Maschinenbau abzustimmen.***
- ***Zwecks begleitender Qualitätskontrolle ist für die Maschinen- und Stahlbauteile ein Prüfplan auszuarbeiten und der/dem von der Bewilligungsbehörde bestellten Sachverständigen für Maschinenbau vorzulegen. Die Qualitätsüberwachung hat durch autorisierte Prüfanstalten bzw. durch Werkstoffprüfsachverständige zu erfolgen. Ein Abschlussbericht ist vorzulegen.***
- ***Für die maschinenbaulichen und stahlwasserbaulichen Anlagen ist ein Konformitätsnachweis zu erbringen.***
- ***Die sichere Ableitung der an den Verschlüssen wirksamen Kräfte in das Betonbauwerk ist nachzuweisen. Dabei ist bei den Verschlüssen des Dotationsbauwerkes zu beachten, dass sie von beiden Seiten beaufschlagt und durchströmt werden.***
- ***Die seitliche Führung der Schütze hat so zu erfolgen, dass eine unzulässige Schiefelage bzw. ein Verkanten sicher ausgeschlossen werden kann.***

-
- **Die Antriebe der Schütze und der Schieber sind so auszulegen, dass sie auch bei Staulage BHQ in den Rückhaltebecken mit zweifacher Sicherheit im gesamten Betriebsbereich gesteuert werden können. Demzufolge sind die den Regelwerken (DIN 19704-1: 2014-11) zu entnehmenden oberen Reibungskoeffizienten zu verdoppeln.**
 - **Die Konstruktions- und Festigkeitsnachweise für die Schütze des Dotationsbauwerkes sind im Detail mit der/dem von der Bewilligungsbehörde bestellten Sachverständigen für Maschinenbau abzustimmen.**
 - **Rechtzeitig vor Baubeginn sind für die betroffenen Anlagenteile der Bewilligungsbehörde bzw. der/dem von ihr bestellten Sachverständigen für Maschinenbau baureife Ausführungsunterlagen in prüffähiger Form vorzulegen. Dies betrifft vor allem die Schütze des Dotationsbauwerks und die Rechenanlagen von Pumpwerk, Trennbauwerk und Auslaufbauwerk.**
 - **Noch vor der Inbetriebnahme ist die Betriebsparameterliste der Betriebsordnung mit den von der Genehmigungsbehörde bestellten Sachverständigen für Wasserbau und Maschinenbau abzustimmen.**
 - **Dem Stahlbau ist die Werkstoffqualität J2+N zugrunde zu legen.**
 - **Für Schraubverbindungen, die für die Betriebssicherheit wesentlich sind, sind Werkstoffe zu verwenden, deren Bruchdehnung A_5 mindestens 12% beträgt. Die Gesamtbelastung von Schaftschrauben darf maximal 65% und jene von Dehnschrauben maximal 75% der Streckgrenze betragen. In Abhängigkeit des verwendeten Anziehverfahrens (Drehmomentenschlüssel, Schlagschrauber etc.) ist der entsprechende Anziehungsfaktor k_A zu beachten. Auf VDI 2230 wird hingewiesen.**
 - **Die normgerechte Ausführung der Schweißverbindungen ist durch die Montagefirma zu bestätigen.**
 - **Korrosionselemente sind durch entsprechende konstruktive Gestaltung zu vermeiden.**
 - **Die Mess-, Auswerte- und Übertragungsgeräte sind mit einer USV-Anlage auszustatten (Überbrückungszeit 24 h).**
 - **Die Sicherheit der Steuerung der Verschlüsse mit und ohne Primärenergie ist nachzuweisen.**
 - **Es ist für einen ausreichenden Überspannungsschutz der Mess-, Auswerte- und Übertragungsgeräte sowie der elektromaschinellen Anlagen zu sorgen.**
 - **In Naturversuchen sind die Funktionen der Sicherheitseinrichtungen im Beisein der von der Bewilligungsbehörde bestellten Sachverständigen für Wasserbau und Maschinenbau nachzuweisen.**
 - **Die Abflusskennlinien des Dotationsbauwerkes und des Auslaufbauwerkes sind in dauerhafter Form vor Ort aufzubewahren. In diesen Förderfähigkeitsdiagrammen sind die zulässigen Öffnungsweiten in Abhängigkeit der Stauhöhe auszuweisen.**
 - **Die Schütze des Dotationsbauwerkes sind mit mechanischen Stellungsanzeigen auszustatten.**

-
- **Nach Fertigstellung der Anlagen sind die Verschlüsse zwecks Nachweis des projektgemäßen und betriebsbereiten Zustandes in Anwesenheit der von der Bewilligungsbehörde bestellten Sachverständigen für Wasserbau und für Maschinenbau zu überprüfen. Dabei ist auch die Regelung der Verschlüsse im Zusammenhang mit den hydraulischen Betriebsparametern (Schlüsselkurve) miteinzubeziehen. Für die Verschlüsse hat dies im Rahmen einer Trockenerprobung und einer Nasserprobung (z.B. beim Probestau oder im Rahmen eines natürlichen Hochwassers) zu geschehen. Dabei sind die Funktionssicherheit und die geforderten Antriebskräfte zu überprüfen.**
 - **In der kalten Jahreszeit sind Vorkehrungen zu treffen, die eine mögliche Vereisung der Schütze des Dotationsbauwerkes verhindern. Dies ist in die Betriebs- und Überwachungsordnung aufzunehmen.**
 - **Die Druckrohrleitung (DN600 Stahl) zwischen Pumpwerk und Übergabeschacht ist nach Fertigstellung mit einer Wasserdruckprobe mit dem 1,3-fachen des maximal auftretenden Betriebsdruckes (Systembetriebsdruck MDP nach ÖNORM B 5050:2015-11) zu prüfen. Diese Druckprüfung ist alle 10 Jahre zu wiederholen. Die Prüfprotokolle samt Abschlussbericht sind der Bewilligungsbehörde zu übermitteln.**
 - **Bei der Rohrleitung mit Freispiegelabfluss (vom Übergabeschacht bis Auslasskanal des Auslaufbauwerkes) ist eine Dichtheitsprüfung durchzuführen. Die Dichtheitsprüfung ist alle 10 Jahre zu wiederholen. Die Prüfprotokolle samt Abschlussbericht sind der Bewilligungsbehörde zu übermitteln.**
 - **Für die Rohrleitungen (des Pumpwerkes - vom Einlauf bis zu den Pumpen, der Druckrohrleitung, der Freispiegelleitung zwischen Übergabeschacht und Auslasskanal des Auslaufbauwerkes, des Trenn- und des Auslaufbauwerkes) sind die Festigkeits- und Standsicherheitsnachweise der/dem von der Bewilligungsbehörde bestellten Sachverständigen für Maschinenbau vorzulegen.**
 - **Im Rahmen der statischen Berechnung für die Rohrleitungen ist insbesondere auf die Ableitung der Rohrleitungs- und Deckelkräfte und auf Zwängspannungen aus allfälligen Verformungen im Bereich der Einleitung in die Bauwerke (Pumpwerk, Trenn- und Auslaufbauwerk) zu achten.**

6.3.2. Zusammenfassung

Vorbehaltlich der Ergebnisse in den Diskussionen der Fachgruppen und bei Beachtung der unter 6.3.1 angeführten Empfehlungen kann der Referent für Maschinen- und Stahlwasserbau dem Projekt „Hochwasserrückhaltebecken Trumau des Triesting-Wasserverbandes Münchendorf – Trumau – Oberwaltersdorf“ zustimmen.



Reinhard Steiner

Friedberg, im November 2024

Hochwasserschutz Triesting,
Hochwasserrückhaltebecken Trumau
des Triesting-Wasserverbandes Münchendorf –
Trumau – Oberwaltersdorf

**Beschluss der Staubeckenkommission in der 119. Sitzung
am 25.11.2024 gemäß § 104 (3) WRG 1959**

bezugnehmend auf das Ansuchen des Amtes der Niederösterreichischen Landesregierung – WST1
vom 5. Juli 2019 mit Zl. WST1-UG-18/001-2019

Referenten der Arbeitsgruppe:

Dr. Sven **JACOBS** – Fachgebiet Geologie
Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Roman **MARTE** – Fachgebiet Dammbau
Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Dr.h.c.mult. Günter **BLÖSCHL** – Fachgebiet Hydrologie
DDipl.-Ing. Dr.techn. Jürgen **SUDA** – Fachgebiet Statik
Univ.-Prof.i.R. Dipl.-Ing. Dr.techn. Gerald **ZENZ** – Fachgebiet Wasserbau
Prof. Dipl.-Ing. Reinhard **STEINER** – Fachgebiet Maschinenbau

Wien, am 25. November 2024

In der 119. Sitzung der Staubeckenkommission am 25.11.2024 wurde der Entwurf des Gesamtgutachtens betreffend das Projekt das Projekt „**Hochwasserrückhaltebecken Trumau**“ des Triesting-Wasserverbandes Münchendorf – Trumau – Oberwaltersdorf behandelt und nach eingehenden Diskussionen (Fachgruppen, Plenum) im Sinne der §§ 2 und 3 der Staubeckenkommissions-Verordnung 1985 (BGBl. Nr. 1985/222) unter Bedachtnahme auf die von der Staubeckenkommission zu prüfenden Interessen **positiv beschlossen**, wobei es für erforderlich erachtet wurde, die im Folgenden angeführten Voraussetzungen zu erfüllen:

Präambel:

- Im Bewilligungsverfahren sind Sachverständige aus den Fachgebieten Geologie, Dammbau, Statik/Betonbau, Wasserbau und Maschinenbau beizuziehen. In diesem Sinne wird die zuständige Bewilligungsbehörde ersucht, bei der Zuziehung von Sachverständigen im Wasserrechtsverfahren möglichst auf die Referenten der Arbeitsgruppe zurückzugreifen, da sie bereits spezifisches Wissen über die Anlage erworben haben und so die sinngemäße Umsetzung der Beschlusspunkte aus der Staubeckenkommissionssitzung im Wasserrechtsverfahren sichergestellt wäre.
- Während der Projektausführung sind für die Erfüllung sicherheitsrelevanter Aufgaben wie z.B. Kontrollen, Abnahmen und Beurteilungen unabhängige Sachverständige zu bestellen. Die betroffenen Fachgebiete und der Prüfumfang gehen aus den im Folgenden angeführten Auflagen hervor.
- Es ist eine wasserrechtliche Bauaufsicht (wrBA) nach § 120 WRG 1959 i.d.g.F. für die Fachbereiche Geologie und Geotechnik zu bestellen.

A. Bei Fortsetzung des Verfahrens in Vorbereitung der mündlichen Verhandlung sind noch folgende Nachweise bzw. Unterlagen vorzulegen bzw. im Bewilligungsbescheid vorzuschreiben:

1 Für erforderlich erachtete Maßnahmen betreffend den Fachbereich GEOLOGIE:

1.1 Bezüglich des Umfangs des Abraumes zur projektgemäßen Herstellung der Aufstandsflächen aller Dämme sind in Abstimmung mit den von der Bewilligungsbehörde bestellten Sachverständigen für Geologie und Dammbau abgestimmte, klar im Feld handhabbare Kriterien festzulegen.

Die (Teil-)Aufstandsflächen sind von der Projektgeologin/dem Projektgeologen zu dokumentieren sowie von der Projektgeotechnikerin/dem Projektgeotechniker abzunehmen und zur Schüttung freizugeben.

1.2 Nach Maßgabe der baueologischen und geotechnischen ÖBA sind dynamische Lastplattenversuche in ausreichender Zahl, im Zweifelsfall auch Rammsondierungen zur Überprüfung der Verdichtung und Tragfähigkeit der Gründungszone auszuführen.

- 1.3 Die Aufstandsflächen aller Betonbauwerke sind von der Projektgeologin/dem Projektgeologen zu dokumentieren sowie von der Projektgeotechnikerin/dem Projektgeotechniker abzunehmen und für die weitere Bauausführung freizugeben.
- 1.4 Die beim Abtrag für die Dammaufstandsflächen, dem Aushub für die Betonbauwerke, bei der Herstellung des Dichtelements und insbesondere der Herstellung der geotechnisch/geologisch/grundwassertechnisch herausfordernden Künette der Ableitung 2 x DN 1200 zur Triesting angetroffenen Untergrundverhältnisse sind möglichst lückenlos geologisch zu dokumentieren und das geologische Untergrundmodell auf Übereinstimmung mit den Annahmen zu überprüfen.
- 1.5 Die für die Dammschüttungen erforderlichen Kubaturen für jedes einzelne Dammelement (Stützkörper, Belastungskörper, Flächenentlastung, Drainagekörper und Wegkörper) sind mit ausreichender Genauigkeit zu quantifizieren und dem Potential möglicher Materialquellen, die die im Geotechnischen Gutachten spezifizierten Soll-Eigenschaften erfüllen (Bodenaushubdeponie Leni I und mutmaßliche weitere Entnahmestellen) gegenüberzustellen.
- 1.6 Die geodätische Bauwerksüberwachung und das Grundwassermonitoring mittels Datenloggern in den bestehenden Pegeln hat bereits vor dem Aufbringen der Vorlastschüttungen einzusetzen.
- 1.7 Die im Geotechnischen Bericht vorgeschlagene Bauwerksüberwachung gilt in Art und Umfang sowie bezüglich noch festzulegender Messintervalle für die gesamte Bauzeit und den Betrieb bis zur UVP-Abnahmeprüfung.
- 1.8 Im Zuge der UVP-Abnahmeprüfung sind Art und Umfang der dauernden Bauwerksüberwachung mit den im Verfahren bestellten Sachverständigen für Geologie und Dammbau/Geotechnik abzustimmen. Das Ergebnis dieser Abstimmung ist in das Mess- und Beobachtungsprogramm der endgültigen Betriebs- und Überwachungsordnung aufzunehmen.
- 1.9 Die Überprüfungen der Drainagen haben bis zur UVP-Abnahmeprüfung im Sinne der Bauwerksüberwachung gemäß Auflage 1.7 nach der Abnahmeprüfung gemäß den laut Auflage 1.8 in der Betriebs- und Überwachungsordnung festgelegten Routinen zu erfolgen.
- 1.10 Im Zuge der ersten Beaufschlagung des Retentionsraumes Trumau mit Hochwasser ist die Funktionstüchtigkeit der Drainagen (Schüttung und Trübung) während dieses Ereignisses zu überprüfen. Dies ist in die Betriebs- und Überwachungsordnung aufzunehmen.
- 1.11 Drainagen sind grundsätzlich spülbar und inspizierbar auszuführen. Dazu sind in Abständen von ca. 70 m Kontrollschächte anzuordnen.
- 1.12 Die baugeologisch/hydrogeologische Dokumentation, die Verdichtungskontrollen und geotechnischen Messungen sowie die bis dahin durchgeführten geodätischen Kontrollen sind der Behörde mit der Fertigstellungsanzeige des RHB Trumau vorzulegen.
- 1.13 Im Operat für die UVP-Abnahmeprüfung der Anlage muss die gesamte baugeologisch/hydrogeologische und geotechnische Dokumentation und müssen alle bis dahin durchgeführten geotechnischen Messungen und eine Beurteilung der Resultate enthalten sein.

2 Für erforderlich erachtete Maßnahmen betreffend den Fachbereich DAMMBAU:

- 2.1 Für die Bauausführung ist seitens des Bauherrn eine geotechnische Begleitung (Projektgeotechnikerin/Projektgeotechniker) zu beauftragen, welche die projektgemäße Ausführung überwacht und die erforderlichen Qualitätskontrollen zur Sicherstellung der im Einreichprojekt definierten Kennwerte/Anforderungen begleitet.
- 2.2 Im Zuge der geotechnischen Begleitung und Überwachung während der Herstellung der Dammkörper hat u.a. eine Abnahme der Dammaufstandsflächen, eine Kontrolle des Materialgewinns und der Materialtrennung auf der Deponie Leni I, der verwendeten Dammschüttmaterialien, eine Abnahme der Flächenfilter, Drainagekörper sowie der sonstigen in den Geotechnischen Berichten der Einreichunterlagen beschriebenen Prüf- und Kontrolltätigkeiten durch die Projektgeotechnikerin/den Projektgeotechniker zu erfolgen.
- 2.3 Die DSV-Säulen mit einem geplanten Mindestdurchmesser von 1,1 m durchörtern verschiedene, unterschiedlich schwierig zu erodierende Bodenschichten. Größere Erosionsenergie ist beispielweise im Einbindebereich der Säulen in das steife bis halbsteife Neogen (Schichtkomplex SKIV) erforderlich. Die geplanten Prüfmaßnahmen zur Kontrolle der Säulendurchmesser sind in verschiedenen Tiefenbereichen bzw. unterschiedlichen Schichtbereichen durchzuführen, sodass der geforderte Mindestdurchmesser über die gesamte Säulenlänge sichergestellt wird.
- 2.4 Für die geplante Verwendung von Dammbaumaterial des Schichtkomplexes SKIII und SKII aus der Aushubdeponie Leni I ist eine bestmögliche Sortierung der Materialien und eine Ausscheidung ungeeigneter Materialien (z.B. zu hoher Feinkornanteil, zu hoher Wassergehalt, zu hoher organischer Anteil) im Zuge der Entnahme durchzuführen. Hierfür ist eine Beprobung zumindest alle 2.500 m³ in Bezug auf die oben genannten Parameter durchzuführen. Die Bewertung der Eignung erfolgt durch die Projektgeotechnikerin/den Projektgeotechniker. Die Bezeichnung des oben genannten Schichtkomplexes SKIII und SKII bezieht sich auf die Nomenklatur der Bodenmaterialien der Aushubdeponie. Zur klaren Unterscheidung der am Projektstandort angetroffenen und beschriebenen Bodenschichten (SKI, SKII, SKIII und SKIV) und jenen Bodenschichten der Aushubdeponie Leni I (derzeit SKI, SKII, SKIII) sind für letztere klar unterschiedliche Bezeichnungen zu wählen.
- 2.5 Ist der Feinkornanteil und/oder der Wassergehalt der Dammbaumaterialien (aus der Aushubdeponie Leni I) zu hoch, ist dieses Material bereits auf der Deponie Leni I auszuscheiden oder es hat eine Bodenstabilisierung (mittels Bindemittel) zu erfolgen. Jedenfalls ist sicherzustellen, dass die den rechnerischen Nachweisen zugrunde gelegten Bodenkennwerte (z.B. Scherparameter, für die Filterstabilität zugrunde gelegte Korngrößenverteilungen) eingehalten und durch ein umfassendes Kontrollprogramm nachgewiesen werden. Dieses Kontrollprogramm ist im Zuge der Detailplanung und der weiter geplanten Detailuntersuchungen auszuarbeiten (Projektgeotechnikerin/Projektgeotechniker).
- 2.6 Aufgrund des hohen Feinkorngehalts am oberen Rand des vorgegebenen Körnungsbandes des Stützkörpermaterials ist mit diesem feinkornreichen Material im Zuge der Bauausführung eine entsprechende Anzahl von zusätzlichen Scherversuchen samt Bestimmung der Korngrößenverteilung durchzuführen (Dichte des Materials in den Scherversuchen muss der Dichte des Dammbaumaterials entsprechen), um die den

Berechnungen zugrunde gelegten Scherfestigkeiten von mindestens $\phi' = 35^\circ$ und $c = 3,5 \text{ kPa}$ nachzuweisen. Die detaillierte Anzahl der Versuche ist durch die Projektgeotechnikerin/den Projektgeotechniker festzulegen und durch diese(n) ist der Nachweis einer ausreichenden Scherfestigkeit in der Bauausführung zu bestätigen.

- 2.7 Besonderes Augenmerk ist der Verwendung von dauerhaft beständigem Drainagematerial sowie Filterkörpermaterial zu widmen.
- 2.8 Die Einbindung der zentralen Dichtwand in den Schichtkomplex SKIV (Neogen) ist an die Dicke des aufgeweichten Schichtbereichs an der Oberkante des Neogens (Schichtkomplex SKIVa) anzupassen. Eine vollständige Durchdringung des aufgeweichten Bereichs und eine zumindest 0,5 m tiefe Einbindung ins steife bis halbfeste Neogen ist sicherzustellen.
- 2.9 Für die Festlegung der erforderlichen Tiefe der zentralen Dichtwand und die Sicherstellung einer ausreichenden Einbindung ins nicht aufgeweichte Neogen (Schichtkomplex SKIV) ist vor Baubeginn ein entsprechendes verfahrenstechnisches Kriterium für die vorgegebene Tiefe und entsprechende punktuelle Überprüfungen (z.B. mittels Kernbohrungen und/oder Rammsondierungen) zur Validierung des Kriteriums vorzusehen.
- 2.10 Für die teilweise geforderten, erhöhten Anforderungen an die Bohrgenauigkeit beim DSV-Verfahren (Abweichungen für tiefere Säulen teilweise $\leq 1 \%$) sind in Planung und Ausführung entsprechende Maßnahmen zur Kontrolle und Sicherstellung dieser Vorgaben vorzusehen.
- 2.11 Die Eignung der letztlich zur Anwendung gelangenden Bodenmischverfahren und das Erreichen der in den Einreichunterlagen vorgegebenen geometrischen und geotechnischen Sollvorgaben sind durch Vorversuche und Probefelder nachzuweisen.
- 2.12 Die Steinauflage im luftseitigen Dammfußbereich, die ein rasches Abfließen der Wässer aus dem Dammkörper nach einem Einstaufall sicherstellen soll, ist im Zuge regelmäßiger Pflege- und Wartungsarbeiten bestmöglich freizuhalten (Verhindern einer Abdichtung durch Laubwerk, organische Zersetzungssubstanzen, Erde). Dies ist in die Betriebs- und Überwachungsordnung aufzunehmen.
- 2.13 In der Künette für das Ausleitungsrohr DN 600 bzw. DN 1000 vom Pumpwerk zum Tosbecken (beim Ausleitungsbauwerk) ist eine in Drainagekies verlegte, ausreichend dimensionierte Begleitdrainage mitzuführen und alle ca. 40 bis 50 m ist eine Ausleitung in Richtung Dammfuß (die einen Austritt von Wässern erkennen lässt) herzustellen. Die Ausleitungsstelle der Drainage ist durch einen kleinen Steinkörper vor Erosion zu schützen.
- 2.14 Die Druckrohrleitung DN 600 vom Pumpwerk in Richtung Tosbecken ist als dichte, zugfest ausgeführte Leitung (z.B. PE, Guss) herzustellen. Die anschließende Freispiegelleitung DN 1000 muss ebenfalls dicht ausgeführt werden und in der Lage sein, die Dammsetzungen schadlos aufzunehmen. Für die Druckrohrleitung DN 600 ist vor Fertigstellung des Bauwerkes eine Druckprüfung durchzuführen.
- 2.15 Für die im Dammkörper geführten Rohre wie auch die Ausleitungsrohre Richtung Triesting ist eine Rohrstatik zu führen bzw. die Nachweise der ausreichenden Sicherheit für ULS und SLS zu erbringen. Insbesondere sind auch die aufgeprägten Verformungen durch Mitnahmesetzungen des Dammkörpers zu berücksichtigen.

- 2.16 Es ist durch den Betriebsplan und entsprechende Kontroll- und Steuerungsmaßnahmen sicherzustellen, dass eine Entleerung von Becken 1 nur mit einer gleichzeitigen Entleerung von Becken 2 erfolgt. Ein volles Becken 2 bei entleertem Becken 1 (bzw. allgemein ein absolut um mehr als 0,5 m höherer Wasserspiegel in Becken 2 in Bezug zu Becken 1) ist nicht zulässig.
- 2.17 Insbesondere für den östlichen Bereich der Ausleitung (Rohrkopf zur Triesting) sind im Zuge der weiteren Untersuchungen und Detailplanungen vertiefte Nachweise zur Thematik einer möglichen Bodenverflüssigung im Erdbebenlastfall durchzuführen.
- 2.18 Für den Nachweis der Standsicherheit ist es aus Wahrscheinlichkeitstheoretischen Gründen nicht erforderlich den Lastfall HQ₁₀₀ mit dem Lastfall OBE zu überlagern.
- 2.19 Im Zuge der Bauausführung sind die angenommenen Scherfestigkeiten für die einzelnen Dammschichten wie auch die angetroffenen Untergrundschichten zu verifizieren und bei einer Verringerung der vorhandenen Kennwerte die Standsicherheitsnachweise neuerlich zu führen.
- 2.20 Die projektgemäße Ausführung und die durchgeführten Qualitätssicherungsmaßnahmen und -kontrollen sind in einem geotechnischen Abschlussbericht zu dokumentieren (Projektgeotechnikerin/Projektgeotechniker).
- 2.21 Die frostsichere Gründung der geodätischen Messpunkte ist sicherzustellen, die erforderliche Messgenauigkeit ist vor Baubeginn noch festzulegen.
- 2.22 Im Zuge der Ausführung der geplanten Vor- bzw. Überlastschüttungen sind umfangreiche Setzungsmessungen (mittels Setzungspegeln) zur Ermittlung des Zeit-Setzungsverhaltens geplant. Aufgrund der großen Bedeutung der daraus ermittelten Zeit-Setzungslinien zur Steuerung der Schütt- und Baumaßnahmen ist der Umfang der geplanten Setzungspegel wie folgt zu erweitern:
- Im Bereich der Dämme ist der Abstand zwischen den Setzungspegeln (von geplant 150 m) auf 75 m zu verkürzen.
 - Für das Trennbauwerk, das Auslaufbauwerk und das Pumpwerk mit Rohrdurchführung ist jeweils mindestens ein Messprofil (bestehend aus 3 Messpegeln) über den Dammschnitt sowie zusätzliche Setzungspegel seitlich der genannten Achsen zu setzen. Je Bauwerk ergeben sich dadurch mind. 5 Setzungspegel.
- 2.23 Im bzw. nach dem Einstaufall sind (insbesondere) die luftseitigen Dammschnitte im Bereich der geplanten Fenster in der Dichtwand durch den Talsperrenverantwortlichen zu begehen und zu kontrollieren. Dies ist in die Betriebs- und Überwachungsordnung aufzunehmen.
- 2.24 Im Zuge regelmäßiger Begehungen und Kontrollen ist sicherzustellen, dass die Dammbauwerke nicht durch Wühltierbauten geschwächt werden. Dies ist in die Betriebs- und Überwachungsordnung aufzunehmen.
- 2.25 Die Dammbauwerke und das unmittelbare Vorland sind im Interesse der einwandfreien Beobachtbarkeit von Baumbewuchs frei zu halten. Dies ist in die Betriebs- und Überwachungsordnung aufzunehmen.
- 2.26 Die als verformbarer Baustoff verwendete, unter den Bauwerken eingebaute Schmalwandmischung, die eine ungewollte Tiefgründungswirkung der zentralen Dichtwand

puffern soll, ist hinsichtlich der Anforderungen an die Steifigkeits- und Festigkeitseigenschaften genauer zu spezifizieren (Ober-/Untergrenzen der maßgeblichen Kennwerte) und diese sind ins Prüfprogramm mit aufzunehmen.

- 2.27 Bei der Setzungsermittlung für das Trennbauwerk, das Auslaufbauwerk wie auch für die Durchlassleitungen des Pumpwerks ist für den Ent-/Wiederbelastungsmodul ein realistischer Wert von ca. 3 bis 4 (Verhältnis von Wiederbelastung zu Erstbelastung) zu berücksichtigen, um die Gesamtsetzungen wie auch die differentiellen Setzungen für die Bauwerke realistisch abzuschätzen.
- 2.28 Für die Bemessung des Pumpwerks sind für die verschiedenen Bauzustände und den Endzustand u.a. auch die wirksamen Wasserdrücke mit Blick auf Auftriebssicherheit und den hydraulischen Grundbruch (in der Bauphase) zu berücksichtigen.
- 2.29 Die Aggressivität von Boden und Grundwasser (sh. Kennwerte gemäß 3.17) ist für das Dichtwand- und DSV- Material zu berücksichtigen. Die Beständigkeit dieser Materialien ist in Anlehnung an ÖNORM EN 12715 nachzuweisen. Für das DSV-Material kann der Nachweis an einer Probe, die dem Rücklauf entnommen wird, erfolgen.

3 Für erforderlich erachtete Maßnahmen betreffend den Fachbereich STATIK:

- 3.1 Für die Bemessung der inneren und äußeren Standsicherheit (bzw. STR und GEO Grenzzustände) des Dotationsbauwerkes sind alle maßgebenden Einwirkungskombinationen, die sich aus den Betriebszuständen ergeben zu untersuchen. Zumindest ist der Fall eines Einstaues von Seite der Triesting und von Seite des Beckens bei jeweils geschlossener Schützentafel ohne Wassergegendruck zu untersuchen. Generell sind auch die Sohlwasserdrücke (Auftrieb) bis zur geplanten Dichtebene anzusetzen.
- 3.2 In Anbetracht der ausmittigen Lage der Dichtwand unter dem Dotationsbauwerk ist nachzuweisen und zu überprüfen, dass ein dichter Anschluss der Schmalwandsuspension auf der Dichtwand an die Bauwerkssohle in allen Einwirkungskombinationen erhalten bleibt. Dies gilt besonders auch für die Flügelwände.
- 3.3 Bei der Bemessung der Brücke beim Dotationsbauwerk sind die Temperatureinwirkungen gemäß ÖNORM EN/B 1991-1-5 anzusetzen.
- 3.4 Die innere Tragfähigkeit, äußere Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit der auf einem 1 m breiten Streifenfundament geplanten Flügelmauern des Dotationsbauwerks sind nachzuweisen.

Insbesondere die Zwangsbeanspruchungen und die Beanspruchungen aus dem Lastfall Erdbeben sind am Übergang Dotationsbauwerk und Flügelmauer zu berücksichtigen. Die Trag- und Gebrauchstauglichkeit (insbes. Dichtigkeit, Rissbreiten) ist sicherzustellen.
- 3.5 In der Detailplanung sind für die Bemessung der inneren und äußeren Standsicherheit (bzw. STR und GEO Grenzzustände) des Trenn- und des Auslaufbauwerkes alle maßgebenden Einwirkungskombinationen zu untersuchen. Dabei sind auch je nach Betriebsfall die Wasserstände innerhalb des Bauwerkes zu berücksichtigen. An den Rohrköpfen ist die Sicherheit gegen Gleiten nachzuweisen.

- 3.6 Zur Gewährleistung einer ausreichenden Standsicherheit und Dauerhaftigkeit des Trenn- und Auslaufbauwerkes sind die einzelnen Bauteile zu einem ausreichend steifen Bauwerk zu verbinden.
- 3.7 In der Detailplanung des Rohrkopfes der Ausleitung sind für die Bemessung der inneren und äußeren Standsicherheit (bzw. STR und GEO Grenzzustände) alle maßgebenden Einwirkungskombinationen zu untersuchen. Am Rohrkopf ist die Sicherheit gegen Gleiten nachzuweisen.
- 3.8 In der Detailplanung sind die Rohranschlüsse im Bereich des Bauteiles „Rohrkopf-Ausleitung“ auf die auftretenden Verformungen auszubilden oder diese geeignet zu blockieren (z.B. biegesteifer Anschluss Rohrmantel an das Massivbauwerk).
- 3.9 In der Detailplanung sind für die Bemessung der inneren und äußeren Standsicherheit (bzw. STR und GEO Grenzzustände) des Pumpwerkes samt Rohrleitung und Rohrkopf alle maßgebenden Einwirkungskombinationen zu untersuchen. Dabei sind auch je nach Betriebsfall die Wasserstände innerhalb des Bauwerkes zu berücksichtigen.
- 3.10 In der Detailplanung des Pumpwerkes sind die Rohranschlüsse und die Durchführungen auf die auftretenden Verformungen und Schnittkräfte auszulegen.
- 3.11 Die Auswahl der Rohrleitungen und die Detaillösung der Durchführung der drei Druckrohre durch die zentrale Dichtwand sind zu überarbeiten. Zwangsverformungen und Zwangsbeanspruchungen der Rohre durch differentielle Setzungen und durch steifere Anschlusspunkte beim Einlaufbauwerk bei der Durchführung durch die zentrale Dichtwand und beim Anschluss an das Pumpwerk sind zu berücksichtigen. Die überarbeitete Lösung ist im Wege der Bewilligungsbehörde mit dem/der bestellten Sachverständigen für Dammbau abzustimmen.
- 3.12 In der Detailplanung ist die Gründung der Rechenkonstruktion an der Triesting festzulegen und geeignet zu bemessen.
- 3.13 Die Lastabtragung der Betonbauwerke ist stark von den Steifigkeitsdifferenzen (Bettungen) abhängig. In der Ausführungsplanung sind entsprechende Grenzfälle (Bettung bzw. Bettungsunterschiede Bodenplatte) zu betrachten und in der Standsicherheitsberechnung und der Bemessung zu berücksichtigen.
- 3.14 Die Betonbauwerke (inkl. dem aufbetonierten Dichtelement) sind auf alle maßgebenden Einwirkungen, einschließlich Erdbebeneinwirkungen, nach den einschlägigen Regelwerken zu dimensionieren und auszuführen.
- Für die Nachweisführung (Standsicherheit, Tragsicherheit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit) und Konstruktion wird insbesondere auf die folgenden Punkte hingewiesen:
- Für alle Stahlbetonbauteile ist auf eine, auf die Funktion abgestimmte Rissweitenbegrenzung zu achten.
 - Die Abtragung der Deckel- und Umlenkkräfte für die Rohrleitungen und Verschlussorgane ist nachzuweisen.
 - Die Verformungsverträglichkeit zwischen den Bauteilen (Betonbauwerke/Damm, Stahlwasserbauteile/Verformung Betonbauwerke (z.B. Temperatur), Rohrleitung/Damm/Betonbauwerke) ist nachzuweisen.

- Für die Dimensionierung und konstruktive Ausbildung der Betonbauwerke sind auch alle maßgebenden Zwangsbeanspruchungen wie z.B. Abfluss der Hydratationswärme, Schwinden, Temperaturänderungen und mögliche Setzungsdifferenzen zu berücksichtigen.
 - Für alle Betonbauteile sind die entsprechenden Nachweisbeben (siehe Damm-berechnung) und deren dynamische Erddruck- und Wasserdruckanteile anzusetzen.
- 3.15 Bei der Ausführungsstatik sind an allen Bauwerken alle möglichen Verkläusungsszenarien (verlegte Rechen, Verschlussorgane, etc.) als außergewöhnliche Bemessungssituationen statisch nachzuweisen.
- 3.16 Es ist ein Beton- und Betonierkonzept zu erstellen, das den Umfang der Erstprüfungen, die erforderlichen Prüfnachweise, die Vorgaben für die Betonherstellung, den Betontransport, den Betoneinbau, die Betonnachbehandlung und Qualitätsprüfung beinhaltet. Bei den vorliegenden Bauwerken ist die ÖNORM B 4710-1 anzuwenden.
- 3.17 Das Grundwasser und der an das Betonbauwerk anstehende Boden ist auf Betonangriff gemäß ÖNORM B 4710-1, Tabelle 4 zu prüfen und das Ergebnis ist bei der Festlegung der Expositionsclassen des Betons zu berücksichtigen.
- 3.18 Zur Definition der Anforderungen an die Bemessung und die Ausführung der Betonbauwerke sind die CC - Klassen gemäß ÖNORM B/EN 1990 festzulegen. Die Auswirkungen sind gemäß ÖNORM B 4704 und EN 13670 anzusetzen.
- 3.19 Die statische Bemessung (Ausführungsstatik) ist der Bewilligungsbehörde rechtzeitig vor Baubeginn vorzulegen.

4 Für erforderlich erachtete Maßnahmen betreffend den Fachbereich WASSERBAU:

- 4.1 Der zeitliche Ablauf der Befüllung des Retentionsbeckens Trumau über das Dotierbauwerk ist in überprüfbarer Form darzustellen (Ganglinien der Durchflüsse und Wasserstände). Dies hat für die Hochwässer HQ₃₀, HQ₁₀₀, BHQ und SHQ zu erfolgen. Dabei sind 2 Szenarien zu untersuchen: Steuerung mittels 3 Schützen und 4 Schützen. Die Ergebnisse sind im Wege der Bewilligungsbehörde der/dem bestellten SV für Wasserbau vorzulegen.
- 4.2 Für die sich aus den hydraulischen Nachweisen ergebende Regelung der Beckendotierung ist eine detaillierte Betriebs- und Überwachungsordnung auszuarbeiten und im Wege der Bewilligungsbehörde der/dem bestellten SV für Maschinenbau vorzulegen. Die Regelung ist dabei so auszuführen, dass es zu Folge von Störgrößen (wie z.B. rasche Spiegelschwankungen, vorbeischwimmendes Treibgut, Ausfall von Messungen) nicht zu unnötigen Schaltspielen („pendeln“ der Schütze) kommt. Die Regelung ist für den automatischen Betrieb sowie für den Handbetrieb in übersichtlicher Form darzustellen bzw. zu beschreiben und in die Betriebs- und Überwachungsordnung aufzunehmen.
- 4.3 Die Erfassung und Übertragung der für die Beckensteuerung notwendigen Pegelwerte in die Warte sowie die Übertragung der entsprechenden Steuerbefehle muss redundant und auf zumindest zwei getrennten Übertragungswegen erfolgen. Diese Warte muss sich in der Nähe der Stauanlage befinden. Die Besetzung dieser Warte ist in die Betriebs- und Überwachungsordnung aufzunehmen.

- 4.4 Die Flügelmauer des Dotierbauwerkes im Unterwasser ist ab dem Anschluss des Treibgutrechens in Fließrichtung der Triesting fluchtend anzuschließen.
- 4.5 Die Zulaufmulde inkl. Böschungen ist bis zur Aufweitung ins Becken 1 erosionsstabil für den Befüll- und Entleervorgang auszuführen.
- 4.6 Die plangemäße Höhenlage der Überströmstrecken ist periodisch, jedenfalls nach Beaufschlagung zu überprüfen und erforderlichenfalls wiederherzustellen.
- 4.7 Für den Fall des Anspringens der Notentlastung bei einem HQ₁₀₀ Ereignis sind die Überflutungsflächen darzustellen.
- 4.8 Nach einem Hochwasserereignis ist sicherzustellen, dass das Retentionsvolumen der Anlage möglichst rasch wieder zur Verfügung steht. Dafür ist zur Entleerung der Lamelle 1 nicht nur das Dotierbauwerk heranzuziehen, sondern auch das Auslaufbauwerk. Der Wasserstand in der Triesting ist dabei zu berücksichtigen. Die Regelung ist für den automatischen Betrieb sowie für den Handbetrieb in übersichtlicher Form darzustellen bzw. zu beschreiben und in die Betriebs- und Überwachungsordnung aufzunehmen. Diese Festlegungen sind dem/der im Bewilligungsverfahren bestellten SV für Wasserbau vorzulegen.
- 4.9 In Anbetracht des bestehenden Verkläusungspotentials im Stauraum (Auwald) ist die projektgemäße Abfuhr von Hochwässern (unter Einhaltung der Freibordmaße gemäß dem „Leitfaden der Staubeckenkommission zum Nachweis der Hochwassersicherheit von Talsperren“, 2024) in allen Lastfällen bei 50%-iger Verkläusung der Überströmungstrecke bzw. Notentlastung nachzuweisen. Allenfalls ist die Länge der Überströmstrecke bzw. Notentlastung zu vergrößern. Diese Nachweise sind im Wege der Bewilligungsbehörde dem/der bestellten SV für Wasserbau vorzulegen.
- 4.10 Der unterstromige Bereich des Auslaufbauwerkes ist bis zum Kopfbauwerk erosionsstabil für den Entleervorgang auszuführen.

5 Für erforderlich erachtete Maßnahmen betreffend den Fachbereich MASCHINENBAU:

- 5.1 Es ist eine Störfallanalyse und damit ein Notfallkonzept bzw. ein Betriebsführungs- und Überwachungskonzept vorzulegen.

Diesbezüglich wird auf EN 61508-5 verwiesen. Bezüglich der Sicherheitsanforderungen (SIL bzw. AK, Stufe der Sicherheitsintegrität bzw. Anforderungsklasse) wird auf den „Leitfaden der Staubeckenkommission für Zentrale Warten beim Betrieb von Stauanlagen“ hingewiesen. Die notwendige SIL-Anforderung ist auch mit der/dem von der Bewilligungsbehörde bestellten Sachverständigen für Maschinenbau abzustimmen. Die Sicherheiten der Funktionen der Betriebs- und Überwachungseinrichtungen sind in die Störfallanalyse aufzunehmen. Sie haben den sich daraus ergebenden Sicherheitsanforderungen (SIL bzw. AK) zu entsprechen.

In der Störfallanalyse sollen auch Maßnahmen angeführt werden, wie Verkläusungen der Feinrechen des Trenn- und des Auslaufbauwerkes während des Betriebes der beiden Becken beseitigt werden können.

- Sollte damit keine ausreichende Sicherheit gegen Verklausung erreicht werden können, so sind bauliche Optimierungen durchzuführen. Diese sind im Wege der Bewilligungsbehörde mit den bestellten SV für Wasserbau und Maschinenbau abzustimmen.
- 5.2 Aufgrund der Verklausungsmöglichkeit des Grobrechens in der Zulaufmulde bei Befüllung des Beckens 1 ist dieser nicht auszuführen. Eine mögliche Verklausung vor den Schützen des Dotationsbauwerks im Entleerungsvorgang muss von der Brücke des Dotationsbauwerkes aus beseitigt werden. Dies ist in der Betriebs- und Überwachungsordnung zu verankern.
 - 5.3 Die für die Auslegung der stahlwasserbaulichen Anlageteile maßgeblichen Lastannahmen, Lastfallkombinationen, Rechenverfahren und die Auswahl der Werkstoffe sind im Wege der Bewilligungsbehörde mit der/dem bestellten Sachverständigen für Maschinenbau abzustimmen.
 - 5.4 Zwecks begleitender Qualitätskontrolle ist für die Maschinen- und Stahlbauteile ein Prüfplan auszuarbeiten und im Wege der Bewilligungsbehörde der/dem bestellten Sachverständigen für Maschinenbau vorzulegen. Die Qualitätsüberwachung hat durch autorisierte Prüfanstalten bzw. durch Werkstoffprüfsachverständige zu erfolgen. Ein Abschlussbericht ist der Bewilligungsbehörde vorzulegen.
 - 5.5 Für die maschinenbaulichen und stahlwasserbaulichen Anlagen ist ein Konformitätsnachweis zu erbringen.
 - 5.6 Die sichere Ableitung der an den Verschlüssen wirksamen Kräfte in die Betonbauwerke ist nachzuweisen. Dabei ist bei den Verschlüssen des Dotationsbauwerkes zu beachten, dass sie von beiden Seiten beaufschlagt und durchströmt werden.
 - 5.7 Die seitliche Führung der Schütze hat so zu erfolgen, dass eine unzulässige Schiefelage bzw. ein Verkanten sicher ausgeschlossen werden kann.
 - 5.8 Die Antriebe der Schütze und der Schieber sind so auszulegen, dass sie auch bei Stauage BHQ in den Rückhaltebecken mit zweifacher Sicherheit im gesamten Betriebsbereich gesteuert werden können. Demzufolge sind die aus dem Regelwerk (DIN 19704-1: 2014-11) zu entnehmenden oberen Reibungskoeffizienten zu verdoppeln.
 - 5.9 Die Konstruktions- und Festigkeitsnachweise für die Schütze des Dotationsbauwerkes sind im Detail im Wege der Bewilligungsbehörde mit der/dem bestellten Sachverständigen für Maschinenbau abzustimmen.
 - 5.10 Rechtzeitig vor Baubeginn sind der/dem bestellten Sachverständigen für Maschinenbau im Wege der Bewilligungsbehörde für die betroffenen Anlagenteile baureife Ausführungsunterlagen in prüffähiger Form vorzulegen. Dies betrifft vor allem die Schütze des Dotationsbauwerkes und die Rechenanlagen von Pumpwerk, Trennbauwerk und Auslaufbauwerk.
 - 5.11 Noch vor der Inbetriebnahme ist die Betriebsparameterliste der Betriebs- und Überwachungsordnung im Wege der Bewilligungsbehörde mit den bestellten Sachverständigen für Wasserbau und Maschinenbau abzustimmen.
 - 5.12 Dem Stahlbau ist die Werkstoffqualität J2+N oder gleichwertig zugrunde zu legen.
 - 5.13 Für Schraubverbindungen, die für die Betriebssicherheit wesentlich sind, sind Werkstoffe zu verwenden, deren Bruchdehnung A_5 mindestens 12% beträgt. Die Gesamtbelastung von Schaftschrauben darf maximal 65% und jene von Dehnschrauben maximal 75% der

- Streckgrenze betragen. In Abhängigkeit des verwendeten Anziehverfahrens (Drehmomentenschlüssel, Schlagschrauber etc.) ist der entsprechende Anziehungsfaktor k_A zu beachten. Auf VDI 2230 wird hingewiesen.
- 5.14 Die normgerechte Ausführung der Schweißverbindungen ist durch die Montagefirma zu bestätigen.
 - 5.15 Korrosionselemente sind durch entsprechende konstruktive Gestaltung zu vermeiden.
 - 5.16 Die Mess-, Auswerte- und Übertragungsgeräte sind mit einer USV-Anlage auszustatten (Überbrückungszeit mind. 24 h).
 - 5.17 Die Sicherheit der Steuerung der Verschlüsse mit und ohne Primärenergie ist nachzuweisen.
 - 5.18 Es ist für einen ausreichenden Überspannungsschutz der Mess-, Auswerte- und Übertragungsgeräte sowie der elektromaschinellen Anlagen zu sorgen.
 - 5.19 In Naturversuchen sind die Funktionen der Sicherheitseinrichtungen im Beisein der von der Bewilligungsbehörde bestellten Sachverständigen für Wasserbau und Maschinenbau nachzuweisen.
 - 5.20 Basierend auf den zu erarbeitenden Regelmöglichkeiten (Hand- und Automatikbetrieb) sind die Abflusskennlinien der Verschlussorgane des Dotationsbauwerkes und des Auslaufbauwerkes darzustellen und in dauerhafter Form vor Ort aufzubewahren. In diesen Förderfähigkeitsdiagrammen sind die zulässigen Öffnungsweiten in Abhängigkeit der Wasserspiegel ober- und unterwasserseitig auszuweisen. Dabei ist am Dotierungsbauwerk sowohl der Betrieb mit drei als auch mit vier Schützen zu behandeln.
 - 5.21 Es sind gut einsehbare Pegellatten bis zum höchsten Hochwasserspiegel an einer von der Fließgeschwindigkeit möglichst unbeeinflussten Stelle für folgende Bauwerke einzurichten: Dotationsbauwerk ober- und unterwasserseitig, Auslaufbauwerk oberwasserseitig, Becken 1, Becken 2 und Triesting im Bereich der geplanten Wasserstandsmessung (Eisenbahnbrücke).
 - 5.22 Die Schütze des Dotationsbauwerkes sind mit mechanischen Stellungsanzeigen auszustatten.
 - 5.23 Nach Fertigstellung der Anlagen sind die Verschlüsse zwecks Nachweis des projektgemäßen und betriebsbereiten Zustandes in Anwesenheit der von der Bewilligungsbehörde bestellten Sachverständigen für Wasserbau und für Maschinenbau zu überprüfen. Dabei ist auch die Regelung der Verschlüsse im Zusammenhang mit den hydraulischen Betriebsparametern (Schlüsselkurve) miteinzubeziehen. Für die Verschlüsse hat dies im Rahmen einer Trockenerprobung und einer Nasserprobung (z.B. beim Ersteinstau im Rahmen eines natürlichen Hochwassers) zu geschehen. Dabei sind die Funktionssicherheit und die geforderten Antriebskräfte zu überprüfen.
 - 5.24 In der kalten Jahreszeit sind Vorkehrungen zu treffen, die eine mögliche Vereisung der Schütze des Dotationsbauwerkes verhindern. Dies ist in die Betriebs- und Überwachungsordnung aufzunehmen.
 - 5.25 Die Druckrohrleitung (DN 600 PE 100) zwischen Pumpwerk und Übergabeschacht ist nach Fertigstellung mit einer Wasserdruckprobe mit dem 1,3-fachen des maximal auftretenden Betriebsdruckes (Systembetriebsdruck MDP nach ÖNORM B 5050:2015-11) zu prüfen. Diese Druckprüfung ist nach jedem Betrieb des Pumpwerkes im Rahmen eines

Hochwasserereignisses oder alle 10 Jahre zu wiederholen. Die Prüfprotokolle samt Abschlussbericht sind der zuständigen Behörde zu übermitteln.

- 5.26 Bei der Rohrleitung mit Freispiegelabfluss (vom Übergabeschacht bis zum Ausleitungsgraben des Auslaufbauwerkes) ist eine Dichtheitsprüfung durchzuführen. Die Dichtheitsprüfung ist nach jedem Betrieb des Pumpwerkes im Rahmen eines Hochwasserereignisses oder alle 10 Jahre zu wiederholen. Die Prüfprotokolle samt Abschlussbericht sind der zuständigen Behörde zu übermitteln.
- 5.27 Für die Rohrleitungen (des Pumpwerkes - vom Einlauf bis zu den Pumpen, der Druckrohrleitung, der Freispiegelleitung zwischen Übergabeschacht und Ausleitungsgraben des Auslaufbauwerkes, des Trenn- und des Auslaufbauwerkes) sind die Festigkeits- und Standsicherheitsnachweise im Wege der Bewilligungsbehörde der/dem bestellten Sachverständigen für Maschinenbau vorzulegen.
- 5.28 Im Rahmen der statischen Berechnung für die Rohrleitungen ist insbesondere auf die Ableitung der Rohrleitungs- und Deckelkräfte und auf Zwängsspannungen aus allfälligen Verformungen im Bereich der Einleitung in die Bauwerke (Pumpwerk, Trenn- und Auslaufbauwerk) zu achten.

B. Für die Bewilligung des Vorhabens im öffentlichen Interesse eines sicheren Betriebes erforderliche Vorschriften aus den Fachbereichen Geologie, Dammbau, Statik, Wasserbau und Maschinenbau:

1. Für alle relevanten Dammschnitte sind Flutwellenabschätzungen zu erstellen (mit entsprechenden Alarmplänen), um bei allfälligem außergewöhnlichem Verhalten der Stauanlage (z.B. im Rahmen von großen Hochwasserereignissen) frühzeitig und gezielt Notfallmaßnahmen einleiten zu können.
2. Das Verhalten der Stauanlage und die Funktion der Betriebseinrichtungen ist beim Ersteinstau detailliert zu dokumentieren. Dabei ist – im Sinne eines Probestaus – anzustreben, bei Abklingen der Hochwasserwelle in der Triesting und günstigen meteorologischen Prognosen den Wasserstand in den Becken für 2 Tage auf zumindest 207,1 müA. zu halten. Der Ersteinstau in Zusammenhang mit einem abgestimmten Beobachtungsprogramm soll die Funktionsweise des Bauwerkes (z.B. Überprüfung des Verhaltens der Dichtmaßnahmen und der Anschlüsse Erdschüttdamm/Betonbauwerk) und der hydraulischen Einrichtungen bestätigen. Dieser Bericht ist der Gewässeraufsichtsbehörde des Landes Niederösterreich zu übermitteln.
3. Die personelle und messtechnische Überwachung des Ersteinstaus ist im Wege der Bewilligungsbehörde den bestellten Sachverständigen für Geologie, Dammbau, Statik, Wasserbau und Maschinenbau zur Beurteilung vorzulegen. Diese Unterlagen müssen auch Gegenstand des Bewilligungsverfahrens sein.
4. Zur Überwachung der Stauanlage sind wichtige Kenngrößen für Einwirkungen und Verhalten – wie z.B. der Speicherspiegel, Pegelmesswerte – ständig zuverlässig zu erfassen, mit Grenzwerten zu versehen und im Ereignisfalle unverzüglich dem

Talsperrenverantwortlichen zu melden. Die Erfassung von Grenzwertüberschreitungen muss redundant ausgeführt und zuverlässig mit Energie versorgt werden.

5. Vor Inbetriebnahme der Anlage ist der Bewilligungsbehörde eine Betriebs- und Überwachungsordnung vorzulegen, die davor im Wege der Bewilligungsbehörde mit den bestellten Sachverständigen für Geologie, Dammbau, Statik, Wasserbau und Maschinenbau abzustimmen ist.

Darin sind auch Umfang und Häufigkeit der wiederkehrenden Überprüfungen zu regeln, um die Anlage projektgemäß funktionstauglich zu halten. Zum Inhalt der Betriebs- und Überwachungsordnung wird auf den „Leitfaden der Staubeckenkommission für Zentrale Warten beim Betrieb von Stauanlagen“ verwiesen.

6. Ein Messprogramm sowie ein Überprüfungs- und Beobachtungsprogramm sind zu erstellen, im Wege der Bewilligungsbehörde den bestellten Sachverständigen für Geologie, Dammbau, Statik, Wasserbau und Maschinenbau zur Prüfung vorzulegen und danach in die Betriebs- und Überwachungsordnung aufzunehmen.

Falls sich aus den periodischen Verformungsmessungen der Dämme ergibt, dass die erforderlichen Freibordmaße nicht mehr gegeben sind, sind diese wiederherzustellen.

7. Für die Anlage ist eine Talsperrenverantwortliche/ein Talsperrenverantwortlicher mit Stellvertretung entsprechend Wasserrechtsgesetz und den Qualifikationserfordernissen gemäß Beschluss der Staubeckenkommission aus 1998 zu bestellen.

8. Für die Anlage sind entsprechend qualifizierte Talsperrenwärterinnen/Talsperrenwärter zu bestellen, die langfristig die Messungen und Beobachtungen am Hochwasserrückhaltebecken durchführen und befugt sowie in der Lage sind, erforderlichenfalls die Schütze manuell zu steuern. Diese Talsperrenwärterinnen/Talsperrenwärter sind so zu stationieren, dass sie bei Bedarf kurzfristig vor Ort zur Verfügung stehen. Dies ist auch in die Betriebs- und Überwachungsordnung aufzunehmen.

9. Für das Rückhaltebecken ist im Sinne der Stellungnahme der Staubeckenkommission aus 1978 ein Talsperrenbuch anzulegen, das laufend zu aktualisieren ist.

10. Um ein unbefugtes Betreten sicherheits- und funktionsrelevanter Anlagenteile zu vermeiden, und Gefahren für Personen – etwa im Bereich des Rückhaltebeckens – hintan zu halten, ist ein entsprechendes Objektschutzkonzept (inklusive Videoüberwachung) umzusetzen. Dies ist in die Betriebs- und Überwachungsordnung aufzunehmen.

11. Um die Beobachtbarkeit der luft- und wasserseitigen Dammböschungen und des unmittelbaren Dammvorlandes sicherzustellen, ist dieser Bereich von Baumbewuchs und flächenhaftem Strauchbewuchs freizuhalten, gruppenweiser Strauchbewuchs ist nur auf der Luftseite zulässig. Dies ist in die Betriebs- und Überwachungsordnung aufzunehmen.

12. An der Wasserseite ist ein Streifen von 4 m flussauf des Dammfußes von Baum- und Strauchbewuchs freizuhalten. Dies ist in die Betriebs- und Überwachungsordnung aufzunehmen.

13. Für allfällige Gefahren, die sich aus dem Betrieb der Stauanlage ergeben (wie z.B. Absturz von Personen oder unerwartete Zunahme der Wasserführung in Bächen), sind entsprechende Vorkehrungen zu treffen und eine Information bzw. Warnung der Öffentlichkeit durchzuführen. Dies ist in die Betriebs- und Überwachungsordnung aufzunehmen.
14. Die hydrologischen Grundlagen für die Beurteilung der Hochwassersicherheit des Rückhaltebeckens Trumau sind basierend auf zuverlässigen Daten 10-jährlich zu überprüfen, erforderlichenfalls sind die Nachweise zu aktualisieren und das Ergebnis ist der Aufsichtsbehörde vorzulegen. Dies ist in die Betriebs- und Überwachungsordnung aufzunehmen.



SCin Monika Mörth, MAS
Vorsitzende



MR Ing. Bernhard Weichlinger
Geschäftsführer

Wien, am 25. November 2024

Gutachten für das Fachgebiet Hydrologie, Staubeckenkommission Hochwasserrückhaltebecken Trumau des Triesting Wasserverbandes Münchendorf - Trumau - Oberwaltersdorf

In diesem Gutachten wird das Projekt gemäß Leitfaden zum Nachweis der Hochwassersicherheit von Talsperren der Staubeckenkommission geprüft. Der Zweck der Anlage ist der Hochwasserschutz der Siedlungsgebiete Oberwaltersdorf, Trumau und Münchendorf bei einem 100 jährlichen Ereignis. Die Anlage besteht aus dem Rückhaltebecken Trumau mit einem Stauraum von ca. 1.200.000 m³, dem Rückhaltebecken Oberwaltersdorf mit einem Stauraum von ca. 250.000 m³, und linearen Hochwasserschutzmaßnahmen. Die Notentlastung des Rückhaltebecken Trumau ist entsprechend dem Leitfaden zu dimensionieren.

Das Rückhaltebecken Trumau weicht in zweierlei Hinsicht von den typischen von der Staubeckenkommission zu genehmigen Stauanlagen ab.

(1) Das Rückhaltebecken Trumau (RTR) liegt im topographisch sehr flachen Südlichen Wiener Becken. Die maßgebenden Hochwasser der Triesting werden jedoch nicht lokal erzeugt, sondern im bergigen Teileinzugsgebiet deutlich stromaufwärts, d.h. im Wesentlichen im Einzugsgebiet der Triesting bis Hirtenberg (Abb. 1). Bei einem Abfluss von HQ5000 oder mehr in der Triesting wird ab dem Eintritt der Triesting in das Wiener Becken bei Hirtenberg der Talboden großflächig geflutet. Wesentliche Teile des Abflusses werden über die Vorländer abgeführt und nur ein Teil gelangt über die Triesting zum Einlaufbauwerk des Beckens.

(2) Das RTR ist eine Stauanlage im Nebenschluss im breiten Talboden der Triesting bzw. des südlichen Wiener Beckens. Der Zufluss in das Becken wird über ein Dotationsbauwerk geregelt. Dementsprechend wird das RTR nur mit einem Teil des Hochwasserabflusses des Einzugsgebiets belastet. Übersteigt das Hochwasser das HQ100, erhöht sich der Zufluss in das Becken bedingt durch den etwas höheren Wasserstand in der Triesting, allerdings nur geringfügig.

Aus diesen Gründen war der Leitfaden sinngemäß anzuwenden. Anstatt die Standbeine

- Historische Hochwässer
- Lokale Hochwasserstatistik
- Regionale Hochwasserstatistik
- Gradexverfahren
- Niederschlag-Abflussmodellierung

direkt für die Stelle der Stauanlage zu berechnen, wurden in einem ersten Schritt diese Berechnungen für den Pegel Hirtenberg durchgeführt, und in einem zweiten Schritt mit einem zweidimensionalen hydraulischen Modell die Hochwasserwellen (unter Berücksichtigung der Zuflüsse des Zwischeneinzugsgebiets und der Verteilung der Abflüsse im Vorland) bis zum RTR transformiert.

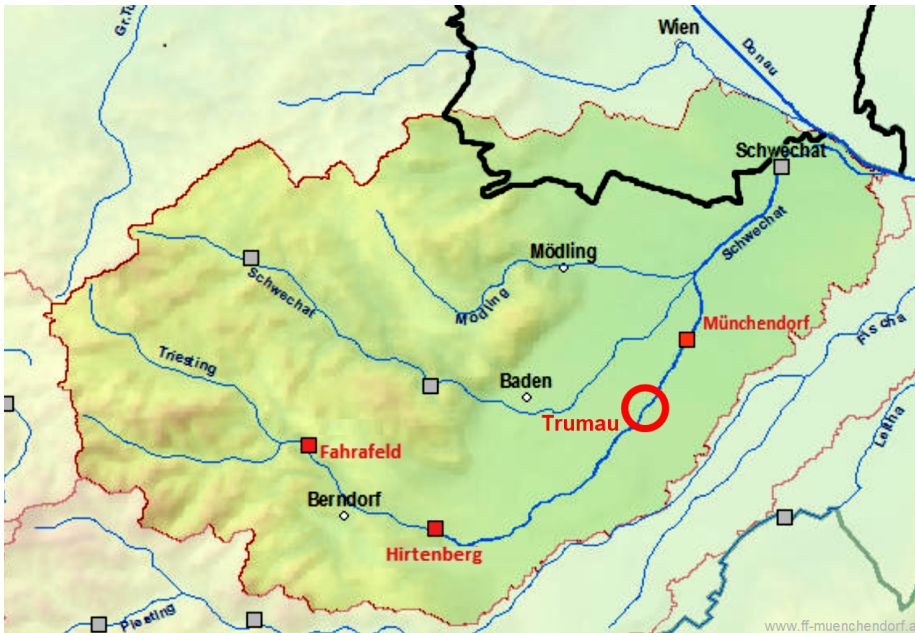


Abb. 1: Einzugsgebiet der Triesting bzw. der Schwechat.

Der Vergleich der Standbeine ergab für den Pegel Hirtenberg ein BHQ von $490 \text{ m}^3/\text{s}$ und ein SHQ von $637 \text{ m}^3/\text{s}$. Auf Grund der speziellen Situation war die im Leitfaden für das SHQ vorgesehene Sensitivitätsanalyse mit dem Niederschlag-Abflussmodell nicht erforderlich. An seine Stelle trat die zweidimensionale hydraulische Modellierung. Die Wellenformen wurden auf Basis der HQ100 Welle am Pegel Hirtenberg skaliert, die ihrerseits aus einer Zusammenschau der beobachteten Wellen der Ereignisse 1991, 1997 und 2002 mit der Niederschlag-Abflussmodellierung bestimmt wurden.

Für das Zwischeneinzugsgebiet zwischen Hirtenberg und dem RTR wurde ein 100 jährlicher Niederschlag gemäß eHyd von $110,4 \text{ mm}$ über 18 Stunden angesetzt und ein mittlerer Abflussbeiwert von $0,61$, wodurch sich ein Zufluss von $44,4 \text{ m}^3/\text{s}$ ergab, der in beiden Lastfällen (BHQ und SHQ) gleichmäßig auf die Zellen des hydraulischen Modells aufgeteilt wurde.

Der mit dem zweidimensionalen hydraulischen Modell berechnete Wellenablauf des BHQ ist in Abb. 2 dargestellt. Der Zufluss bei Hirtenberg mit einem Scheitel von $490 \text{ m}^3/\text{s}$ teilt sich in mehrere Teilströme, im Flussschlauch selbst und im Vorland, auf. Für die Dimensionierung der Notentlastung von Bedeutung ist der linksufrige Vorlandstrom, der sich im Ortsbereich von Oberwaltersdorf bildet. Dieser Teilstrom dotiert das Becken 1 über die Dammlücke mit ca. $17 \text{ m}^3/\text{s}$. Im Bereich der Triesting flussauf des Dotationsbauwerkes (km 13,1) befindet sich ein Abfluss von ca. $325 \text{ m}^3/\text{s}$, wovon ca. $55 \text{ m}^3/\text{s}$ abgetrennt vom Flussschlauch im rechten Vorland fließen, d.h. es kommen beim Dotationsbauwerkes RTR ca. $270 \text{ m}^3/\text{s}$ im Flussschlauch der Triesting an. Unter Verwendung der Wasserstände aus dem zweidimensionalen hydraulischen Modell wurde ermittelt, dass das Dotationsbauwerk unter Beibehaltung der Schützstellung für HQ100 (Öffnungshöhe $2,00 \text{ m}$) im BHQ Fall mit ca. $50 \text{ m}^3/\text{s}$ dotiert wird ($45 \text{ m}^3/\text{s}$ bei HQ100). Zusammen mit den ca. $17 \text{ m}^3/\text{s}$, die über den Vorlandstrom in das Becken 1 gelangen, ergibt sich ein maximaler Gesamtabfluss von ca. $67 \text{ m}^3/\text{s}$, die über die RTR-ÜST1 in das Becken 2 abgeführt werden müssen. Flussab des RTR verbleiben im Flussschlauch der Triesting maximal ca. $220 \text{ m}^3/\text{s}$. Mit dem Vorlandabfluss von $55 \text{ m}^3/\text{s}$ gelangen ca. $275 \text{ m}^3/\text{s}$ in Richtung Trumau.

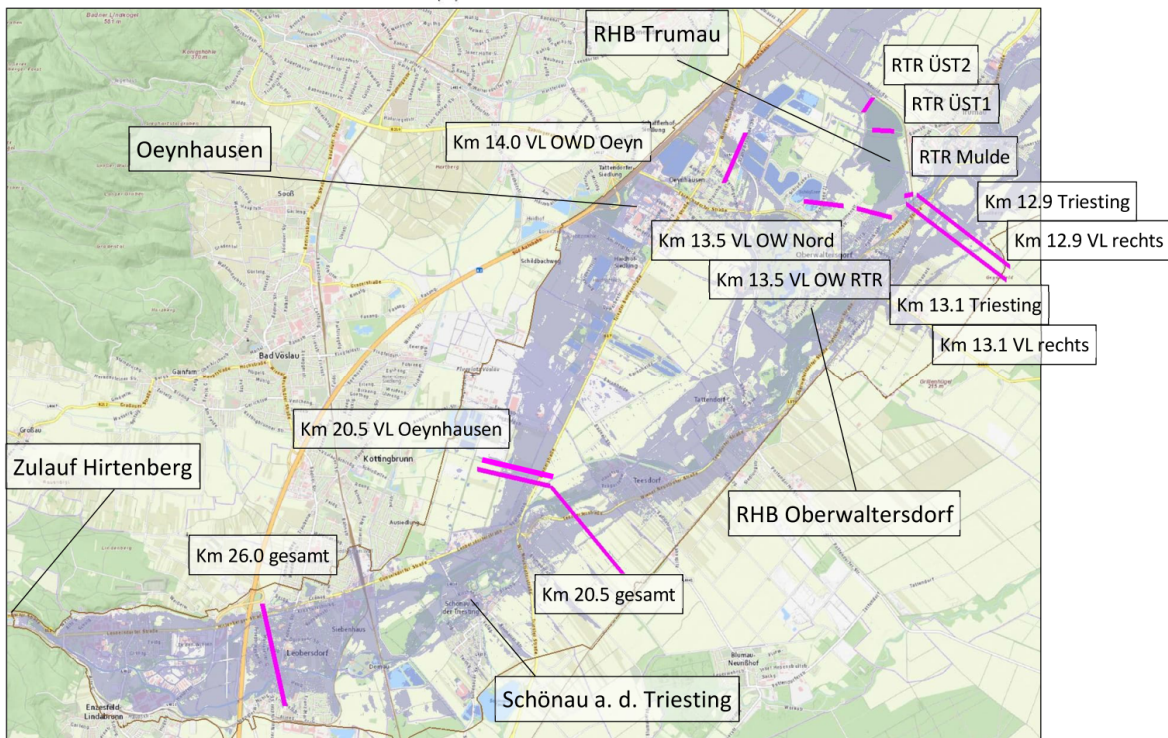
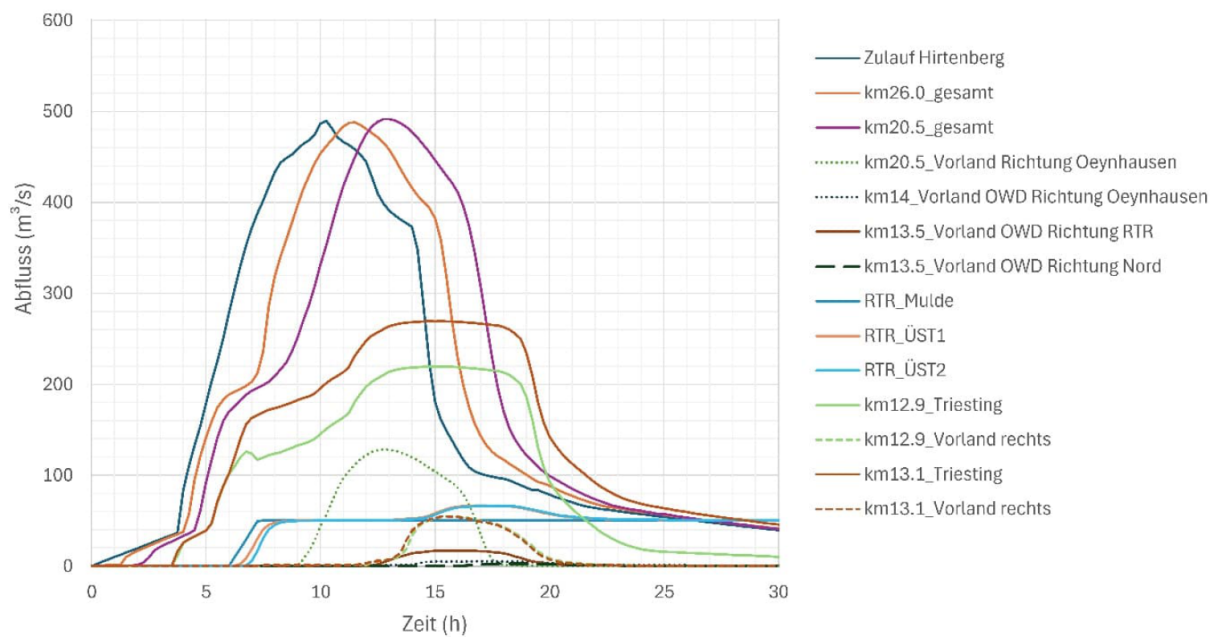


Abb. 2: Oben: Ablauf der BHQ-Welle zwischen Hirtenberg und Standort RHB Trumau berechnet mit dem zweidimensionalen hydraulischen Modell. Unten: Lage der Profile der Wellen.

Analoge Berechnungen wurden für das SHQ durchgeführt. Die zweidimensionale hydraulische Modellierung ergab die folgenden maximalen Wasserspiegel:

RTR Becken 1: BHQ: 208,20 müA / SHQ: 208,24 müA
 RTR Becken 2: BHQ: 207,47 müA / SHQ: 207,51 müA

Die Wellenfreibordberechnungen ergaben für beide Becken 0,37 m. Die Sicherheitskoten der beiden Becken sind auf Dammkrone bei 209,10 müA bzw. 208,10 müA angesetzt. Da keine gesondert identifizierten Risiken abzudecken sind, ist laut Leitfaden der folgende Nachweis zu erbringen:

$$\text{Sicherheitskote} \geq \text{Stauziel} + \text{Überstau (BHQ oder SHQ)} + \text{Wellenfreibord}$$

Laut Tabelle 1 ist hiermit der Nachweis erbracht.

Tabelle 1: Nachweis der Hochwassersicherheit Rückhaltebecken Trumau (müA bzw. m)

	Becken 1		Becken 2	
	BHQ	SHQ	BHQ	SHQ
Stauziel (HQ100)	207,90	207,90	207,10	207,10
Stauziel + Überstau	208,20	208,24	207,47	207,51
Wellenfreibord	0,37	0,37	0,37	0,37
Stauziel + Überstau + Wellenfreibord	208,57	208,61	207,84	207,88
Sicherheitskote = OK Damm	209,10	209,10	208,10	208,10

Beschlussvorschlag:

Der Nachweis der Hochwassersicherheit des Projektes Hochwasserrückhaltebecken Trumau ist nachvollziehbar und plausibel.

Günter Blöschl, 13.11.2024