

Unterlage 06.02.01 -

Statische Nachweise für Erdbauwerke Lastenheft

Festgestellt gem. § 68 Abs. 1 WHG
durch Beschluss vom 30.10.2025
Nr. RNB-55.1.W 4543-1-25

Unterlagenteil 06.02.01.01 – Bericht

Regierung von Niederbayern
Landshut, 30.10.2025

Inhaltsverzeichnis

gez.
Jahn
Oberregierungsrat

1	Veranlassung	7
2	Angaben zum Bestand und zum geplanten Vorhaben	8
2.1	Derzeitiges Betriebsregime.....	10
2.2	Hochwassersimulation/ökologische Frühjahrsflutung	11
2.3	Geplante Niedrigwassersimulation in der Unteren Öberauer Schleife	12
2.4	Geplantes Vorhaben	12
2.5	Klassifizierung als Flutpolder (DIN 19712)	14
2.6	Klassifizierung als Flussdeich (DIN 19712)	14
2.7	Klassifizierung als Stauhaltungsdamm (DIN 19700-13)	15
2.8	Geometrie und Aufbau der geplanten Hochwasserschutzanlagen	15
2.8.1	Deichabschnitt 1 – Deich-km 0+000 bis 2+800	15
2.8.2	Deichabschnitt 2 – Deich-km 2+800 bis 4+841	16
2.8.3	Neubau Ringdeich Breitenfeld – DA 3	16
2.8.4	Neubau Ringdeich Öberau einschl. Abschnitt mit integriertem Altdeich – DA 3	17
2.8.5	Anhebung Zufahrtsstraße nach Öberau	18
2.8.6	Neubau einer über dem Stauziel liegenden Zufahrt nach Breitenfeld.....	19
2.8.7	Deichabschnitt 5 – Westtangente (SRs 48).....	19
2.8.8	Objektschutz WSV – DA 4.....	20
2.8.9	Linker Stauhaltungsdamm	21
2.8.10	Trenndamm, Station 0+000 bis 1+161 mit Verbindungsbauwerk	22
2.8.11	Ausgleichs- und Ersatzmaßnahmen – Rettungshügel	23
2.8.12	Ausgleichs- und Ersatzmaßnahmen – Geländeverwaltung Hagen	23
2.8.13	Rechte und linke ehemalige Donaudeiche	24
2.8.14	Zusammenfassung der Geometrie und der Einstaubedingungen	24
2.9	Dichtungs- und Dränagemaßnahmen	27
2.9.1	Untergrund	27
2.9.2	Dichtungen der Deichabschnitte.....	27
2.9.3	Dränage an den Deichen	28
3	Sicherheitskonzept zur Nachweisführung	29
3.1	Sicherheitskonzept gemäß DIN 19700 für den Stauhaltungsdamm	29
3.2	Sicherheitskonzept gemäß DIN 19712 für die Polder- bzw. Flussdeiche	33
4	Berechnungsverfahren und Berechnungsmodelle.....	36

4.1	Berechnungsverfahren	36
4.1.1	Hydraulische Sicherheit	36
4.1.2	Böschungsbruchsicherheit.....	37
4.1.3	Spreizsicherheit	37
4.1.4	Erosions- und Suffosionssicherheit	37
4.1.5	Setzungen.....	38
4.2	Berechnungsmodelle	39
5	Materialeigenschaften des Baugrunds und der Erdbaustoffe	40
5.1	Baugrunduntersuchungen und Geotechnische Berichte	40
5.2	Kennwerte.....	41
6	Festlegung der Regelprofile.....	42
7	Sicherheitsnachweise nach DIN 19712.....	45
7.1	Einwirkungen	45
7.1.1	Ständige Einwirkungen	45
7.1.2	Veränderliche Einwirkungen	45
7.1.3	Außergewöhnliche Einwirkungen	48
7.2	Bemessungssituationen.....	50
7.3	Übersicht für die Deichabschnitte zu den in den Bemessungssituationen festgelegten Einwirkungen und Kennwerten	51
7.3.1	Deichabschnitt 1 - Deich-km 0+000 bis 2+800.....	51
7.3.2	Deichabschnitt 2 - Deich-km 2+800 bis 4+525.....	51
7.3.3	Deichabschnitt 2 - Deich-km 4+525 bis 4+841.....	52
7.3.4	Neubau Ringdeich Breitenfeld – DA 3.....	52
7.3.5	Neubau Ringdeich Öberau – DA 3.....	53
7.3.6	Neubau Ringdeich Öberau – DA 3 - Abschnitt mit integriertem Altdeich	53
7.3.7	Anhebung Zufahrtsstraße nach Öberau	53
7.3.8	Neubau einer über dem Stauziel liegenden Zufahrt nach Breitenfeld.....	54
7.3.9	Deichabschnitt 5 - Westtangente (SRs 48)	54
7.3.10	Objektschutz WSV – DA 4.....	55
7.3.11	Linker Stauhaltungsdamm Bestand (außer Station 2+200...2+500)	55
7.3.12	Linker Stauhaltungsdamm Neubau (Station 2+200...2+500).....	56
7.3.13	Trenndamm (nur Durchströmungsberechnung)	56
7.3.14	Ausgleichs- und Ersatzmaßnahmen.....	56
7.4	Sicherheitsnachweise	57
7.4.1	Nachweise der Tragsicherheit	57
7.4.2	Nachweise der Gebrauchstauglichkeit	57
7.4.3	Nachweise der Erosionssicherheit	58
8	Dokumentation der Ergebnisse	59
9	Literatur- und Quellenverzeichnis	60

9.1	technische Normen, Regelwerke.....	60
9.2	Unterlagen zum Projekt	61
9.3	allgemeine Fachliteratur	62

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1:	Wasserstände Donau am Einlaufbauwerk und an der Mündung des Kößnach-Ableiters	14
Tabelle 2:	Geometrische Angaben sowie Einstaubedingungen der einzelnen Hochwasserschutzanlagen	25
Tabelle 3:	Bemessungssituationen nach DIN 19700-11 [8] / DWA-M 542 [19]	30
Tabelle 4:	Bemessungssituationen für Staudämme im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) [19]	30
Tabelle 5:	Berechnungslastfälle Stauhaltungsdamm	32
Tabelle 6:	Berechnungslastfälle für die Polder- bzw. Flussdeiche	35
Tabelle 7:	verwendete Berechnungsprogramme.....	36
Tabelle 8:	Teilobjekte HWR Öberauer Schleife, Benennung geotechnische Teilberichte	40
Tabelle 9:	Berechnungsprofile an den einzelnen Deichabschnitten.....	43
Tabelle 10:	Einstaubedingungen und Einstauhöhen an den Polder-/Flussdeichen/Erdbauwerken	46

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1:	Deichabschnitte und wichtigste Bauwerke der geplanten Hochwasserrückhaltung Öberauer Schleife	9
Abbildung 2:	derzeitige Wasserstände der Öberauer Schleife aus dem Planergänzungsverfahren zur Niedrigwassersimulation des WSA Regensburg 2012 [37]	11
Abbildung 4:	Einwirkungen und Bemessungssituationen gemäß DIN 19712 [11], Tabelle 5	34
Abbildung 5:	Bestimmung des kritischen Gradienten gemäß DIN 19712:1997, Bild 8 [14]	38
Abbildung 6:	Maximale Grundwasserpotenziale im Bereich der SRs 48 bei Flutpoldereinstau (Planzustand HQ30) aus [35]	47
Abbildung 7:	Darstellung des Ansatzes für die Restböschung $H_R \approx 0$	49

Anlagenverzeichnis

Anmerkung: Die Anlagen liegen nur dann als Anlagen bei, wenn das Lastenheft als separate Unterlage vorgelegt wird.

Anlage 1.1 Übersichtslageplan geplante Bauwerke und Maßnahmen – s. Unterlage 03-01-02, Blatt 2/ 7

Anlage 1.2 Bereich Einlaufbauwerk – s. Unterlage 04-01-01, Blatt 1/ 1

Anlage 2 Regelquerschnitte und Längsschnitte zu den Deichabschnitten/Erdbauwerken – s. nachfolgende Übersicht:

Hochwasserschutz- anlagen	Entspricht Regel- bzw. Sonderprofil des Entwurfes	
	RP/SP Nr. bei Station	zugehöriger Plan in Unterlage 04
Flutpolderdeich DA 1 – Pol- der Kößnach	RP 4 bei Station 1+810	U 04, Plan-Nr. 04-04, Bl. 6/8
	SP 3 bei Station 2+400	U 04, Plan-Nr. 04-04, Bl. 8/8
	RP 3 bei Station 0+600	U 04, Plan-Nr. 04-04, Bl. 3/8
	Flutpolderdeich DA 1 Längsschnitte	U 04, Plan-Nr. 04-03, 3 Blätter
Flutpolderdeich DA 2 – Pol- der Kößnach	RP 1 bei Station 2+850	U 04, Plan-Nr. 05-04, Bl. 1/10
	RP 3 bei Station 3+430	U 04, Plan-Nr. 05-04, Bl. 3/10
	RP 7 bei Station 4+490	U 04, Plan-Nr. 05-04, Bl. 7/10
	RP 9 bei Station 4+700	U 04, Plan-Nr. 05-04, Bl. 1/10
	Flutpolderdeich DA 2 Längsschnitte	U 04, Plan-Nr. 05-03, 3 Blätter
Neubau Ringdeich Breitenfeld – DA 3	RP 10 bei Station 0+780	U 04, Plan-Nr. 06-04, Bl. 10/10
	Deichscharte bei Station 603,55	U 04, Plan-Nr. 06-05, Bl. 4/4
	Flutpolderdeich DA3 Längsschnitt Ringdeich Breitenfeld	U 04, Plan-Nr. 06-03, Bl. 1/4
Neubau Ringdeich Öberau – DA 3	RP 2 bei Station 2+330	U 04, Plan-Nr. 06-04, Bl. 2/10
	Deichscharte bei Station	U 04, Plan-Nr. 06-05, Bl. 2/4
	Flutpolderdeich DA3 Längsschnitt Ringdeich Öberau West	U 04, Plan-Nr. 06-03, Bl. 3/4 und 4/4
Neubau Ringdeich Öberau – DA 3 – Abschnitt Altdeich	RP 4 bei Station 0+200	U 04, Plan-Nr. 06-04, Bl. 4/10

Hochwasserschutz- anlagen	Entspricht Regel- bzw. Sonderprofil des Entwurfes	
	RP/SP Nr. bei Station	zugehöriger Plan in Unterlage 04
Anhebung Zufahrtsstr. nach Öberau (ü. d. Sz. I. Zufahrt nach Öberau)	Verkehrsanlage Regelprofile	U 04, Plan-Nr. 14-04, Bl. 1/3
Neubau einer ü.d. Stauziel liegenden Zufahrt nach Brei- tenfeld	RP 7 bei Station 0+330	U 04, Plan-Nr. 06-04, Bl. 7/10
	Flutpolderdeich DA3 Längsschnitt Ü. d. Sz. I. Zufahrt nach Brei- tenfeld	U 04, Plan-Nr. 06-03, Bl. 2/4
Flutpolderdeich DA 5 - Westtangente sowie bau- zeitliche Umfahrung	RP 1 bei Station 2+220	U 04, Plan-Nr. 08-03, Bl. 1/1
	RP 2 bei Station 2+395	U 04, Plan-Nr. 08-03, Bl. 1/1
	RP 9 bei Station 4+700	U 04, Plan-Nr. 05-04, Bl. 10/10
	Flutpolderdeich DA5 Längsschnitt Anhebung SRs48 (Westtan- gente)	U 04, Plan-Nr. 08-03, Bl. 1/1
Objektschutz WSV – DA 4	Schnitt E-E bei Station 0+128	U 04, Plan-Nr. 07-04, Bl. 1/1
	Objektschutz DA4 Längsschnitt Außenbezirk WSV	U 04, Plan-Nr. 07-03, Bl. 1/1
Linker Stauhaltungs- damm (Donau-km 2330,0 bis 2333,9)	Station 2+000	Bestandsplan WSD Süd 1991 [31]
	Station 2+180	[30] Baugrund Dresden 2011
	Station 2+400 (0-100)	U 04, Plan-Nr. 01-04, Bl. 1/4
	Station 3+300	[30] Baugrund Dresden 2011
Trenndamm	Station 0+091	GB 2.3 [38], Plan-Nr. 2, AL 2.3
Rettungshügel	Station 0+090	U 04, Plan-Nr. 17-04, Bl. 1/1
Geländeverwaltung	Station 0-100 bis 0+42	U 04, Plan-Nr. 09-04, Bl. 1/5

Anhangverzeichnis

Anhang A	Bodenkennwerte aus den geotechnischen Berichten, ergänzt um geplante Bauteile
Anhang B	Typische Kornverteilungen und typische Konsistenzdiagramme
Anhang C	Ermittlung der horizontalen Spitzenbodenbeschleunigung a_h (PGA-Wert GFZ Potsdam) für Erdbebennachweise nach DIN 19700
Anhang D	Einstau-Absenkungsganglinien Polder, Kößnach, Wertetabellen
Anhang E	Übersichten zu den Bemessungssituationen und Einwirkungen

Abkürzungsverzeichnis

HWR	Hochwasserrückhaltung
EBW	Einlaufbauwerk
ABW	Auslaufbauwerk
VBW	Verbindungsbauwerk
DA	Deichabschnitt
DVW	Deichverteidigungsweg
SHD	Stauhaltungsdamm
RzK	Regulierungsbauwerk zur Kößnach
GOK	Geländeoberkante
m ü. NHN	Meter über Normalhöhennull (DHHN2016, Höhen über NHN (Höhenstatus 160))
OS	Objektschutz
WSV	Wasserstraßen- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes
Z _s	Stauziel
Z _ö	ökologische Frühjahrsflutung

1 **Veranlassung**

Durch die Ingenieurgemeinschaft Lahmeyer Hydroprojekt – Lahmeyer München – Büro Prof. Kagerer (INGE LLK) werden im Auftrag des Freistaates Bayern, vertreten durch das Wasserwirtschaftsamt Deggendorf, Detterstraße 20 in 94469 Deggendorf, die Planfeststellungsunterlagen für das Vorhaben „Hochwasserrückhaltung (HWR) Oberauer Schleife“ an der Donau bei Straubing erstellt. Bestandteil der Planungen sind die statischen Nachweise für die Erdbauwerke, die im Gesamtbericht, s. Unterlage 01-01, beschrieben sind.

Im Rahmen des Sicherheitskonzeptes, s. Unterlage 01-02, erfolgte die Einordnung der Gesamtanlage in die aktuelle Normung. Aufgrund des geplanten Stauziels, das nicht wesentlich höher als der Wasserstand in der Donau ist, entspricht die geplante Hochwasserrückhaltung in ihrer Gesamtheit einer Hochwasserschutzanlage gemäß DIN 19712 [12]. Eine Ausnahme bildet der rechte Stauhaltungsdamm, der Bestandteil der Stauhaltung Straubing und damit ständig eingestaut ist. Im Sinne der Normung handelt es sich bei diesem Bauwerk auch zukünftig vorrangig um einen Stauhaltungsdamm der Klasse I gemäß DIN 19700-13 [7].

Die Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit der Polderdeiche ist wegen der Betrachtung als Flutungspolder nach DIN 19712 [12] sowie DWA-M 507-1 [17] nachzuweisen. Dabei bildet der EC-7 [14] das übergreifende Regelwerk für die Geotechnik. Im Handbuch zum EC-7 wird auf viele weitere nationale Normen, die in der Geotechnik z.T. schon langjährig bekannt sind, verwiesen. Für den Stauhaltungsdamm gilt aus dem o.g. Grund zusätzlich die DIN 19700-13 [10].

Das Lastenheft bildet die Berechnungsgrundlage zur Führung der Sicherheitsnachweise für die Erdbauwerke.

Die Sicherheitsnachweise werden unter Verwendung des Konzeptes mit Teilsicherheitsfaktoren nach EC-7 [14] bzw. DIN 1054 [14] geführt, was auch für die Tragsicherheitsnachweise von Flusssdeichen dem aktuellen Stand der Technik entspricht.

Im vorliegenden Lastenheft sind die erforderlichen Berechnungen und Nachweise sowie alle dafür notwendigen Angaben zusammengestellt.

Es bedarf im Rahmen der weiteren Bearbeitung der Ergänzung aus eventuellen Prüffeststellungen und der noch nicht bestätigten Angaben der Genehmigungsbehörde sowie durch neu gewonnene Erkenntnisse. Das Lastenheft wird dahingehend aktualisiert und fortgeschrieben.

Das Lastenheft ermöglicht vor Ausführung der eigentlichen Standsicherheitsberechnungen und –nachweise eine Abstimmung mit dem Prüfenieur und der Aufsichtsbehörde und dient als Leitfaden für die Durchführung der Tragsicherheitsberechnungen und Nachweise der Gebrauchstauglichkeit.

2 Angaben zum Bestand und zum geplanten Vorhaben

Die geplante Hochwasserrückhaltung (HWR) Öberauer Schleife befindet sich in einer ehemaligen Donauschleife, die im Zuge der Errichtung der Staustufe Straubing von der Bundeswasserstraße Donau abgetrennt wurde. Durch den in Fließrichtung linken Stauhaltungsdamm der Staustufe wurde die ehemalige Schleife vom Abflussgeschehen der Donau entkoppelt.

In unmittelbarer Nähe befinden sich südlich der geplanten HWR die Staustufe Straubing, östlich die Ortslagen Sossau und Unterzeitldorn, nordwestlich die Ortslage Pittrich und nördlich die Ortslage Kößnach. Östlich der geplanten HWR verläuft das Fließgewässer Kößnach-Ableiter, welches etwa 1 km stromab der Staustufe in die Donau mündet.

Begrenzt vom ehemaligen rechten Deich der Donauschleife und dem linken Stauhaltungsdamm befindet sich im Zentrum des Planungsgebietes der Polder Öberau mit den Ortslagen Breitenfeld und Öberau.

Die geplanten Hochwasserschutzanlagen befinden sich im Freistaat Bayern, zum größten Teil im Landkreis Straubing-Bogen und zu einem geringeren Teil im Stadtgebiet der Stadt Straubing.

Der Bereich der ehemaligen Donauschleife ist bis einschließlich der Altdeiche rechts und links als Naturschutzgebiet ausgewiesen und liegt vollflächig in einem FFH- sowie einem EU-Vogelschutzgebiet. Weiterhin liegt der Planungsraum im Landschaftsschutzgebiet und Naturpark „Bayerischer Wald“.

Die Flächen der ehemaligen Donauschleife befinden sich vollständig in öffentlicher Hand. Das Gebiet ist infolge des Baus der Staustufe Straubing im Jahr 1991 mit naturschutzfachlichen Ausgleichs- und Ersatzmaßnahmen überplant.

Das alte Flussbett wurde künstlich durch einen Trenndamm mit einer Kronenhöhe von ca. 318,50 m ü. NHN in eine obere und eine untere Schleife aufgeteilt, deren Wasserstände derzeit unabhängig voneinander nach ökologischen Gesichtspunkten geregelt werden können.

Die Flächen des Polders Öberau sowie des Polders Sossau-West, die ebenfalls in die Polderflutung einbezogen werden sollen, gehören zum größten Teil privaten Eigentümern und werden durch diese bzw. deren Pächter landwirtschaftlich genutzt.

Im oben beschriebenen Vorhabensgebiet, s. Abbildung 1 auf nachfolgender Seite, ist die Errichtung einer HWR in Form eines Flutungspolders mit steuerbarem Einlauf- und Auslaufbauwerk sowie zahlreichen weiteren Anlagen zur Flutung und Entleerung des Polders sowie zum Schutz der vorhandenen Ortslagen im Polder vorgesehen.

Zur äußeren Begrenzung der geplanten Hochwasserrückhaltung sind folgende Flutpolderdeiche erforderlich:

- Instandsetzung und Erhöhung des bestehenden ehemaligen linken Donaudeiches zum Flutpolderdeich im Westen, Norden (Deichabschnitt 1) und Osten (Deichabschnitt 2). Im Osten hat dieser Deich teilweise auch die Funktion als rechter Flussdeich des Kößnach-Ableiters. Beide Deichabschnitte zusammen ergeben ca. 4,8 km Deichlänge.
- Neubau eines Flutpolderdeiches (Deichabschnitt 5) im Zuge des Verlaufes der Westtangente (SRs 48). Die Westtangente wird auf dem neuen Flutpolderdeich angeordnet. Die Gesamtlänge beträgt ca. 1 km.
- Integration des linken Stauhaltungsdammes der Donau im Süden auf einer Gesamtlänge von 3,7 km.

Zum Hochwasserschutz der Ortslagen in der geplanten HWR und zur Gewährleistung der Erreichbarkeit dieser im Einstaufall werden folgende Polderdeiche und Anpassungen von Verkehrsanlagen erforderlich:

- abschnittsweise Anhebung der Zufahrtsstraße nach Oberau,
- Neubau eines Ringdeiches um die Ortslage Breitenfeld (Bestandteil des Deichabschnittes 3),
- Neubau eines Ringdeiches um die Ortslage Oberau (Bestandteil des Deichabschnittes 3), dabei Integration eines Teils des ehemaligen rechten Donaudeiches in den Ringdeich im Osten,
- Neubau einer über dem Stauziel liegenden Zufahrt nach Breitenfeld (Bestandteil des Deichabschnittes 3),
- Neubau von Objektschutzanlagen um die Gebäude und Anlagen der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung (WSV) Regensburg, Außenbezirk Straubing (Deichabschnitt 4).

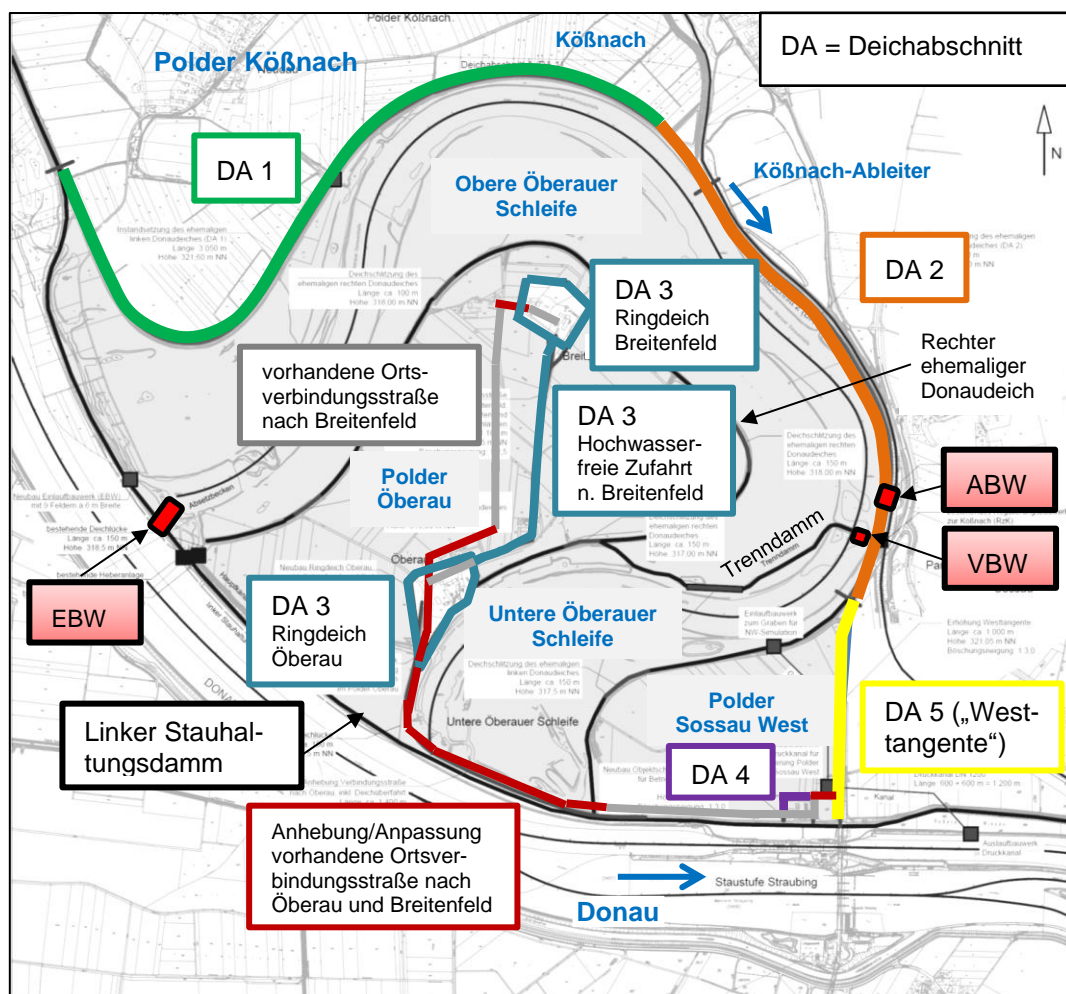


Abbildung 1: Deichabschnitte und wichtigste Bauwerke der geplanten Hochwasserrückhaltung Oberauer Schleife

Im Ergebnis der Planungen werden zahlreiche Ausgleichs- und Ersatzmaßnahmen erforderlich. Für die folgenden sind Standsicherheitsnachweise zu führen:

- Rettungshügel
- Geländeverwallung Hagen

Zusätzlich sind aufgrund der geänderten Einstaubedingungen Nachweise für die folgenden Bestandsanlagen erforderlich:

- Trenndamm zwischen Oberer und Unterer Öberauer Schleife,
- rechte und linke ehemalige Donaudeiche.

Weiterhin werden zahlreiche Massivbauwerke erforderlich. Die statischen Nachweise dafür sind Bestandteil des Lastenheftes für Massivbauwerke, s. Unterlage 06-01-01, und der zugehörigen Nachweise, s. Unterlage 06-01-01.

Bei den folgenden Massivbauwerken werden im Rahmen der Erdstatik folgende Nachweise ausgeführt:

- Einlaufbauwerk (EBW) – Sicherheit gegen Fugenerosion
- Auslaufbauwerk (ABW) - Sicherheit gegen Fugenerosion
- Verbindungsbauwerk – Sicherheit gegen Fugenerosion
- Deichscharte Breitenfeld – Sicherheit gegen Fugenerosion
- Deichscharte Öberau West – Sicherheit gegen Fugenerosion
- Deichscharte Öberau Ost – Sicherheit gegen Fugenerosion
- Objektschutz WSV- DA 4 – Durchströmungsberechnungen
- Siele Öberau Nord – Sicherheit gegen Fugenerosion
- Siel Öberau Süd – Sicherheit gegen Fugenerosion
- Siel Breitenfeld Ost – Sicherheit gegen Fugenerosion
- Kreuzungsbauwerk SRs48 – Sicherheit gegen Fugenerosion
- Auslaufbauwerk in die Donau

Die nachfolgenden Kapitel 2.1 bis 2.4 wurden dem Sicherheitskonzept, s. Unterlage 01-02, entnommen. Sie beschreiben das derzeitige Betriebsregime der Unteren und der Oberen Öberauer Schleife, welches auch zukünftig beibehalten werden soll und deshalb im Rahmen der Erstellung des Lastenheftes berücksichtigt werden muss.

2.1 Derzeitiges Betriebsregime

Der Öberauer Schleife wird über ein Heberbauwerk bei Donau-km 2332,633 ständig Wasser aus der Donau in den Zulaufgraben zum Absetzbecken der Oberen Schleife zugeführt. Dieses Wasser dient dem Verdunstungsausgleich und der Sauerstoffanreicherung.

Der größte Teil des Frischwassers wird über das Absetzbecken im Altwasserbereich sowie die anschließende Fließstrecke in die Obere Öberauer Schleife weitergeleitet. Über ein Regulierungsbauwerk zum Hauptkanal (RzH) im Bereich des Zulaufgrabens zum Absetzbecken unmittelbar nach der Heberanlage wird ein kleinerer Teil (s.u.) in den Hauptgraben im Polder Öberau abgeschlagen und direkt in den unteren Schleifenteil der Öberauer Schleife geleitet.

Über die Bauwerke werden folgende Parameter eingehalten:

Leistung Heber:	0,25 m ³ /s (ganzjährig)
Abschlag in obere Schleife:	0,20 m ³ /s
Abschlag in untere Schleife:	0,05 m ³ /s (über RzH)
Leistung Heber bei ökologischer Frühjahrsflutung:	2,50 m ³ /s (Mitte Februar bis Ende März)

Der Ablauf der beiden Schleifenteile erfolgt am Regulierungsbauwerk zur Kößnach (RzK). Die Abläufe des oberen und unteren Teils der Oberauer Schleife entwässern über dieses Bauwerk unabhängig voneinander in freier Vorflut in den Kößnach-Ableiter.

In der oberen Oberauer Schleife wird aus ökologischen Gesichtspunkten eine regelmäßige Wasserstandsregulierung in jährlichem Turnus durchgeführt (ökologische Frühjahrsflutung), um die natürlichen Gegebenheiten in einer Flussaue zumindest ansatzweise zu simulieren. Die Wasserstandsganglinie dieser Flutungen ist in Abbildung 2 dargestellt.

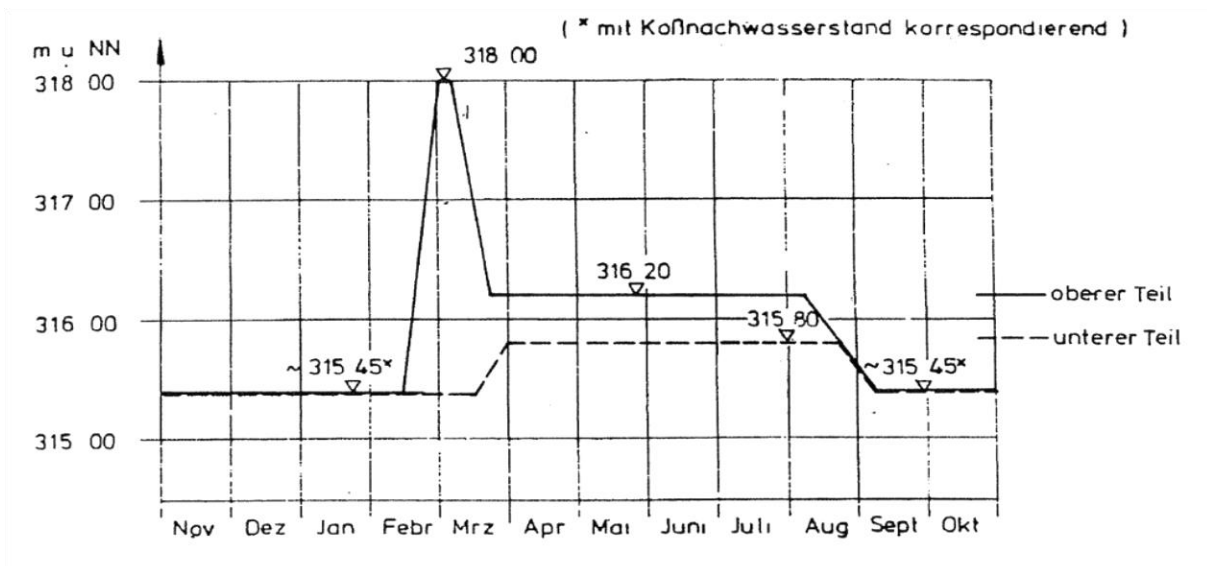


Abbildung 2: derzeitige Wasserstände der Oberauer Schleife aus dem Planergänzungsverfahren zur Niedrigwassersimulation des WSA Regensburg 2012 [32]

Nach Fertigstellung der HWR Oberauer Schleife soll dieses Betriebsregime – s.a. Kap. 2.2 und 2.3 bei normaler Wasserführung der Donau bis etwa HQ 30 erhalten bleiben.

2.2 Hochwassersimulation/ökologische Frühjahrsflutung

In der oberen Oberauer Schleife wird seit 1996 von Mitte Februar bis Ende März ein künstliches Hochwasser (HW-Simulation/ökolog. Frühjahrsflutung), erzeugt. Hierbei wird der Wasserspiegel (WSP) von 315,41 m ü. NHN (= 315,45 m ü. NN) auf 317,96 m ü. NHN (= 318,00 m ü. NN) angehoben und dann wieder auf 316,16 m ü. NHN (= 316,20 m ü. NN) abgesenkt. Der Wasserstand von 316,16 m ü. NHN wird anschließend bis Anfang August konstant gehalten, um dann bis September wieder auf 315,41 m ü. NHN abgesenkt zu werden.

Da die ökologische Frühjahrsflutung manuell auf 317,96 m ü. NHN eingestellt wird, ergeben sich Schwankungen von +/- 10 cm.

In der unteren Öberauer Schleife wird ab Mitte März der Wasserstand auf 315,76 m ü. NHN (= 315,80 m ü. NN) angehoben und bis Mitte August konstant gehalten. Gemeinsam mit der Absenkung im oberen Teil wird der Wasserstand ab Mitte August auch hier auf 315,41 m ü. NHN (= 315,45 m ü. NN) abgesenkt und bis Februar gehalten.

Bei der Wasserspiegelabsenkung von 315,76 m ü. NHN auf 315,41 m ü. NHN fallen im unteren Teil der Öberauer Schleife ca. 2,5 ha Uferflächen trocken.

2.3 Geplante Niedrigwassersimulation in der Unteren Öberauer Schleife

Im Planfeststellungsbeschluss für die Staustufe Straubing von 1991 [32], ist unter Abschnitt IV, Punkt 6 u.a. eine jährliche Wasserstandsregulierung (s.o.) angeordnet worden. Diese wird seit 1996 jährlich durchgeführt, s. vorangegangenes Kapitel. Unter Abschnitt XI „Besondere Verwaltungsverfahren“, Punkt 2 a, des o.g. Planfeststellungsbeschlusses, wurde ein ergänzendes Planfeststellungsverfahren der Wasser- und Schifffahrtsdirektion Süd für eine Niedrigwassersimulation (NW-Simulation) im unteren Altwasserbereich der Öberauer Schleife vorbehalten.

Inhalt des ergänzenden Planfeststellungsverfahrens für den unteren Teil der Öberauer Schleife ist die Niedrigwassersimulation mit dem Ziel, Lebensräume für Wasserwechselvegetationen zu schaffen, Verlandungen entgegenzuwirken und das inzwischen aufgekommene Schilf zurückzudrängen. Erreicht werden soll dies durch eine zusätzliche Absenkung des Wasserspiegels im unteren Teil der Öberauer Schleife über einen längeren Zeitraum.

Im Herbst 2004 war mittels Einsatz von Pumpen versuchsweise eine Niedrigwassersimulation durchgeführt worden. Dieser Versuch wurde durch ein umfangreiches Monitoring begleitet (Endbericht März 2005 [35]). Aus den Erfahrungen des Versuchs 2004, bei dem sich Zielkonflikte zwischen dem Erhalt der Lebensräume für Wassertiere (u.a. Bitterlinge und Muscheln) und den Zielen der Niedrigwassersimulation dargestellt haben, ist die Absenkung von Spätsommer bis Herbst bis auf einen niedrigsten Wasserspiegel von 315,00 m ü. NN = 314,96 m ü. NHN geplant. Sie soll mit dem Beginn der bisherigen Absenkung der Unteren Öberauer Schleife im August eingeleitet werden.

Das auf dieser Grundlage im Jahr 2012 eingeleitete ergänzende Verfahren hat bisher nicht zu einem abschließenden Ergebnis geführt, da zwischenzeitlich nach einem alternativen Standort für die Niedrigwassersimulation gesucht wurde. Da diese Suche nicht erfolgreich war, hält die RMD Wasserstraßen GmbH als TdV nach wie vor an dem Standort der Unteren Öberauer Donauschleife für die Niedrigwassersimulation fest.

Das Verfahren für eine Niedrigwassersimulation ist nicht Bestandteil des Flutpolder-Verfahrens. Die Planungen werden jedoch aufeinander abgestimmt. Im Rahmen der Planung zur Hochwasserrückhaltung Öberauer Schleife ist daher vorgesehen, den geplanten Entleerungskanal, welcher der Restentleerung des Polders Sossau West dienen soll, so auszubauen, dass eine Niedrigwassersimulation in der unteren Schleife ermöglicht wird.

2.4 Geplantes Vorhaben

Der Freistaat Bayern, vertreten durch das Wasserwirtschaftsamt Deggendorf, plant die Errichtung einer Hochwasserrückhaltung in Form eines steuerbaren Flutungspolders im Bereich der Öberauer Donauschleife bei Straubing im Regierungsbezirk Niederbayern. Mit diesem Vorhaben soll der bestehende ungesteuerte Retentionsraum an der Donau in einen gesteuerten Flutpolder umgewandelt und gleichzeitig zusätzliches Retentionsvolumen geschaffen werden. Insgesamt sollen ca. 14 Mio. Kubikmeter Retentionsraum an der Donau aktiviert werden, um Spitzenabflüsse in der Donau ab einem etwa 30-jährlichen Hochwasserereignis möglichst wirksam zu kappen.

Die Bereiche der Oberauer Schleife innerhalb der ehemaligen Donaudeiche (Altwasser und Vorländer), der Polder Öberau ohne die Ortslagen Öberau und Breitenfeld sowie der Polder Sossau West (westlich der Westtangente) sollen als Flutungsbereiche in die geplante Hochwasserrückhaltung einbezogen werden. Maßgebende Parameter der geplanten Hochwasserrückhaltung sind:

Flutungsbereiche:	Polder Oberauer Schleife, Polder Öberau (außer Ortslagen Öberau und Breitenfeld) Polder Sossau West		
Stauziel:	320,20 m ü. NHN		
Geflutete Fläche:	rd. 500 ha		
Rückhalteraum:	Polder Oberauer Schleife:	rd.	9,91 Mio. m ³
	Polder Öberau :	rd.	2,89 Mio. m ³
	Polder Sossau West:	rd.	1,26 Mio. m ³
<u>Gesamtvolumen</u>		<u>rd. 14,06 Mio. m³</u>	

Die Flutung der Polderbereiche wird über ein regulierbares Einlaufbauwerk (EBW) etwa bei Donau-km 2332,860 im Bereich der Stauhaltung Straubing erfolgen. Für den Abstau bzw. die Entleerung mit fallender Hochwasserwelle ist neben dem bisherigen Regulierungsbauwerk zur Kößnach (RzK) ein Auslaufbauwerk (ABW) am Kößnach-Ableiter, der in die Donau mündet, vorgesehen.

Innerhalb der gesamten Flutungsbereiche sind weitere Bauwerke, wie Deichschlitzungen, Durchlassbauwerke, Entleerungskanal usw. zur Befüllung und Entleerung sämtlicher Flutungsbereiche erforderlich.

Der Polder Sossau Ost ist nicht Bestandteil der Hochwasserrückhaltung. Er fungiert weiterhin als ungesteuerter Rückhalteraum bei seltenen Hochwasserereignissen in der Donau. Der rechte Deich am Kößnach-Ableiter wird zwischen HQ30 bis HQ50 überströmt und es besteht Deichbruchgefahr. Eine Überströmung beginnt dabei ca. 150 m oberstrom der Mündung in die Donau (niedrigste Deichhöhe bei ca. 319,70 ... 319,80 m ü. NHN). Infolge der Überströmung führt die Flutung des Polders Sossau Ost zum Einstau der SRs 48 (Westtangente), die künftig die östliche Begrenzung der Hochwasserrückhaltung darstellt.

Die Kronenhöhe der Polderdeiche setzt sich zusammen aus dem Stauziel zuzüglich des Freibords. Nach Durchführung der Windstau- und Wellenauflaufbetrachtung [40] wurde nachgewiesen, dass der Freibord zwischen 1,05 m und 1,40 m beträgt und dabei die Neigung der wasserseitigen Böschung einen beachtlichen Einfluss auf die Größe des Mindestfreibords hat.

Der Einsatz der HWR ist bei Hochwasserereignissen ab einer Jährlichkeit von HQ30 bzw. HQ 100 geplant. Wie die Tabelle 1 zeigt, liegt der Wasserspiegel in der HWR bis zu einem HQ100 etwa 0,3 bis 0,9 m über dem Wasserspiegel der Donau an der Mündung des Kößnach-Ableiters.

Bei Hochwasserereignissen \geq HQ200 liegt der Wasserspiegel in der HWR hingegen niedriger als in der Donau an der Mündung des Kößnach-Ableiters.

Tabelle 1: Wasserstände Donau am Einlaufbauwerk und an der Mündung des Kößnach-Ableiters

Jährlichkeit HQt	Abfluss in m³/s	WSP Donau am EBW m ü. NHN	WSP Donau an Mündung Kößnach-Ableiter m ü. NHN
HQ30	2.800	320,27	319,24
HQ100	3.400	320,48	319,91
HQ200	3.700	320,90	320,17
HQ500	4.100	321,51	320,71

Hinweis: ermittelte Wasserstände bei n-Fall an der Staustufe Straubing

2.5 Klassifizierung als Flutpolder (DIN 19712)

Im Rahmen des Sicherheitskonzeptes, s. Unterlage 01-02, erfolgte die Einordnung der Gesamtanlage in die aktuelle Normung. Aufgrund des geplanten Stauziels, das nicht wesentlich höher als der Wasserstand in der Donau ist, entspricht die geplante Hochwasserrückhaltung in ihrer Gesamtheit einer Hochwasserschutzanlage gemäß DIN 19712 [12].

Die geplanten Flutpolderdeiche im Verlauf der ehemaligen linken Donaudeiche und der Westtangente (SRs48), der linke Stauhaltungsdamms der Donau, die Ringdeiche Breitenfeld und Öberau sind damit bauliche Anlagen im Sinne der DIN 19712 [12].

Die geplanten Anlagen besitzen teilweise eine Doppelfunktion. Der Flutpolderdeich des DA 2 im Verlauf der ehemaligen linken Donaudeiche fungiert gleichzeitig als Flussschleuse der Kößnach und als Polderdeich. Der Flutpolderdeich DA 5 – Westtangente fungiert gleichzeitig als Straßendamm und als Flutpolderdeich. Der Flutpolderdeich „linker Stauhaltungsdamms Donau“ fungiert zugleich als Stauhaltungsdamms und Polderdeich.

Der Stauraum des Polders beträgt ca. 14 Mio. m³, die geplante Höhe der Hochwasserschutzanlagen bis zu etwa 5 m. Damit sind die Deiche des Flutpolders entsprechend ihres hohen Schadenspotenzials der Klasse I zuzuordnen. Zugleich gilt nach DIN 4020 [4] die Einordnung des Bauvorhabens in die Geotechnische Kategorie 3.

Die Betriebsform ist gesteuert. Der Polder wird über ein Einlaufbauwerk am Donau-km 2332,860 geflutet und über ein Auslaufbauwerk am Kößnach-Ableiter entleert werden. Für die Flutung und Entleerung aller Polderteile sind weitere Bauwerke erforderlich, wie das Verbindungsbauwerk und den Entleerungskanal vom Polder Sossau-West mit Auslauf in die Donau.

Durch das bestehende Betriebsregime, mit gestützten und ungestützten Wasserständen in den beiden Schleifenteilen sowie der Hochwassersimulation in der oberen Schleife besitzt die geplante Hochwasserrückhaltung einen – wenn auch sehr niedrigen – Dauerstau. Von den Deichanlagen wird infolge des derzeitigen Betriebsregimes jedoch nur der Trenndamm zwischen den beiden Schleifenteilen eingestaut. An den ehemaligen Donaudeichen der Öberauer Schleife werden hingegen nur bei der Frühjahrsflutung die Deichfüße abschnittsweise benetzt.

2.6 Klassifizierung als Flussschleuse (DIN 19712)

Der rechte Kößnach-Deich dient wie auch der linke Kößnach-Deich (letzterer nicht Gegenstand dieses Lastenheftes) maßgeblich dem Hochwasserschutz für die Ortslagen an der Kößnach (Kößnach, Unterzeitldorn und Sossau), die vor dem schädlichen Rückstauen der Donau in die Kößnach zu bewahren

sind. Aufgrund des Schutzes für geschlossene Ortschaften und den geplanten Deichhöhen von über 3,0 m ist der rechte Kößnach-Deich gemäß DIN 19712 [12] der Bauwerksklasse I mit hohem Schadenspotenzial zuzuordnen.

2.7 Klassifizierung als Stauhaltungsdamm (DIN 19700-13)

Der im Wesentlichen nicht zu verändernde linke Stauhaltungsdamm der Donau erhält künftig auch die Eigenschaft als Polderdeich. Auf der Polderseite (Wasserseite) wird im Zuge der Aufhöhung der Ortsverbindungsstraße Straubing-Öberau lediglich eine Berme aus Kies vorgesetzt. Die Funktion als Stauhaltungsdamm bleibt unverändert bestehen. Gemäß DIN 19700-13 [10] gehört der für die HWR relevante Längenabschnitt des Stauhaltungsdammes in die Klasse I. Am Einlaufbauwerk (EBW) zum Polder erfolgt ein Ersatzneubau in an das EBW angepasster Lage.

2.8 Geometrie und Aufbau der geplanten Hochwasserschutzanlagen

Aufgrund der verschiedenen Nutzungen der Deiche unterscheidet sich der Aufbau und die geplante Geometrie der einzelnen Deichabschnitte DA 1 bis DA 5. Diese werden im Folgenden kurz beschrieben. Detaillierte Beschreibungen können dem Gesamtbericht, s. Unterlage 01-01, entnommen werden.

2.8.1 Deichabschnitt 1 – Deich-km 0+000 bis 2+800

Der ehemalige linke Donaudeich wird zum Flutpolderdeich ausgebaut bzw. aufgehört und erhält eine Spundwand als statisch wirksame Innendichtung. In der Objektplanung wird er als „Flutpolderdeich Polder Kößnach – DA 1“ bezeichnet. Der zugehörige Geotechnische Bericht ist der Teilbericht 2.2 für das Teilobjekt 3 [38], s. auch Kapitel 5.1. Die geotechnischen Längsschnitte sind Bestandteil der Unterlage 04, Plan-Nr. 04-03, Blatt 1/3 bis 3/3.

Die Erhöhung und Verbreiterung des vorhandenen ehemaligen Deichkörpers, der vor allem aus Flusskies besteht, erfolgt unter Beibehaltung der vorhandenen wasserseitigen Deichböschung auf der Polderseite. Die neue Deichkubatur wird aus Stützkörpermaterial/ Körnung 0/32, das dem vorhandenen Deichbaumaterial entspricht, aufgebaut. Die Spundwand wird mittig in den Deichkörper eingebaut. Auf der Landseite wird eine gut entwässerbare Auflastberme angeordnet, die den Deichverteidigungsweg aufnimmt.

Die geplante Deichhöhe bewegt sich zwischen 3 und 5 m. Der Freibord beträgt 1,4 m und wird durch die Innendichtung bis zu einer Höhe von 321,60 m ü. NHN abgedeckt. Aufgrund einer konstruktiv notwendigen Überdeckung über der Innendichtung beträgt die Höhe der Deichkrone mind. 321,75 m ü. NHN. Die neue landseitige Böschungsneigung beträgt 1 : 2,5, die zu belassende wasserseitige Böschung weist eine Neigung von 1 : 2,0 ... 4,0 (im Mittel 2,5) auf.

Im Einsatzfall der HWR wird die HWS-Anlage bis zum Stauziel $S_z = 320,20$ m ü. NHN eingestaut. Landseitig erfolgt kein Einstau, so dass dieser Flutpolderdeich nur für einen einseitigen Einstau ausgelegt wird. Im Normalfall erfolgt nur ein minimaler Einstau während des Zeitraums der Frühjahrsflutung mit $Z_0 = 317,96$ m ü. NHN, der nur örtlich überhaupt den Deichfuß erreicht und daher zu vernachlässigen ist. Die Wasserseite wird polderseitig definiert, die Landseite liegt der Polder Kößnach mit den Ortslagen Pittrich und Kößnach.

Eine Übersicht über die gerechneten Regelprofile und zugehörigen Pläne des Entwurfes kann der Tabelle 9 in Kapitel 6 entnommen werden.

2.8.2 Deichabschnitt 2 – Deich-km 2+800 bis 4+841

Der ehemalige linke Donaudeich, zugleich weiterhin aktiv als rechter Kößnachdeich, wird zum Flutpolderdeich ausgebaut bzw. aufgehöht und erhält eine Spundwand als statisch wirksame Innendichtung. In der Objektplanung wird er als „Flutpolderdeich am Kößnach-Ableiter – DA 2“ bezeichnet. Der zugehörige Geotechnische Bericht ist der Teilbericht 2.2 für das Teilobjekt 3 [38], s. auch Kapitel 5.1. Die geotechnischen Längsschnitte sind Bestandteil der Unterlage 04, Plan-Nr. 05-03, Blatt 1/3 bis 3/3.

Der derzeitige Deichaufbau wurde im Zuge einer Deichsanierung als rechter Kößnachdeich um das Jahr 1990 mit der damaligen Wasserseite auf Seiten des Kößnach-Ableiters konzipiert. Daher befindet sich auf der Kößnachseite größtenteils eine geneigte Dichtung, während sich auf der Polderseite eine gut wasserdurchlässige dränierende Auflastberme mit Deichhinterweg befindet. Die Polderseite gehört zum untersten Teil der Oberen Öberauer Schleife.

Die Verbreiterung und Erhöhung des vorhandenen Deiches erfolgt abschnittsweise unter Beibehaltung der vorhandenen Deichböschung auf der Kößnachseite oder auf der Polderseite, je nachdem auf welcher Seite mehr Platz zur Verfügung steht. Die neue Deichkubatur wird dabei entweder ausgehend von der kößnachseitigen oder der polderseitigen Böschungsschulter aufgebaut. Die Aufhöhung bzw. Verbreiterung stehen damit im Gegensatz zum in Kap. 2.8.1 behandelten DA 1.

Dieser Polderdeich wird für einen beidseitigen Einstau ausgelegt. Wenn die HWR nicht geflutet wird, wird der Deich kößnachseitig durch das rückgestaute Hochwasser der Donau eingestaut. Im Einsatzfall der HWR kommt es zusätzlich zum Einstau auf der Polderseite bis zum geplanten Stauziels $Z_s = 320,20$ m ü. NHN, wobei der Wasserstand im Polder bis HQ200 der Donau geringfügig über dem Wasserspiegel auf der Kößnachseite liegen wird. Die geplante Deichhöhe bewegt sich zwischen 4 und 5 m. Der Freibord beträgt 1,25 Meter und wird durch die Spundwand bis zu einer Höhe von 321,45 m ü. NHN abgedeckt. Aufgrund einer konstruktiv notwendigen Überdeckung über der Spundwand beträgt die Höhe der Deichkrone 321,55 m ü. NHN. Die Böschungsneigung auf Seiten des Kößnach-Ableiters beträgt 1 : 1,9...2,4 (im Mittel 2,2), die geplante Böschung auf Seiten der oberen Schleife weist eine Neigung von 1 : 2,0...2,5 auf.

Auf der Deichkrone ist ein Deichverteidigungsweg geplant. Dieser wird im Einsatzfall der HWR von Westen her bis in Höhe des ABW für die Befahrung gesperrt. Die Zufahrt erfolgt im Einsatzfall nur von Osten bis zum ABW um die einwirkenden Lasten zu minimieren

Eine Übersicht über die gerechneten Regelprofile und zugehörigen Pläne des Entwurfes kann der Tabelle 9 in Kapitel 6 entnommen werden.

2.8.3 Neubau Ringdeich Breitenfeld – DA 3

Der neu zu errichtende Ringdeich Breitenfeld ist Bestandteil der HWS-Anlagen im Polder Öberau, die zum Schutz und der Erreichbarkeit der dortigen Ortslagen erforderlich werden. Sie werden in der Objektplanung insgesamt als „DA 3 – HWS Polder Öberau“ bezeichnet. Der zugehörige Geotechnische Bericht ist der Teilbericht 2.12 für das Teilobjekt 21 [39], s. auch Kapitel 5.1. Der geotechnische Längsschnitt ist Bestandteil der Unterlage 04, Plan-Nr. 06-03, Blatt 1/4.

Der ca. 825 m lange neu zu errichtende Ringdeich wird aus Stützkörpermaterial/ Körnung 0/32 aufgebaut. Der Deich erhält zusätzlich eine Spundwand als Innendichtung, die an die oberflächennahe Deckschicht im Untergrund angeschlossen wird, aber statisch nicht wirksam ist.

Parallel zum Ringdeich wird auf der Landseite fast auch der gesamten Länge ein Entlastungsgraben erforderlich, welcher den Grundwasserspiegel im Binnenbereich während des Poldereinstaus auf für einen für die vorhandene Bebauung unkritischem Niveau hält. Zur Verbesserung der Wirksamkeit des Entlastungsgrabens wird die dichte Deckschicht des Untergrundes mittels Kiessäulen, die in der Sohle des Grabens angeordnet werden, perforiert. Der Entlastungsgraben wird an das neu zu errichtende Siel Breitenfeld angeschlossen, dass während des Poldereinstaus geschlossen wird. Das anfallende Dränge- und ggf. auch Niederschlagswasser wird über eine mobile Pumpe über den Deich auf die Wasserseite gepumpt. Im Normalfall (Regelfall – kein Poldereinstau) ist das Siel geöffnet und das anfallende Niederschlagswasser sowie die Abläufe der Kleinkläranlagen, die ebenfalls an den binnenseitigen Graben angeschlossen sind, kann ungehindert in den Breitenfelder Graben abfließen.

Auf der Deichkrone wird ein Deichverteidigungsweg angeordnet. Im Bereich der Deichscharte Breitenfeld wird dieser um die Deichscharte mittels zweier Ab- bzw. Auffahrten herumgeführt. Im Einsatzfall der HWR wird der Polderdeich bis zum Stauziel $S_z = 320,20$ m ü. NHN eingestaut. Im Normalfall erfolgt kein Einstau.

Die erforderliche Deichhöhe bewegt sich zwischen 3 und 4 m. Der Freibord beträgt 1,05 m und wird durch die Spundwand bis zu einer Höhe von 321,25 m ü. NHN abgedeckt. Aufgrund einer konstruktiv notwendigen Überdeckung über der Spundwand beträgt die Höhe der Deichkrone mind. 321,45 m ü. NHN. Die Böschungsneigungen auf der Wasser- und Landseite sind jeweils mit 1:2,5 vorgesehen.

Eine Übersicht über die gerechneten Regelprofile und zugehörigen Pläne des Entwurfes kann der Tabelle 9 in Kapitel 6 entnommen werden.

2.8.4 Neubau Ringdeich Öberau einschl. Abschnitt mit integriertem Altdeich – DA 3

Der neu zu errichtende Ringdeich Öberau ist Bestandteil der HWS-Anlagen im Polder Öberau, die zum Schutz und der Erreichbarkeit der dortigen Ortslagen erforderlich werden. Sie werden in der Objektplanung insgesamt als „DA 3 – HWS Polder Öberau“ bezeichnet. Der zugehörige Geotechnische Bericht ist der Teilbericht 2.12 für das Teilobjekt 22 [39], s. auch Kapitel 5.1. Die geotechnischen Längsschnitte sind Bestandteil der Unterlage 04, Plan-Nr. 06-03, Blatt 3/ 4 und 4/ 4.

Der ca. 770 m lange neu zu errichtende Ringdeich besteht aus einem nordwestlichen und einem südöstlichen Teilabschnitt.

Der nordwestliche Teilabschnitt verläuft parallel zur Ortsverbindungsstraße Öberau-Breitenfeld und wird aus diesem Grunde auf die Stationierung der Straße in diesem Bereich – Station 2+044 bis 2+412 – bezogen. Er ist insgesamt 368 m lang und wird vollständig aus Stützkörpermaterial/ Körnung 0/32 aufgebaut. Der Deich erhält zusätzlich eine Spundwand als Innendichtung, die an die oberflächennahe Deckschicht im Untergrund angeschlossen wird, aber statisch nicht wirksam ist. Von Station 2+044 bis 2+238 (RP1) wird landseitig auf einer Berme bis zur Deichscharte Öberau West der Ersatzneubau der Zufahrt nach Öberau angeordnet. Von Station 2+241 bis 2+412 wird landseitig zwischen den vorhandenen Straße in Öberau und dem Deich eine gehölzfreie Fläche angeordnet, in der die geplante Erdkabeltrasse angeordnet wird. Im gesamten Teilabschnitt ist zusätzlich kein DWV vorgesehen.

Entlang des nordwestlichen Teilabschnitts verläuft binnenseitig der bestehende Breitenfelder Graben, der Bestandteil des Entwässerungssystems für den gesamten Polder Öberau ist und im Regelfall die im Polderbereich anfallenden Niederschlags- und Sickerwässer zum Hauptgraben ableitet, der wiederum an die Untere Öberauer Schleife angebunden ist. Dieser wird im Einstaufall mittels zwei neu zu errichtender Siele abgesperrt. Der Breitenfelder Graben wird so ausgebaut, dass er den Grundwasserspiegel im Binnenbereich während des Poldereinstaus auf einen für die vorhandene Bebauung unkritischem Niveau hält.

Der südöstliche Teilabschnitt – Station 0+000 bis 0+400 – ist 400 m lang. Er wird zum Teil ebenfalls vollständig neu errichtet, wobei ein ca. 250 m langer Abschnitt des ehemaligen rechten Donaudeiches sowie eine ca. 50 m lange natürliche Geländeerhöhung in den Polderdeich integriert werden. Der ehemalige rechte Donaudeich besteht zum Teil aus Flusskies mit wasserseitiger geneigter Dichtung südlich bis östlich der Kirche, zum Teil aber auch aus bindigem Boden – nordöstlich der Kirche. Der neue Deichkörper sowie der zu ergänzende Deichkörper wird auch in diesem Teilabschnitt aus Stützkörpermaterial/ Körnung 0/32 aufgebaut und erhält zusätzlich eine Spundwand als Innendichtung. Dabei stellt die Spundwand von Station 0+050 bis 0+270 gleichzeitig eine Hochwasserschutzwand dar und ragt bis zu 1,0 m landseitig aus dem Deich. Von der Wasserseite her ist sie angeschüttet. In diesem Teilabschnitt übernimmt die Spundwand gleichzeitig eine tragende Funktion. Im verbleibenden Teilabschnitt von Station 0+270 bis 0+400 ist die Spundwand statisch nicht wirksam. Auf der Deichkrone bzw. entlang der HWS-Wand wird durchgängig ein DVW angeordnet.

Im Bereich der geplanten Bauwerke wird die Spundwand durchgängig geführt. Das betrifft die Leitungen des Sieles Öberau Süd und Süd sowie die Deichscharten Öberau West und Ost.

Die erforderliche Deichhöhe bewegt sich zwischen 3 und 4 m. Der Freibord beträgt 1,05 m und wird durch die Spundwand bis zu einer Höhe von 321,25 m ü. NHN abgedeckt. Aufgrund einer konstruktiv notwendigen Überdeckung über der Spundwand, außer in dem Bereich der HWS-Wand, beträgt die Höhe der Deichkrone mind. 321,45 m ü. NHN. Die Böschungsneigungen auf der Wasser- und Landseite sind jeweils mit 1:2,5 vorgesehen.

Im Einsatzfall der HWR wird der Polderdeich bis zum Stauziel $S_z = 322,20$ m ü. NHN eingestaut. Im Normalfall erfolgt kein Einstau.

Eine Übersicht über die gerechneten Regelprofile und zugehörigen Pläne des Entwurfes kann der Tabelle 9 in Kapitel 6 entnommen werden.

2.8.5 Anhebung Zufahrtsstraße nach Öberau

Die abschnittsweise Anhebung der vorhandenen Zufahrtsstraße nach Öberau ist erforderlich, um die Erreichbarkeit der Ortslagen im Einstaufall gewährleisten zu können. Sie ist Bestandteil des DA 3 – HWS Polder Öberau und wird in der Objektplanung als „über dem Stauziel liegende Zufahrt nach Öberau“ bezeichnet. Der zugehörige Geotechnische Bericht ist der Teilbericht 2.10 für das Teilobjekt 9 [28], s. auch Kapitel 5.1.

Der linke Stauhaltungsdamm der Donau wurde im Zuge des Baus der Staustufe Straubing errichtet. Parallel zum Stauhaltungsdamm verläuft bis zum Beginn des Polders Öberau die Ortsverbindungsstraße nach Öberau.

Das Stauziel der geplanten HWR wird dazu führen, dass Teile der Zufahrtsstraße, von Donau-km 2330+220 bis Donau-km 2333+900, nicht mehr hoch genug liegen und entweder die ganze Straße oder Teile des Straßenaufbaus eingestaut werden.

Der Freibord wurde in diesem Deichabschnitt mit $f = 1,05$ m berechnet, so dass die Oberkante der Straße für eine Höhe von mind. 321,25 m ü. NHN festgelegt wurde. Diese Höhe liegt am nördlichen Fahrbahnrand, so dass die eigentliche Fahrbahn, die eine Querneigung von 3 % aufweist, höher liegt.

Die Lage der Zufahrtsstraße wird insgesamt so verändert, dass der Straßendamm mehr in Richtung Stauhaltungsdamm verschoben wird, jedoch nicht in den eigentlichen Damm eingreift, s. dazu Kapitel 2.8.9.

Der Straßendamm wird aus gut durchlässigem Stützkörpermaterial aufgebaut. Dadurch wird gewährleistet, dass es unter der Straße zu einem Nachhängen der Sickerlinie auf der Polderseite kommt.

Eine Übersicht über die gerechneten Regelprofile und zugehörigen Pläne des Entwurfes kann der Tabelle 9 in Kapitel 6 entnommen werden.

2.8.6 Neubau einer über dem Stauziel liegenden Zufahrt nach Breitenfeld

Die vorhandene Ortsverbindungsstraße von Öberau nach Breitenfeld ist im Einstaufall überflutet, so dass eine hochwasserfreie Zuwegung erforderlich wird, um einerseits die HWS-Anlagen in Breitenfeld (Polderdeich, Siel mit mobiler Pumpe) erreichen und verteidigen zu können und um andererseits als hochwasserfreie Zufahrt für die Anwohner, Rettungsfahrzeuge u.ä. zu dienen. Die über dem Stauziel liegende Zufahrt nach Breitenfeld ist Bestandteil der HWS-Anlagen im Polder Öberau. Sie werden in der Objektplanung insgesamt als „DA 3 – HWS Polder Öberau“ bezeichnet. Der zugehörige Geotechnische Bericht ist der Teilbericht 2.12 für das Teilobjekt 24 [39], s. auch Kapitel 5.1. Der geotechnische Längsschnitt ist Bestandteil der Unterlage 04, Plan-Nr. 06-03, Blatt 2/4.

Der Dammkörper selbst stellt dabei keinen Deich im Sinne der DIN 19712 [12] dar, da er keine Bebauung oder ähnliches schützt. Aus diesem Grunde wird keine Innendichtung erforderlich. Da der Weg auf dem Damm jedoch die Deichverteidigungswege in Öberau und Breitenfeld verbindet, wird der Weg selbst nach den Grundsätzen der DIN 19712 auch als DVW konzipiert.

Der Damm ist insgesamt ca. 950 m lang und wird – wie die Deiche in Breitenfeld und Öberau – aus Stützkörpermaterial 0/32 aufgebaut. Die erforderliche Dammhöhe bewegt sich zwischen 3 und 4 m. Die Kronenbreite beträgt mind. 5,0 m bei einer Querneigung von 3 %. Der Freibord beträgt 1,05 m. Die Böschungsneigungen auf der Wasser- und Landseite sind jeweils mit 1:2,5 vorgesehen. Im Dammkörper werden zwei Durchlassbauwerke integriert, die im Einstaufall offen sind.

Im Einsatzfall der HWR wird der Damm bis zum Stauziel $S_z = 320,20$ m ü. NHN eingestaut. Durch die zahlreichen Öffnungen im ehemaligen rechten Donaudeich sowie den vorgesehenen Durchlässen ist eine einseitige Stauwirkung des Straßendamms beim Befüllen/Entleeren der HWR nicht möglich. Im Normalfall erfolgt kein Einstau.

Eine Übersicht über die gerechneten Regelprofile und zugehörigen Pläne des Entwurfes kann der Tabelle 9 in Kapitel 6 entnommen werden.

2.8.7 Deichabschnitt 5 – Westtangente (SRs 48)

Die Begrenzung der HWR nach Osten soll im Zuge der Kreisstraße SRs 48, die als „Westtangente“ bezeichnet wird, verlaufen, so dass der Polder Sossau West Bestandteil der HWR wird und der Polder Sossau Ost nicht. Der neu zu errichtende Flutpolderdeich wird vollständig neu aufgebaut und nimmt auf der Deichkrone die Westtangente auf. Gemäß Objektplanung wird er als „Flutpolderdeich DA 5 – Westtangente“ bezeichnet. Der zugehörige Geotechnische Bericht ist der Teilbericht 2.9 für das Teilobjekt 4 [38], s. auch Kapitel 5.1. Die geotechnischen Längsschnitte sind Bestandteil der Unterlage 04, Plan-Nr. 08-03, Blatt 1/1.

Die neu zu errichtende Deich wird auf der vorhandenen Trasse der Westtangente errichtet: Die neue Deichkubatur wird aus gut durchlässigem Stützkörpermaterial/ Körnung 0/32 aufgebaut. Die geplante Höhe des Deiches bewegt sich zwischen 3 und 4 m.

Auf der Deichkrone verläuft die 8 m breite Fahrbahn der Westtangente mit beidseitigen Banketten von jeweils 1,5 m. Die Gesamtbreite ergibt damit mindestens 11 m. In den Bereichen, wo eine Abbiegespur

angeordnet wird, ist die Straße entsprechend breiter. Weiterhin wird die Westtangente ostseitig auf etwa der Hälfte der Neubaustrecke von einem Radweg begleitet, der von der Brücke über die Donau her über eine Rampe an den Dammfuß geführt wird.

Die Böschungsneigung auf Seiten des Polders Sossau West beträgt aufgrund der Lage in Hauptwindrichtung und des daraus resultierenden Wellenaufbaus 1:3. Auf Seiten des Polders Sossau Ost ist die Dammböschung hingegen 1:2,5 geneigt.

Im Untergrund steht nur eine geringmächtige Deckschicht aus Auelehm an. Aus diesem Grunde ist unter Berücksichtigung der Ergebnisse aus den Berechnungen mittels Grundwassermodell zu prüfen, welche Maßnahmen aufgrund der Gefährdung durch Auftrieb oder hydraulischen Grundbruch erforderlich werden. **Als mögliche Maßnahme wird abschnittsweise die Anordnung einer vollständigen Innendichtung und/ oder die Erhöhung der Geländeoberkante durch Aufbringen einer Auflast untersucht.**

Im Ergebnis des Sicherheitskonzeptes, s. Unterlage 01-02, wird der DA 5 auf einer Länge von 376 m als Entlastungsstrecke überströmbar ausgebildet. Der Freibord ist in diesem Deichabschnitt deshalb mit $f = 0,85$ m weniger hoch als in allen anderen Deichabschnitten. Im Bereich der Entlastungsstrecke beträgt die Deichoberkante bzw. maximale Straßenoberkante eine Höhe von 321,05 m ü. NHN. Das Straßenbankett wird in diesem Bereich auf der westlichen Seite in Beton ausgebildet und auf der östlichen Seite mit einer Flussmatratze gesichert, die auch den oberen Bereich der Böschung abdeckt.

Im Bereich des DA 5 kann es zu insgesamt drei verschiedenen Lastfallkombinationen kommen. Im ersten Lastfall wird der Deich zukünftig bei Hochwasserereignissen ab ca. HQ50 der Donau dann einseitig eingestaut werden, wenn der vorgelagerte rechte Kößnachdeich, der für ein HQ30 der Donau ausgelegt ist, überströmt wird. Kommt es zusätzlich zum Einsatz der HWR, wird der DA 5 beidseitig eingestaut werden (zweiter Lastfall). Darüber hinaus kann es noch zu einer dritten Lastfallkombination kommen, die bei einem Einsatz der HWR für HQ30 der Donau eintritt. In dem Falle ist der Polder Sossau Ost, der zwischen dem DA 5 und dem rechten Kößnachdeich liegt, nicht eingestaut, so dass der DA 5 auch in diesem Fall einseitig eingestaut ist.

Eine Übersicht über die gerechneten Regelprofile und zugehörigen Pläne des Entwurfes kann der Tabelle 9 in Kapitel 6 entnommen werden.

2.8.8 Objektschutz WSV – DA 4

Für den Objektschutz der Außenstelle des WSV werden zukünftig Hochwasserschutzanlagen gemäß DIN 19712 [12] erforderlich, um diesen Bereich bei Einstau der HWR vor Hochwasser zu schützen. Diese Anlagen werden in der Objektplanung insgesamt als „Objektschutz WSV – DA 4“ bezeichnet. Der zugehörige Geotechnische Bericht ist der Teilbericht 2.12 für das Teilobjekt 23 [39], s. auch Kapitel 5.1. Der geotechnische Längsschnitt ist Bestandteil der Unterlage 04, Plan-Nr. 07-03, Blatt 1/1.

Der Objektschutz wird als HWS-W mit Tiefgründung in Form einer Spundwand geplant (siehe Lastenheft Massivbauwerke in Unterlage 06.01.01). Der DA 4 ist insgesamt ca. 200 m lang. Die eigentliche HWS-Wand ist 173 m lang, die beidseitig an höher gelegenes Gelände angebunden wird. Der Freibord für die Anlage beträgt 1,05 m und wird durch die Spundwand bis zu einer Höhe von 321,3 m ü. NHN abgedeckt. Die geplante Spundwand wird bis zu einer Tiefe von 312,50 m. ü. NHN in den Untergrund eingebracht und sperrt damit gleichzeitig den oberflächennahen Untergrund ab. Die HWS-Wand ragt polderseitig ca. 0,5 bis 1,5 m und landseitig bis max. 1,20 m über die Geländeoberkante hinaus. Wasserseitig schließt sich eine Böschung mit einer Neigung von 1:2 an, landseitig die weitgehend ebene Fläche des Außenbezirks der ESV mit seinen Gebäuden und Anlagen.

Im Einsatzfall der HWR wird die HWS-Anlage bis zum Stauziel $S_z = 320,20$ m ü. NHN eingestaut. Im Normalfall erfolgt kein Einstau.

Eine Durchströmungs- und Standsicherheitsberechnung ist für die Bemessungssituation „fallender Wasserspiegel Polder“ erforderlich. Zur Ermittlung der landseitig anfallenden Drängewassermengen sind auch für das Bemessungshochwasser sowie für den Lastfall bordvoller Einstau bzw. Maximal-einstau Durchströmungsberechnungen durchzuführen.

Eine Übersicht über die gerechneten Regelprofile und zugehörigen Pläne des Entwurfes kann der Tabelle 9 in Kapitel 6 entnommen werden.

2.8.9 Linker Stauhaltungsdammbau

Der linke Stauhaltungsdammbau im Bereich der geplanten HWR ist kein Objekt im Sinne des Entwurfes, da dieser baulich nicht verändert werden soll. Er stellt in erster Linie eine Bestandsanlage dar, für den aufgrund der geänderten Einstaubedingungen statische Nachweise durchzuführen sind, da dieser im Einsatzfall der HWR von Donau-km 2330+220 bis Donau-km 2333+900 zusätzlich von der zukünftigen Polderseite mit Wasser beaufschlagt wird.

Für die Nachweisführung wurden die Bestandsunterlagen der WSV verwendet, s. Standsicherheitsberichte von Baugrund Dresden 2011 [30][35].

Der linke Stauhaltungsdammbau der Donau wurde im Zuge des Baus der Staustufe Straubing errichtet. Die Dämme der Stauhaltung Straubing sind mit einer ca. 10 cm dicken Dichtwand (Vibrosol-Schmalwand) ausgestattet, die bis 1,0 m tief in den Felshorizont im Untergrund einbindet. Die Lage der Dichtwand befindet sich i.d.R. in der Dammachse. Der Schmalwandkopf liegt mittig ca. 1 m unter dem Betriebswegniveau. Durch die bis zu 15 m langen Dichtwände wird der Untergrund der Stauhaltung vollständig von der Öberauer Schleife abgetrennt. Seit dem Jahr 1994 wird so ein hydraulischer Austausch zwischen der Stauhaltung Straubing und der Öberauer Schleife unterbunden.

Der *erste* und längste *Teilabschnitt* reicht von der Schleuse Straubing, Station 0+000 bis ca. Station 2+020. Der Dammbau besteht im Kern aus Lehm und hat eine mindestens 1 m dicke Hülle aus Kiessand. Bis zur UK Wegaufbau – 1 m dick – reicht eine 0,1 m dicke Schmalwand. Die Dammkrone hat eine Höhenkote von mindestens 321,70 m ü. NHN. Die Dammhöhe beträgt ca. 4...6 m. Die Dammgänge betragen $N = 1 : 3,0$ und sind teilweise flacher. Bauliche Veränderungen sind in diesem Teilabschnitt durch die geplante Aufhöhung der Ortsverbindungsstraße nach Öberau in Form einer vorgelagerten polderseitigen gut wasserdurchlässigen Berme um bis zu ca. 1,0 m vorgesehen, s. Kapitel 2.8.5.

Der *zweite* und kürzeste *Teilabschnitt* umfasst den Bereich unmittelbar am Heber Station 2+020 bis ca. Station 2+200. Der Dammbau besteht aus Kiessand. Bis 1 m unter Dammkrone reicht eine 0,1 m dicke Schmalwand. Die Dammkrone hat eine Höhenkote von 323,90 m ü. NHN. Die Dammhöhe beträgt ca. 7,5 m. Die Dammgänge betragen $N = 1 : 2,5$. Auf der Polderseite ist eine 6 m breite und 2 m hohe Berme vorgelagert, die im unteren Teil aus Schluff besteht. Damit bei der schnellen Stauspiegelsenkung der Porenwasserdruckabbau mit der Absenkung Schritt halten kann, ist ggf. auf der gesamten Berme auf 1 m Dicke der Boden gegen Kiessand GI-GW auszutauschen.

Im *dritten Teilabschnitt* soll der Ersatzneubau des EBW von ca. Station 2+200 bis 2+500 in den Stauhaltungsdammbau integriert werden. Dazu muss der vorhandene Stauhaltungsdammbau unterbrochen und abschnittsweise neu errichtet werden. Im Verlauf des neuen Abschnittes, der weiter im Hinterland als der bisherige Stauhaltungsdammbau liegen wird, wird das EBW als massives Stahlbetonbauwerke mit Verschlüssen aus Stahl integriert. Für die neuen Anschlussdämme wird ein vergleichbarer Kiessand 0/32 verwendet wie für die Bestandsdämme. Die Anschlussdämme erhalten eine 16,5 m lange Spundwand als Innendichtung, die wie die Nachbarabschnitte in den Tertiärstauer einbindet. Die Spundwand wird

bis 0,5 m unter die Dammkrone reichen. Die Dammkrone hat eine Höhenkote von 322,4 m ü. NHN. Die Dammhöhe beträgt 4...5 m. Die Dammneigungen betragen beidseitig $N = 1 : 2,5$.

Der *vierte Teilabschnitt* umfasst den Teil bis zum westlichen Ende des Polderbereiches ca. Station 2+500 bis ca. Station 3+500. Der Damm besteht aus Kiessand. Auf der Polderseite verlängert sich die Dammböschung noch bis in den anstehenden Auelehm. Bis 1 m unter Dammkrone reicht eine 0,1 m dicke Schmalwand. Die Dammkrone hat eine Höhenkote von 322,60 m ü. NHN. Die Dammhöhe beträgt ca. 5 m. Die Dammneigungen betragen polderseitig $N = 1 : 2,6$ und sind auf der Donauseite flacher.

Eine Übersicht über die gerechneten Regelprofile und zugehörigen Pläne des Entwurfes kann der Tabelle 9 in Kapitel 6 entnommen werden.

Eine – wenn auch „begrenzte“ – Neubelastung des Stauhaltungsdammes erfolgt durch die schnelle Stauspiegelsenkung auf der Polderseite. Daher wird empfohlen, diesen Nachweis als ständige Bemessungssituation BS-P gemäß DIN 19700 [8] zu führen. Im Kapitel 3.1 wird eine etwaige Nachweisführung behandelt.

2.8.10 Trenndamm, Station 0+000 bis 1+161 mit Verbindungsbauwerk

Der Trenndamm ist kein Objekt im Sinne des Entwurfes. Er ist eine Bestandsanlage, für die aufgrund der geänderten Einstaubedingungen statische Nachweise durchzuführen sind. Der zugehörige Geotechnische Bericht ist der Teilbericht 2.3 für das Teilobjekt TO11/TO14 [38], s. auch Kapitel 5.1.

Der Trenndamm wurde im Zuge des Staustufenbaus künstlich im alten Flussbett der Donau errichtet. Der Damm teilt die Öberauer Schleife in einen oberen und einen unteren Altwasserbereich. Bei Einstau durch die geplante Hochwasserrückhaltung wird der Trenndamm überströmt und liegt unter Wasser. Die Stationierung des Trenndammes beginnt am bestehenden Regulierungsbauwerk zur Kößnach (RzK) und endet am ehemaligen rechten Donaudeich der Öberauer Schleife östlich Öberau.

Für den Einsatzfall der Hochwasserrückhaltung ist zur raschen Füllung und Entleerung der unteren Schleife ein Verbindungsbauwerk im Trenndamm geplant. Dieses Bauwerk wird bei ca. Station 0+020 errichtet.

Der flache Trenndamm existiert ab ca. Station 0+350 als homogener bindiger Damm. Im Bereich von ca. Station 0+000 bis 0+150 wurde der Trenndamm in den ehemaligen Flusslauf der Donau geschüttet. Im Bereich der verfüllten Flusssohle und als Stützkörper wurden bindige Schichten eingebaut. Teilweise ist der Stützkörper mit sandigen, teils steinigen Kiesen abgedeckt.

Eine Ausnahme bildet etwa Station 0+150 bis 0+350: Hier besteht der Damm aus Sanden der Bodengruppen SU bis SU*, zu entnehmen der Anlage 2.2.1 des geotechnischen Berichtes GB 2.3 [35]. Erfahrungsgemäß sind eng gestufte Sande mit ca. 15 % Schlämmkorn meist suffosiv (-> Nachweis der geometrischen Suffosionssicherheit zu führen). Je nach hydraulischer Belastung (Ausführung einer Durchströmungsberechnung -> Gradient im Trenndamm auszuwerten) ergibt sich dann u.U. Suffosionsgefahr. Falls dies zutrifft, ist ggf. in diesem Bereich auf Seiten der Oberen Öberauer Schleife eine bindige mineralische Lehmdichtung einzubauen zwecks wirksamer Absenkung des Gradienten im Stützkörper aus SU/SU*-Boden.

Das geplante Verbindungsbauwerk ermöglicht bei Einstau der HWR eine beidseitige Angleichung der Stauspiegel in der unteren und oberen Schleife, so dass am Trenndamm keine schädliche Überströmung der Deichkrone zu erwarten ist.

Eine Übersicht über die gerechneten Regelprofile und zugehörigen Pläne des Entwurfes kann der Tabelle 9 in Kapitel 6 entnommen werden.

2.8.11 Ausgleichs- und Ersatzmaßnahmen – Rettungshügel

Im Rahmen der Ausgleichs- und Ersatzmaßnahmen sind sogenannte „Rettungshügel“ geplant, die verschiedene Funktionen erfüllen, u.a. die als Rückzugsräume für Tiere während des Einstaus der HWR. Diese werden i.d.R. an bereits vorhandene oder neue geplante Geländeanschlüttungen angebaut, wie an die vorhandenen ehemaligen rechten Donaudeiche oder die der Flutpolderdeich DA 5 – Westtangente.

Die insgesamt 8 Rettungshügel erhalten eine Breite von 8 bis 37 m und eine Böschungsneigung von 1:4 bis 1:6. Sie stellen keine Hochwasserschutzanlage gemäß DIN 19712 [12] dar. Die statischen Nachweise werden gemäß EC-7 [14] geführt.

Im Bereich der Rettungshügel wurden keine Baugrunderkundungen durchgeführt. Hier ist der Baugrund der angrenzenden Anlagen maßgebend.

Die Rettungshügel erhalten ein bindige Kernzone, für die möglichst vorhandenes Rückbaumaterial verwendet werden soll. Darauf wird ein ca. 1,0 m mächtiger Kiesmantel aufgebracht. Die Abdeckung erfolgt mit einer 0,2 m starken Vegetationstragschicht. Insgesamt sind die Rettungshügel ca. 1,5 bis 2 m hoch. Die Geländeoberkante wird durchgängig ca. 1,2 m über dem geplanten Stauziel $Z_s = 320,20$ m ü. NHN der HWR liegen, um ihrer Funktion gerecht zu werden. Die Rettungshügel sind deshalb insgesamt ca. 3,5 bis 4,5 m hoch und im Einstaufall zu einem Großteil eingestaut.

Eine Übersicht über die gerechneten Regelprofile und zugehörigen Pläne des Entwurfes kann der Tabelle 9 in Kapitel 6 entnommen werden.

2.8.12 Ausgleichs- und Ersatzmaßnahmen – Geländeverwallung Hagen

Im Rahmen der Ausgleichs- und Ersatzmaßnahmen ist die „Komplexmaßnahme Hagen“ geplant. Der „Hagen“, als östlicher Bereich des Polders Öberau soll zukünftig an die Wiesenflächen der oberen Schleife angebunden und die bisher intensiv landwirtschaftlich genutzten Flächen in extensive Wiesenflächen umgewandelt werden. Dazu soll ein Teil des ehemaligen rechten Donaudeiches in Höhe des „Hagen“ zurückgebaut werden, so dass diese Flächen während der Frühjahrsflutung in der oberen Schleife ebenfalls überschwemmt werden können.

Da die Frühjahrsflutung jedoch nicht auf den Polder Öberau ausgedehnt werden soll, ist im östlichen Bereich des Polders, angrenzend an die Flächen des „Hagen“, eine flache Geländeverwallung vorgesehen. Die Geländeverwallung wird fließend in die Landschaft eingebunden und somit optisch kaum wahrnehmbar sein. Sie erhält mit einer Breite von 5 bis 20 m eine wesentlich breitere Krone und mit einer Böschungsneigung von 1:5 bis 1:20 eine wesentlich flachere Böschungsneigung als ein HWS-Deich (Deichkrone mind. 3,0 m, Böschungsneigung i.d.R. 1:3) und stellt aus diesem Grunde keine Hochwasserschutzanlage gemäß DIN 19712 [12] dar. Trotzdem werden die statischen Nachweise in Anlehnung an diese Norm (steht dem am nächsten) geführt.

Im Bereich des „Hagen“ wurden ebenfalls Baugrunderkundungen durchgeführt. Der zugehörige Geotechnische Bericht ist der Teilbericht 2.1 für das Teilobjekt 1 [38], s. auch Kapitel 5.1. Die Aufschlüsse sind Bestandteil der Sonderprofile für die Geländeverwallung Hagen der Unterlage 04, Plan-Nr. 09-04, Blatt 1/5 bis 5/5.

Die Verwallung erhält ein bindige Kernzone, für die möglichst vorhandenes Rückbaumaterial verwendet werden soll, auf dem ein Kiesmantel aufgebracht wird. Die Abdeckung erfolgt mit einer 0,2 m starken Vegetationstragschicht. Insgesamt ist die Verwallung ca. 1,5 bis 2 m hoch. Die Geländeoberkante wird durchgängig GOK = 318,40 m ü. NHN betragen und liegt damit 0,4 m über der Wasserspiegel des

ökologisches Stauziel der Frühjahrsflutung $Z_{\text{ö}} = 317,96$ m ü. NHN. Bei Einstau der HWR mit dem Stauziel $Z_{\text{s}} = 320,20$ m ü. NHN wird die Geländeverwallung vollständig überströmt und eingestaut.

Eine Übersicht über die gerechneten Regelprofile und zugehörigen Pläne des Entwurfes kann der Tabelle 9 in Kapitel 6 entnommen werden.

2.8.13 Rechte und linke ehemalige Donaudeiche

Die in der HWR verbleibenden rechten und linken ehemaligen Donaudeiche sind keine Objekte im Sinne des Entwurfes. Für diese Anlagen sind aufgrund der geänderten Einstaubedingungen statische Nachweise durchzuführen. Der zugehörige Geotechnische Bericht für den rechten ehemaligen Donaudeich ist der Teilbericht 2.1 für das Teilobjekt 2 [38] und für den linken ehemaligen Donaudeich der Teilbericht 2.1 für das Teilobjekt 2 [38], s. auch Kapitel 5.1.

Die Nachweise für die ehemaligen Donaudeiche können entfallen, da der Nachweis für den Trenndamm aufgrund der gleichen Randbedingungen übertragen werden kann. Die in den ehemaligen Donaudeiches geplanten Deichschlitzungen führen dazu, dass der Stauspiegel in der gesamten Schleife relativ gleichmäßig ansteigt, so dass es zu keiner schädlichen Überströmung der Bauwerkskronen kommen kann.

2.8.14 Zusammenfassung der Geometrie und der Einstaubedingungen

Die geometrischen Angaben und Einstaubedingungen aus den vorgenannten Abschnitten sind in der nachfolgenden Tabelle zusammenfassend dargestellt.

Tabelle 2: Geometrische Angaben sowie Einstaubedingungen der einzelnen Hochwasserschutzanlagen

Hochwasserschutzanlagen	Deich-km / Station	Höhe in m	OK Deichkrone in m ü. NHN	Freibord in m	Böschung landseitig / kößnachseitig	Böschung polderseitig	Einstaubedingungen	Lage DVW (Weg)
Deichabschnitt 1 (DA 1)	0+000 bis 2+800	3,0 bis 4,0	321,75	1,4	1:2,5	Bis 1:2,0 (Bestand)	einseitig	Ls Berme
Deichabschnitt 2 (DA 2)	2+800 bis 4+525	4,0 bis 5,0	321,55	1,25	1:1,9 ... 2,5 (z.T. Bestand)	1:2,0 ... 2,5	beidseitig	Krone
	4+525 bis 4+841	3,0 bis 4,0	321,65 bis 322,45	1,4	1:2,0 ... 2,5 (z.T. Bestand)	1:2,0 ... 4,0	beidseitig	Krone
Neubau Ringdeich Breitenfeld – DA 3	0+000 bis 0+825	3,0 bis 4,0	321,45	1,05	1:2,5	1:2,5	einseitig	Krone
Neubau Ringdeich Öberau - DA 3	2+044 bis 2+412	3,0 bis 4,0	321,45	1,05	1:2,5	1:2,5	einseitig	Krone
Neubau Ringdeich – Abschnitt mit integriertem Altdeich – DA 3	0+000 bis 0+400	3,0 bis 4,0	321,45	1,05	1:2,5	1:2,5	einseitig	Krone / Ls Berme
Anhebung der Zufahrtsstraße nach Öberau	0+950 bis 2+030	4,0 bis 5,5	321,90 ... 322,60	1,0	1:2,5 (Donau)	1:4 bis 1:5 Neubauabschnitt 1 : 2,5	beidseitig	ws Berme (Straße)
Neubau einer über dem Stauziel liegenden Zufahrt nach Breitenfeld	0+000 bis 0+950	3,5 bis 4,5	321,25	1,05	1:2,5	1:2,5	beidseitig	Krone (Weg)
Deichabschnitt 5 – Westtangenten (SRs 48)	Straßen-km 2+140 bis 2+860	3,7 bis 5,7	321,05	≥ 0,85	1:2,5	1:3,0	Einseitig (HQ30)/ beidseitig (HQ100)	= SRs 48
	Straßen-km 2+860 bis 3+060	3,7 bis 5,1	321,4 bis 323,0	≥ 1,2	1:2,5	1:3,0...4,0	Einseitig (HQ30)/ beidseitig (HQ100)	= SRs 48
Objektschutz WSV – DA 4	0+021 bis 0+194	1 bis 2	321,25	1,0	entfällt (Spundw.)	1:2,5 u. flacher	einseitig	-
Linker Stauhaltungsdamm	Damm-km ~0+000 bis 2+020	ca. 4 bis 6	321,80... 322,20	> 1 m	1 : 3 u. flacher	1 : 3 u. flacher	beidseitig	Krone
Linker Stauhaltungsdamm	~2+020 bis 2+200	ca. 7,5 m	323,90	> 1 m	1 : 2,5	1 : 2,5	beidseitig	Krone

Hochwasserschutzanlagen	Deich-km / Station	Höhe in m	OK Deichkrone in m ü. NHN	Freibord in m	Böschung landseitig / kößnachseitig	Böschung polderseitig	Einstaubedingungen	Lage DVW (Weg)
Linker Stauhaltungsdamm Ersatzneubau am EBW	~2+200 bis 2+500	ca. 4-5	322,30 ... 322,50	> 1 m	1 : 2,5	1 : 2,5	beidseitig	Krone
Linker Stauhaltungsdamm	~2+500 bis 3+400	Ca. 5	322,20 ... 322,80	> 1 m	1 : 3 u. flacher	1 : 2,6 u. flacher	beidseitig	Krone
Trenndamm	0+000 bis 1+161	1,0 bis 2,0	318,40 ... 318,60	-	Bis 1:2,5	Bis 1:2,5	einseitig *)	Krone
Rettungshügel	verschiedene im Poldergebiet	Ca. 3 – 4	321,60	> 1 m	1 : 4 u. flacher	1 : 4 u. flacher	beidseitig, einseit. Frühjahrsflutung	-
Geländeverwaltung Hagen	0+000 bis 0+565	Ca. 1 – 2	318,40	0,4 m	1 : 5 u. flacher	1 : 5 u. flacher	beidseitig, einseit. Frühjahrsflutung	-r
ehemaliger Donaudeiche rechts	0+000 bis 4+650	Ca. 2 – 4	319,8 – 321,5	0 – 1,3	1 : 2 u. flacher	1 : 2 u. flacher	beidseitig	Weg auf Is oder ws Berme
links	0- 200 bis 6+200	Ca. 2 – 4	319,7 – 321,4	0 – 1,2	1: 1,6 u. flacher	1 : 2 u. flacher	einseitig und DA2:beidseitig	Is Weg

*) beidseitiger Einstau auch gegeben, aber der einseitige Einstau ist als ungünstigerer Fall maßgebend

2.9 Dichtungs- und Dränagemaßnahmen

2.9.1 Untergrund

Im gesamten Vorhabengebiet wurde im Zuge der Erkundung der Linienbauwerke eine Deckschicht aus Auelehm und Auesand erkundet unter der sich eine mehrere Meter mächtige Schicht aus Flussskies/-sand und im Anschluss daran der steif bis feste Tertiärton befinden. Der anstehende Grundwasserstauer (Auelehm) ist nahezu flächendeckend ausgebildet. Es wurden jedoch auch lokale Fehlstellen und auch sehr geringmächtige Schichten erkundet.

Eine ca. 240 m lange Fehlstelle befindet sich im DA 1 zwischen Deich-km 2+300 und 2+540 im Bereich eines ehemaligen Altarmverlaufs der Donau, s. Unterlage 04, Plan-Nr. 04-03, Blatt 3/3. Für diesen Bereich ist innerhalb des DA 1 ein gesonderter Nachweis zu führen.

Im Bereich des DA 5 fehlt die Deckschicht im Untergrund ebenfalls bzw. ist nur sehr geringmächtig ausgebildet, s. Unterlage 04, Plan-Nr. 08-01, Blatt 1/1. Unter Berücksichtigung der Berechnungen mittels Grundwassermodell ist deshalb zu prüfen, welche Maßnahmen aufgrund der Gefährdung durch Auftrieb oder hydraulischen Grundbruch erforderlich werden. Als mögliche Maßnahmen werden abschnittsweise die Anordnung einer vollständigen Innendichtung und/oder die Erhöhung der Geländeoberkante durch Aufbringen einer Auflast untersucht, s. dazu auch nachfolgender Abschnitt.

2.9.2 Dichtungen der Deichabschnitte

Die ehemaligen Donaudeiche besitzen häufig eine donau- bzw. kößnachseitige Dichtung, die auf dem Stützkörpermateriel des Flussskieses aufgebracht wurde. Punktuell fehlt diese bzw. der Altdeich weist nur eine gemischtkörnige Oberbodenschicht auf. Der Stauhaltungsdeich besitzt eine Schmalwand als vollkommene Untergrundabdichtung.

In den Flutpolderdeichen DA 1 und DA 2, den Polderdeichen D3 und der HWS-Wand DA 4 ist jeweils eine Spundwand als Innendichtung vorgesehen. Im DA 1 ragt die Spundwand mehrere Meter in den Aquifer hinein und stellt damit eine Sickerwegsverlängerung dar. Dadurch kann ein etwaiges Piping unter dem Auelehm wirksam verhindert werden.

Im gesamten DA 2 sowie auf einem ca. 250 m langen Abschnitt des Ringdeiches Öberau – im Bereich des Altdeiches – muss die Spundwand im Ergebnis der Berechnungen mittels Grundwassermodell in den Tertiär eingebunden werden, damit es nicht zu problematischen Erhöhungen des GW-Potentials in den Ortslagen kommt. In diesen Abschnitten wird die Spundwand als vollkommene Untergrundabdichtung in den Berechnungen berücksichtigt. In den anderen Abschnitten des DA 3 wird die Spundwand in die oberflächennahe Auelehmdeckschicht eingebunden.

Für den Flutpolderdeich DA 5 – Westtangente muss aufgrund der sehr geringmächtigen Auelehmdeckschicht untersucht werden, ob eine vollkommene Innendichtung erforderlich wird, um standsicherheitsgefährdende GW-Potenzialniveaus im Aquifer zu unterbinden. Diese können sich infolge der Infiltration aus dem Kößnach-Ableiter, der Donau unterhalb der Staustufe Straubing sowie der Öberauer Schleife bei verschiedenen möglichen Hochwasserzuständen bzw. Einstauszenarien in unterschiedlicher Ausprägung entwickeln. Details zu den sich situativ einstellenden GW-Potenzialen können dem horizontal-ebenen Grundwassermodell entnommen werden, s. Unterlage 05-04.

In dem Abschnitt, in dem der Stauhaltungsdeich mit seiner vollkommenen Innendichtung unterbrochen wird, ist vorgesehen, diesen mittels einer Spundwand als Innendichtung in Verbindung mit dem erforderlichen Stahlbetonbauwerk des EBW wiederherzustellen.

2.9.3 Dränage an den Deichen

Die vorhandenen ehemaligen Donaudeiche sind im Wesentlichen aus Flussskies aufgebaut, der als Stützkörper fungiert. Dieser hat eine ausreichend dränierende Wirkung.

Da alle Flutpolderdeiche und Polderdeiche (Ringdeiche) eine Spundwand oder eine Innendichtung erhalten, besitzen die Deichkörper lediglich stützenden Charakter, so dass er aus gut drainierbaren Material hergestellt werden kann. Dazu kann der im nahen Umfeld gewonnene Flussskies oder Kiessand verwendet werden. Ebenso ist sinnvoll, die landseitige Berme zur Aufnahme des Deichverteidigungsweges – soweit geplant – zwecks Filterwirkung aus dem gleichen Flussskies oder aus noch durchlässigerem Material aufzubauen.

Im DA 2 stellt sich aufgrund der vorhandenen Oberflächendichtung und der geplanten Spundwand bei einem fallenden Wasserspiegel in der Kößnach der Umstand ein, dass sich zwischen alter Kößnachdichtung und Spundwand eine nachhängende Sickerlinie ausbildet. Wie bereits in Kapitel 2.8.2 dargestellt, ist ggf. in festen Abständen auf der Kößnachseite ein Schlitz aus Flussskies und/oder eine durchgehende durchlässige Abdeckung aus Schotterrasen erforderlich. Dies wird durch die Berechnungen mit ggf. entsprechender Modellanpassung geklärt.

Darüber hinaus ist der Einbau von Fußfiltern nicht vorgesehen.

Die Straßen- bzw. Wegedämme, wie auch die über dem Stauziel liegende Zufahrt nach Breitenfeld, werden ebenfalls aus Flussskies oder Kiessand aufgebaut, so dass diese ebenfalls gut entwässern.

Der vorhandene Stauhaltungsdam, besteht ebenfalls aus Flussskies mit einer zentral angeordneten Schmalwand als Dichtung.

Für den Trenndamm kann auf Grund seiner geringen Höhe ein Filterelement auf der Seite der Unteren Öberauer Schleife entfallen (zulässiger Sickerlinienverlauf ist mittels Durchströmungsberechnung zu belegen).

Für folgende Abschnitte an den Flutpolder- und Polderdeichen wird geprüft, ob Auflastfilter erforderlich werden

- Flutpolderdeich DA 1 im gesamten Deichabschnitt von Station 0+000 bis 2+800,
- z.T. linker Stauhaltungsdam der Donau auf der Polderseite, Station Stauhaltungsdam 2+030 bis 2+200.

3 Sicherheitskonzept zur Nachweisführung

3.1 Sicherheitskonzept gemäß DIN 19700 für den Stauhaltungsdamm

Für den Stauhaltungsdamm gibt es aktuell gültige Standsicherheitsnachweise [30][35]. Daraus werden die Berechnungsmodelle für den Nachweis am Heber Donau-km 2332,633 und am Einlaufbauwerk km 2333,8 entnommen. Daher sind nur neue Belastungen aus dem Polder Öberau überhaupt zu untersuchen: Der stationäre Einstau durch den Polder hat kaum Relevanz, da auf der Donauseite ebenfalls ein Einstau von $HQ_{100} = 320,48$ m ü. NHN besteht. *Wesentliche Neubelastung* ist jedoch eine *schnelle Stauspiegelsenkung* im Polder Öberauer Schleife. Der Einbau einer polderseitigen gut wasserdurchlässigen Berme stellt keine kritische Änderung am Stauhaltungsdamm dar.

Nach DIN 19700-11 [8] sind auch für den Stauhaltungsdamm nach DIN 19700-13 [10] folgende Nachweise zu führen:

- Nachweis der Tragsicherheit;
- Nachweis der Gebrauchstauglichkeit;
- Nachweis der Dauerhaftigkeit.

Die DIN 19700-11 [8] lässt eine Nachweisführung nach dem Teilsicherheitskonzept zu. Die Einführung des Merkblatts DWA-M 542 [19] untersetzt für die DIN 19700 [7][8] die Anwendung des Teilsicherheitskonzepts unter Beibehaltung des im Vergleich zu DIN 19712 [12] höheren Sicherheitsniveaus nach DIN 19700 [7][8]. Ergänzend wird das BAW-Merkblatt MSD [27] herangezogen.

Die maßgebenden Einwirkungen werden entsprechend dem in DIN 19700-11 [8] festgelegten Sicherheitsniveau bestimmt.

Gruppe 1: ständige oder häufig wiederkehrende Einwirkungen

Gruppe 2: seltene oder zeitlich begrenzte Einwirkungen

Gruppe 3: außergewöhnliche Einwirkungen

Die Einwirkungen werden entsprechend DWA-M 542 [19] zu Bemessungssituationen kombiniert. Es ergeben sich folgende Bemessungssituationen:

- BS-P ständige Bemessungssituation
- BS-T vorübergehende Bemessungssituation
- BS-A außergewöhnliche Bemessungssituation
- BS-E Bemessungserdbeben

Für das Bemessungserdbeben wurde auf der Webseite des Geoforschungszentrums Potsdam http://www-app1.gfz-potsdam.de/pb53/Koor/Koordinatenabfrage_DIN_html.php?display=visible für Öberau mit den Koordinaten $48,91^\circ$ N und $12,54^\circ$ E der PGA-Wert abgerufen. Es gilt danach als Spektralwert bei $T = 0,02$ s folgende Spitzenbodenbeschleunigung

(PGA) $a_{g,median} = 0,48 \text{ m/s}^2$.

Dieser Wert wurde für eine Überschreitungswahrscheinlichkeit von $4 \cdot 10^{-4}$ (Wiederkehrintervall $T = 2500$ a) bestimmt. DIN 19700-13:2019 [10] gibt nur noch das 1000-jährliche Ereignis vor, damit liegen die Nachweise für $T = 2500$ a auf der sicheren Seite.

Der PGA-Wert für das Betriebserdbeben – Wiederkehrperiode $T = 500$ Jahre liegt mit $a_{g,median} = 0,26 \text{ m/s}^2$ unter der Grenze von $0,4 \text{ m/s}^2$, ab der nach DIN 19700-10 [7] überhaupt erst Erdbebennachweise erforderlich sind.

Die Überflutungssicherheit gilt als nachgewiesen, wenn ein hinreichender Freibord vorhanden ist. Der Nachweis der Gleit- und Spreizsicherheit erfolgt am Dammfußdreieck, beschrieben in TÜRKE [48]. Gemäß DWA-M 542 [19] entfallen einige, noch in DIN 19700-11 [8] definierte Bemessungssituationen (beispielsweise Wegfall Kennwerte der Tragwiderstandsbedingung B).

Tabelle 3: Bemessungssituationen nach DIN 19700-11 [8] / DWA-M 542 [19]

Lastfälle	Bemessungssituationen für Tragwiderstandsbedingungen (TWB)		
	A	B	C
1	BS I / BS-P	BS II / (BS-T)	BS III / BS-A
2	BS II / BS-T	BS III / (BS-A)	-
3	BS III / BS-A	-	-

Anmerkung: Hinter der angegebenen Bemessungssituation DIN 19700 [8] stehen in Klammern die nach DWA-M 542 [19] entsprechenden Bemessungssituationen persistent/transient/accidental.

Tabelle 4: Bemessungssituationen für Staudämme im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) [19]

Einwirkungen	Bemessungssituationen im GZT										
	BS-P				BS-T			BS-A			BS-E
	P.1	P.2	P.3	P.4	T.1	T.2	T.3	A.1	A.2	A.3	E.1
Ständige Einwirkungen											
Eigengewicht, Erddruck	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Veränderliche Einwirkungen											
Verkehrslast	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Wasserdruck und Strömungskraft bei Z_s											x
Wasserdruck und Strömungskraft bei Z_v	x						x		x	x	
Wasserdruck und Strömungskraft bei Teilstau		x									
Wasserdruck und Strömungskraft bei Z_{H1}					x						
Wasserdruck und Strömungskraft bei Z_{H2}								x			
Wasserdruck und Strömungskraft infolge betriebsbedingter Stauspiegelabsenkung aus Z_s				x							
Wasserdruck und Strömungskraft infolge schnellstmögl. Stauspiegelabsenkung aus Z_v						x					
außerplanmäßige Betriebs- und Belastungszustände, Bauzustände							x				

Einwirkungen	Bemessungssituationen im GZT										
	BS-P				BS-T			BS-A			BS-E
	P.1	P.2	P.3	P.4	T.1	T.2	T.3	A.1	A.2	A.3	E.1
außergewöhnliche Einwirkungen/ Zustände											
Einwirkungen infolge Ausfall oder eingeschränkter Wirkung von Sicherungselementen									x		
Berücksichtigung ungünstiger Materialkennwerte										x	
Einwirkungen infolge Erdbeben											
Bemessungserdbeben											x

Projektspezifisch ergeben sich zu Vereinfachungen, da z.B. im Polder Betriebs- und Vollstau identisch sind ($Z_s = Z_v$).

Die Erdbebennachweise werden bei leerem Becken geführt, da es sich – abgesehen von der geringfügigen Frühjahrsflutung – um einen trockenen Polder handelt.

Das Merkblatt DWA-M 542 [19] wird hilfsweise verwendet, weil hier der Grundsatz der DIN 19700-11 [8] umgesetzt wurde, bei Anwendung des Teilsicherheitskonzepts dasselbe Sicherheitsniveau wie bei Anwendung des globalen Sicherheitskonzepts zu verwenden.

Es sind folgende Teilsicherheitsfaktoren anzusetzen:

Bemessungssituation I (BS-P): $\gamma_{\phi'} = 1,30$ $\gamma_{c'} = 1,30$ $\gamma_G = 1,00$ $\gamma_Q = 1,30$

Bemessungssituation II (BS-T): $\gamma_{\phi'} = 1,20$ $\gamma_{c'} = 1,20$ $\gamma_G = 1,00$ $\gamma_Q = 1,20$

Bemessungssituation III (BS-A): $\gamma_{\phi'} = 1,10$ $\gamma_{c'} = 1,10$ $\gamma_G = 1,00$ $\gamma_Q = 1,00$

Erläuterung: $\gamma_{\phi'}$ = Teilsicherheitsfaktor für den Reibungswinkel ϕ'
 $\gamma_{c'}$ = Teilsicherheitsfaktor für die Kohäsion c'
 γ_G = Teilsicherheitsfaktor für ständige Einwirkungen
 γ_Q = Teilsicherheitsfaktor für ungünstige veränderliche Einwirkungen

Die Tragsicherheitsnachweise sind immer dann erfüllt, wenn der Ausnutzungsgrad $\mu \leq 1,0$ beträgt, dabei werden die Teilsicherheitsfaktoren eingerechnet.

In Anhang A.3 sind die Berechnungskennwerte für die Tragwiderstandsbedingungen A und C der Baugrundsichten und Dammbaustoffe festgelegt (TWB B in [19] weggefallen).

Die in den Geotechnischen Berichten [35] und weiteren Unterlagen [30] festgelegten Kennwerte und Durchlässigkeiten (Rechenwerte) charakterisieren im Zusammenhang mit der Wirksamkeit der baulichen Einrichtungen (Dichtungen, Dränagen, Filter) die Tragwiderstandsbedingungen von Absperrbauwerk und Untergrund gemäß DIN 19700-11 [8].

Wirkung der baulichen Einrichtungen

Bei der Tragwiderstandsbedingung A wird davon ausgegangen, dass alle baulichen Einrichtungen voll wirksam sind. Für die Tragwiderstandsbedingung C ist ggf. der Ausfall einer baulichen Einrichtung zu untersuchen.

Am Stauhaltungsdamm existieren keine Bauteile, für die ein Versagen/Ausfall zu untersuchen wäre. Die Intaktheit der Schmalwand ist auf Grund des ständigen Einstaus auf der Donauseite belegt. Ein Versagen/Leckage Schmalwand wurde in [30] und [35] untersucht.

Berechnungslastfälle

Nicht alle Berechnungslastfälle nach Tabelle 4 sind für den Stauhaltungsdamm relevant, nachstehende Tabelle beinhaltet die für den Stauhaltungsdamm tatsächlich vorkommenden Bemessungssituationen.

Tabelle 5: Berechnungslastfälle Stauhaltungsdamm

Berechnungslastfall (in Klammern alt nach DIN 19700:2004)	Erläuterung
BS-P.1 (LF 1.1 Vollstau)	Bemessungshochwasser, Kennwerte TWB A, Polderseite – <i>wird im Ergebnis voraussichtlich nicht maßgebend</i>
BS-P.2 (LF 2.2 schnelle Absenkung)	Schnelle Absenkung im Polder von Z_S auf Z_A , Polders. Einschl. Untersuchung böschungspareller Gleitkörper
BS-P.3 (LF 1.2 Becken leer)	In Donau: Z_S ; im Becken Z_A , Kennwerte TWB A, Polders. - <i>entfällt, schon bisher maßgebend (durchlässiger Straßendamm bewirkt keine Veränderung der Sickerlinie)</i>
BS-A.1 (LF 3.1 $Z_{H1/2} = Z_{max}$)	In Donau: HQ100; im Becken Z_{max} , Kennwerte TWB A, Polders. – <i>wird im Ergebnis nicht maßgebend/entfällt</i>
BS-A.3 (LF 1.2 Kennwerte ungünstig)	In Donau: HQ100; im Becken Z_A , Kennwerte TWB C, Polderseite
BS-E.1 (LF 3.2 Bemessungserdbeben)	In Donau: Z_S ; im Becken Z_A , Kennwerte TWB A, Polderseite
BS-R1 (Risikobetrachtung)	Abschieben des Dammes, ungünstige Kennwerte, Teilsicherheitsfaktoren der BS-P – <i>beidseitiger Einstau nicht maßgebend, bei leerem Becken schon bisher = status quo – kein Nachweis erforderlich</i>
BS-R2 (Risikobetrachtung)	Überschreitung Bemessungserdbeben 1,75-fach, alle Teilsicherheitsfaktoren = 1,0

Offensichtlich nicht relevante Berechnungslastfälle auf der Polderseite, in denen die Belastung des Wassers stützend wirkt, werden nicht untersucht. Es verbleiben als maßgebende Bemessungssituationen die BS-P.2 schnelle Stauspiegelsenkung im Flutungspolder, BS-E.1 Bemessungserdbeben, BS-A.1 ungünstige Kennwerte und als Risikobetrachtung BS-R.2 die 1,75-fache Überschreitung Bemessungserdbeben.

Als maßgebender ungünstigster Berechnungsquerschnitt kann derselbe Berechnungsquerschnitt neben der Heberanlage gewählt werden wie im vorliegenden Standsicherheitsbericht [35]. Weitere wesentliche Berechnungsquerschnitte ergeben sich einmal aus dem Standsicherheitsbericht für insgesamt ca. 15 km Dämme rechts und links der Donau [30], hier: westlich des Einlaufbauwerks in den Polder am Donau-km 2333,8 und aus der freien Dammstrecke von der Donauschleuse bis östlich des Hebers gemäß der alten Bestandsunterlagen aus dem Jahre 1991 [31].

Es gilt auf der Dammkrone und der Straße Straubing-Öberau eine Verkehrslast des Lastbilds eines früheren „SLW 60“ mit einer Ersatzflächenlast von $p = 33 \text{ kN/m}^2$.

Das Bemessungshochwasser in der Donau oberstrom der Staustufe liegt bei $HQ100 = 320,48 \text{ m ü. NHN}$. Das entspricht gleichzeitig dem BHQ1 für Staustufen der Klasse I mit einer Wiederkehrperiode von 100 Jahren.

Die maßgebenden Donauwasserstände am Stauhaltungsdam (HQ200) betreffen für die 3 zu untersuchenden Querschnitte:

- Damm-km 2+000: $Z = 320,73 \text{ m ü. NHN}$ (Donau-km 2332,450)
- Damm-km 2+180: $Z = 320,76 \text{ m ü. NHN}$ (Donau-km 2332,633 = Heber)
- Damm-km 2+400: $Z = 320,90 \text{ m ü. NHN}$ (~ Donau-km 2332,900)
- Damm-km 3+300: $Z = 321,08 \text{ m ü. NHN}$ (Donau-km 2333,800)

3.2 Sicherheitskonzept gemäß DIN 19712 für die Polder- bzw. Flussschleiche

Nach DIN 19712 [12] und DWA-M 507-1 [17] sind für Hochwasserschutzdeiche folgende Nachweise zu führen:

- Nachweis der Tragfähigkeit;
- Nachweis der Gebrauchstauglichkeit;
- Nachweis der Erosionssicherheit.

Die Nachweise für die Tragsicherheit sind nach dem Teilsicherheitskonzept, gemäß EC-7 bzw. DIN 1054 [14] zu führen.

Im Gegensatz zur DIN 19700-11 [8] werden bei der DIN 19712 [12] die Materialeigenschaften und die Wirksamkeit baulicher Einrichtungen nicht für verschiedene Tragwiderstandsbedingungen festgelegt, es gelten die charakteristischen Kennwerte der TWB A. Die maßgebenden Einwirkungen werden hingegen zu Einwirkungskombinationen zusammengefasst und den jeweiligen Bemessungssituationen zugeordnet.

Für den Nachweis der Tragfähigkeit wird unterschieden in:

- ständige Bemessungssituation (BS-P)
- vorübergehende Bemessungssituation (BS-T)
- außergewöhnliche Bemessungssituation (BS-A)

Damit entfällt eine Kombination von Tragwiderstandsbedingungen mit den Lastfällen, wie in der DIN 19700-11 [8].

Die Überflutungssicherheit gilt als nachgewiesen, wenn ein hinreichender Freibord vorhanden ist. Im Fall der Überlaufstrecke entlang der SRs 48 werden die erosionsgefährdenden Bereiche des Deiches (landseitige Böschung über dem maßgeblichen Wasserspiegel im Polder Sossau Ost) mittels Flussmatratzen, die für die auftretenden hydraulischen Belastungen zu bemessen sind, gegen Erosion gesichert.

Der Nachweis der Spreizsicherheit wird nach Türke [48] am Dammfußdreieck geführt.

Die Berechnungen der Setzungserwartung können insoweit entfallen, wo bereits bestehende Deiche lediglich geringfügig aufgehört werden.

Wenn im Untergrund oberflächennahe Schichten anstehen, welche geringer durchlässig als tiefer liegende Schichten sind, ist die Sicherheit gegen Auftrieb und hydraulischen Grundbruch nach EC 7 bzw. DIN 1054 [14] nachzuweisen. Die maßgebenden Potenziale bzw. Gradienten sind durch eine Durchströmungsberechnung zu ermitteln.

Es sind folgende Nachweise zur Gebrauchstauglichkeit zu führen:

- Nachweis der Lage der Sickerlinie innerhalb des Deichstützkörpers;
- Ermittlung der Sickerwassermengen;
- Nachweis der schadlosen Abführung von Sicker- und Drängewasser;
- Nachweis der Erosions- und Suffosionssicherheit;
- Nachweis/Einschätzung der Verformungen und Rissicherheit und
- Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch / Auftriebssicherheit.

Die Dauerhaftigkeit wird ohne weiteren Nachweis durch geeignete konstruktive Lösungen und die Auswahl entsprechend widerstandsfähiger und dauerhafter Baumaterialien gewährleistet. Sie ist gegeben, wenn die baulichen Anlagen ihre Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit während der gesamten Nutzungsdauer ohne außergewöhnliche Instandsetzungsmaßnahmen beibehalten.

Bei Deichen und Staudämmen wird im Allgemeinen von einer Nutzungsdauer von 80 bis 100 Jahren ausgegangen. Sie sind so auszubilden, dass mit angemessenen Maßnahmen die Nutzungsdauer verlängert werden kann.

Ein Beispiel für die Zuordnung der Einwirkungskombinationen zu den Bemessungssituationen gibt die DIN 19712 [12], siehe nachfolgende Abbildung:

Einwirkungen		Bemessungssituation					
		BS-P ständig		BS-T vorübergehend	BS-A außergewöhnlich		
		(Hochwasser- zustand)		(Bau- und Revisions- zustand)	(Besondere Belastungen und Situationen)		
		P.1	P.2	T.1	A.1	A.2	A.3
Ständige	Eigenlasten und Auflasten	X	X	X	X	X	X
Veränderliche	Verkehrslasten	X	X	X	X	X	X
	Beanspruchungen durch BHW	X				X	
	Beanspruchungen durch aus BHW fallenden Wasserspiegel		X				
	Beanspruchungen durch BauHW			X			X
Außer-gewöhnliche	Beanspruchungen durch Wasserstand „bordvoll“ ^a				X		
	Beanspruchungen infolge Versagen von Dichtungen bzw. Dräns ^b					X	X
^a Dies entspricht bei Deichen einem wasserseitigen Einstau bis zur wasserseitigen Böschungsschulter ohne Berücksichtigung von lokalen Über- oder Unterhöhen (z. B. aus Überfahrten oder Überlaufstrecken) und konstruktiv erforderlichen Überhöhungen.							
^b Systemsicherheit von Dichtungs- und Dränelementen ist zu berücksichtigen. Bei nachweislich erosionsstabilen Systemen darf gegebenenfalls ein Teilversagen angesetzt werden. Das Maß des Versagens ist jeweils systemabhängig festzulegen.							

Abbildung 3: Einwirkungen und Bemessungssituationen gemäß DIN 19712 [12], Tabelle 5

Erdbebennachweise können entfallen, da sich der Polderstandort gemäß Erdbebenzonenkarte nach EC-8 [15] außerhalb von Erdbebenzonen befindet.

Entsprechend DIN 19712 [12] und EC-7 [14] sind folgende Teilsicherheitsbeiwerte (γ) einzuhalten:

Bemessungssituation	BS-P:	$\gamma_{\varphi'} = 1,25$	$\gamma_{c'} = 1,25$	$\gamma_G = 1,0$	$\gamma_Q = 1,3$
Bemessungssituation	BS-T:	$\gamma_{\varphi'} = 1,15$	$\gamma_{c'} = 1,15$	$\gamma_G = 1,0$	$\gamma_Q = 1,2$
Bemessungssituation	BS-A:	$\gamma_{\varphi'} = 1,10$	$\gamma_{c'} = 1,10$	$\gamma_G = 1,0$	$\gamma_Q = 1,0$

Erläuterung: $\gamma_{\varphi'}$ = Teilsicherheitsfaktor für den Reibungswinkel φ'
 $\gamma_{c'}$ = Teilsicherheitsfaktor für die Kohäsion c'
 γ_G = Teilsicherheitsfaktor für ständige Einwirkungen
 γ_Q = Teilsicherheitsfaktor für ungünstige veränderliche Einwirkungen

Die Teilsicherheitsfaktoren werden in den Berechnungsausdrücken zur Böschungsbruchsicherheit ausgewiesen.

Nachstehende Tabelle ist eine Weiterführung der Abbildung 3 für das konkrete Projekt.

Tabelle 6: Berechnungslastfälle für die Polder- bzw. Flussdeiche

Berechnungslastfall	Bemessungssituation	Kombination DIN 19712 [12]
BS P.0 (BHW) Istanalyse vor Deichertüchtigung	BS-P.0	Ständig
BS P.1 (BHW) ohne Altdichtung	BS-P.1	Ständig
BS P.2 (BHW) mit Altdichtung	BS-P.2	Ständig
BS P.3 (fallender WSP) ¹⁾	BS-P.3	Ständig
BS P.4 (Abschieben des Dammes) ²⁾	BS-P.3	(ständig) ²⁾
BS T.1 (Bau-HW mit Iteration Verkehrslast auf $\mu = 1,0$)	BS-T.1	Selten
BS T.2 (Bauteil mit Teilversagen)	BS-T.2	Selten
BS A.1 (Maximaleinstau)	BS-A.1	Außergewöhnlich
BS A.2 (Leckage Auelehm Landseite, Leckage Dichtwand SRs48)	BS-A.2	Außergewöhnlich
BS A.3 (Kolmation Filter)	BS-A.3	Außergewöhnlich
BS A.4 (Baumwurf, s.u.)	BS-A.4	Außergewöhnlich

¹⁾ einschließlich böschungsparallelem Gleiten in der nach Stauspiegelsenkung frei werdenden Böschung nach JANBU

²⁾ Abschieben des Deiches bei größtem Potenzialunterschied, was alle übrigen BS mit abdeckt. Diese BS ergänzt den Katalog der BS nach Abbildung 3. Für Deichabschnitt 2 erfolgt der Nachweis bei HQ100 Donau in der Kößnach bei noch leerem Polder.

Der Nachweis der schnellen Stauspiegelsenkung wird zunächst mit dem schnellsten Abstau einer Polderentleerung in 90 Stunden geführt. Gelingt dieser Nachweis nicht, wird ein instationärer An- und Abstau nachgewiesen – hier wird dann die lange Hochwasserwelle maßgebend, weil die maximale Infiltration maßgebend ist.

Die Einstau-Abstau-Ganglinien sind Anhang D zu entnehmen.

4 Berechnungsverfahren und Berechnungsmodelle

4.1 Berechnungsverfahren

Tabelle 7: verwendete Berechnungsprogramme

Programmsystem	Kurzbeschreibung	Version
GGU-2D-SS-FLOW	Berechnung von stationären Grundwasserströmungen in zweidimensionalen Grundwassersystemen nach der FEM	11.11 vom 18.10.2019
GGU-2D-TRANSIENT	Berechnung von instationären Grundwasserströmungen nach der FEM auf der Grundlage eines mit GGU-2D-SS-FLOW berechneten Grundwassersystems	7.05 vom 15.09.2019
GGU-PLGW	Ergebnisdarstellung aus instationären Berechnungen	8.07 vom 15.09.2019
GGU-STABILITY	Böschungsbruchberechnungen	13.06 vom 07.03.2020
GGU-CONSOLIDATE	Berechnung von eindimensionalen Konsolidationsvorgängen in Ein- und Mehrschichtsystem (Zeit-Setzungsverlauf)	6.02 vom 28.06.2019
GGU-UPLIFT	Berechnung der Auftriebssicherheit und Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch DIN 1054	7.00 vom 15.02.2019
GGU-Filterstability	Berechnung der Sicherheit gegen Fugenerosion nach BAW-Merkblatt MMB, Verfahren TAW; Berechnung der geometrischen Suffosionssicherheit nach BURENKOVA	4.00 vom 15.02.2019

4.1.1 Hydraulische Sicherheit

Die Bestimmung der Sickerlinie und der Potenzialverteilung in den Deichen und im Untergrund erfolgen mit dem Programmsystem GGU-2D-SS-FLOW an einem ebenen Berechnungsmodell. Im Fall des Flutpolderdeiches DA 5 – Westtangente (SRs 48) ist darüber hinaus die Potentialverteilung im Grundwasserkörper [40] im jeweils maßgeblichen Szenario relevant. Diese wird gesondert im Zuge eines horizontal-ebenen Grundwassermodells ermittelt.

Mit dem Programmsystem GGU-2D-TRANSIENT sind instationäre Potenzialströmungsberechnungen für die Ermittlung der Sickerlinie bei schneller Stauspiegelabsenkung möglich. Die Berechnung der schnellen Stauspiegelsenkung erfolgt aus einem stationär durchsickerten Deich heraus. Die Absenkungslinien der Wasserstände des Flutpolders und der Kößnach in Verbindung mit der Donau sind Anhang D zu entnehmen. Gelingt der Nachweis nicht, wird ergänzend der Nachweis geführt aus der stationären Situation vor dem Hochwasser heraus mit Durchlauf des An- und Abstiegs des Einstaus.

4.1.2 Böschungsbruchsicherheit

Für den Nachweis der Böschungsbruchsicherheit wird das Programmsystem GGU-STABILITY verwendet. Es ermöglicht die Untersuchung kreisförmiger und polygonaler Gleitkörper in ebenen Modellen nach DIN 4084 [5] bzw. nach EC-7 [14].

Der Potenzialzustand kann direkt aus GGU-2D-SS-FLOW bzw. GGU-2D-TRANSIENT/GGU-PLGW in die Berechnungen zur Böschungsbruchsicherheit als ASCII-Datei eingelesen werden. Die Gleitkreisberechnungen werden nach der BISHOP – Methode (Lamellenverfahren) durchgeführt. Es werden die ungünstigsten Gleitkörper untersucht bzw. dokumentiert. Weiter sind auch maßgebende polygonale Gleitkörper wie auch ein mögliches Abschieben des Deiches zu untersuchen. Das Abschieben braucht in Fällen einer Spundwand als Innendichtung nicht untersucht zu werden, wegen der Dübelwirkung der Spundwand.

Im Fall des Flutpolderdeiches DA 5 – Westtangente (SRs 48) wird davon ausgegangen, dass der nach RstO 12 zu bemessende Straßenoberbau im Hinblick auf die anzusetzenden Belastungen aus Straßenverkehr standsicher ist. In den Nachweisen der Böschungsbruchsicherheit für den gesamten Deichkörper werden daher lediglich Gleitkreise untersucht, die den Straßenunterbau / Deichkörper schneiden.

4.1.3 Spreizsicherheit

Für die Spreizsicherheit, beschrieben in TÜRKE [48] wird das Teilsicherheitskonzept mit den Anforderungen entsprechend der Bemessungssituation nach DIN 1054:2010-12 [14] verwendet. Der Nachweis der Spreizsicherheit erfolgt zuerst für ungünstigste Verhältnisse am Böschungsdreieck unter Ansatz eines erhöhten aktiven Erddruckes ohne Ansatz einer Wandreibung.

Im Fall des Flutpolderdeiches DA 5 – Westtangente (SRs 48) wird davon ausgegangen, dass der Richtlinien gemäß auszuführende Straßenoberbau (auch) aufgrund der vergleichsweise geringen Böschungsneigungen in sich standsicher ist. Programmseitig ermittelte Gleitkreise, die voll im Straßenoberbau liegen und einen Ausnutzungsgrad von $\mu > 1$ aufweisen, werden daher nicht als relevant erachtet.

4.1.4 Erosions- und Suffosionssicherheit

Für die Erosions- und Suffosionssicherheit gilt ein geometrisches und hydraulisches Kriterium. Sind beide Kriterien nicht erfüllt, kann Suffosion eintreten.

Die Nachweise für das **geometrische Kriterium** können auf der Grundlage der Kornverteilung z.B. nach BURENKOVA [26] oder WAPRO 4.04 [28] erfolgen.

Es wird bei nicht/schwach bindigen Böden untersucht, ob es möglich ist, dass Teilchen innerhalb eines Bodens (Suffosion) oder von einem Boden in den anderen geschwemmt werden können (Kontakterosion, Filterstabilität). Im MMB [26] wird dazu der Nachweis nach CISTIN/ZIEMS beschrieben, der eine Sicherheit von $\eta = 1,5$ enthält (s.a. MSD 2011, Kap. 5.6.1 [27]).

Hinsichtlich der Kontakterosion ist bei bindigen Böden mit merklicher Kohäsion bzw. einer Plastizitätszahl $I_P \geq 10$ die Einhaltung der Filterregeln nicht mehr erforderlich. Das Verhältnis der Korndurchmesser D_{50}/d_{50} darf bei einer Plastizitätszahl $I_P = 10 \rightarrow D_{50}/d_{50} = 90$ und bei $I_P = 20 \rightarrow D_{50}/d_{50} \leq 150$ sein, Zwischenwerte sind zu interpolieren (gemäß DIN 19712:1997 [11] Abschn. 7.4.4).

Die Bewertung des **hydraulischen Kriteriums** kann auf der Grundlage des lokalen hydraulischen Gradienten in Abhängigkeit von der Körnung des Bodens (U-Wert) erfolgen. Es wird untersucht, ob Bodenteilchen von der Strömung transportiert werden können.

Nicht nur für den Fall der schnellen Stauspiegelabsenkung am Sickerwasseraustritt muss dieses Kriterium unbedingt erfüllt sein, sonst kommt es potenziell zu rückschreitender Erosion. Die Abhängigkeit kritischer Gradienten vom Ungleichförmigkeitsgrad U (d_{60} / d_{10}) ist im Bild 8 der DIN 19712:1997 [11] für nicht/schwach bindige Böden dargestellt und geht auf ISTOMINA [44] zurück.

Maßgebende Gradienten treten besonders in den bindigen Bodenschichten auf. Diese können bei Kohäsionswerten $c' = 10,0 \text{ kN/m}^2$ für Gradienten $i = 1 \dots 5$ noch ausreichend suffosionssicher sein [47].

Böden mit einer Ungleichförmigkeitszahl von $U < 8$ sind nach MSD [27] bei einer stetigen Körnungslinie in jedem Fall sicher gegen Suffosion und bedürfen keines besonderen Nachweises.

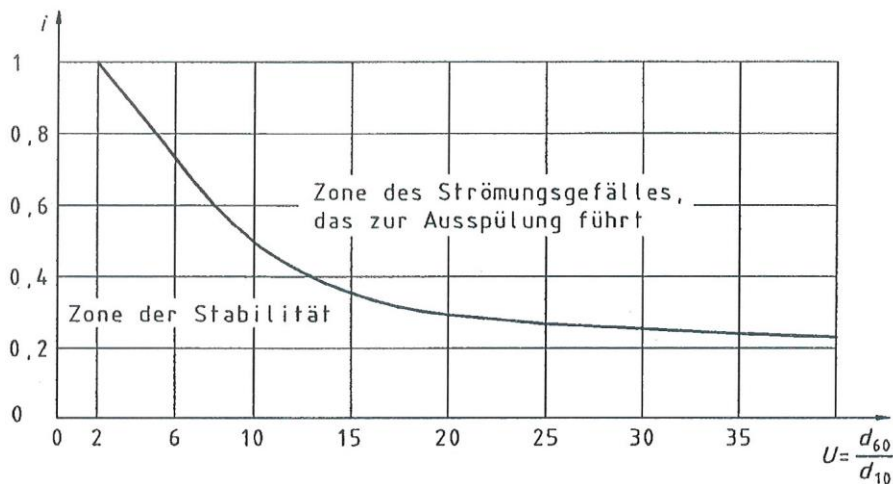


Abbildung 4: Bestimmung des kritischen Gradienten gemäß DIN 19712:1997, Bild 8 [11]

Nach MSD 2011, Kap. 5.6.2 [27] soll der Vergleich von tatsächlichem Gradienten mit zulässigem Gradienten i/i_{krit} für alle Bemessungssituationen mit 2,0-facher Sicherheit erfüllt sein.

Die **Sicherheit gegen Erosionsgrundbruch** kann nach CHUGAEV [48] (s.a. DWA-M 507-1 [17]) nachgewiesen werden: Für den durchschnittlichen Gradienten i_k über die Strecke L (Dammbreite in der Aufstandsfläche) gilt:

$$i_k = H_W / L < i_{zul} \quad \text{mit} \quad \begin{array}{ll} \text{schluffiger Ton} & i_{zul} = 0,20 \dots 0,26; \\ \text{dichter Ton} & i_{zul} = 0,40 \dots 0,52; \\ \text{Mittelsand} & i_{zul} = 0,15 \dots 0,20 \text{ und} \\ \text{Grobsand, Kies} & i_{zul} = 0,25 \dots 0,33. \end{array}$$

Dabei ist H_W die Einstauhöhe.

4.1.5 Setzungen

Das Zeit-Setzungsverhalten aller neu zu errichtenden Deichbauwerke im Zuge der Errichtung wird mit dem GGU-Programm CONSOLIDATE der Version 6.02 vom 28.06.2019 berechnet. Zweck der Berechnung ist die Bestimmung eines evtl. zeitlichen Nachhängens des Setzungsverganges.

Wenn bindige Schichten schneller belastet werden, als sie das Porenwasser abgeben können, entstehen Porenwasserüberdrücke, die erst allmählich abgebaut werden. Dieser Vorgang wird als Konsolidierung bezeichnet. Unter der Annahme der Gültigkeit des Darcy'schen Gesetzes ($v = k \cdot i$) und der Gültigkeit des Hooke'schen Gesetzes ($\varepsilon = \sigma' / E_s$) ist folgende Differentialgleichung zu lösen:

$$\partial(\Delta u(z, t)) / \partial t = k \cdot E_s / \gamma_w \cdot \partial(\Delta u(z, t)) / \partial z^2.$$

Das Programm bietet die Möglichkeit, die zeitabhängig allmähliche Belastung des Untergrundes im Zuge des Baufortschritts in stufenweisen Etappen zu erfassen.

Das Programm berechnet die Porenwasserdruckverteilung u über die Schichtdicke in konstanten vertikalen Abständen, die man definieren kann, zu festzulegenden Zwischenzeiten und zur zu definierenden Endzeit. Der Flächeninhalt der Porenwasserdruckverteilungen wird numerisch integriert. Im Vergleich mit der konstanten Druckverteilung im unkonsolidierten Zustand ($t = 0$) kann damit der Verfestigungsgrad U bestimmt werden. Es gilt:

$$U = s(t) / s(t = \infty) = 1,0 - \int u(t) \cdot dx / \int u(t = 0) \cdot dx$$

Für den unter dem Bauwerk vom σ_0 -Wert allmählich absinkenden Porenwasserdruck u kann bis zur Unterkante tiefste Schicht eine von GGU vorgeschlagene abnehmende Wertefolge übernommen werden.

4.2 Berechnungsmodelle

Die Berechnungsmodelle für die Programmsysteme der GGU sind entsprechend den Erfordernissen des gewählten Berechnungsverfahrens zu definieren.

Bei der Festlegung der Berechnungsmodelle sind entsprechend dem Sicherheitskonzept die maßgebenden ungünstigen Verhältnisse und Lastfallzuordnungen zu berücksichtigen.

Aufgrund der vorwiegenden Längenausdehnung der Deiche gilt näherungsweise ein ebener Durchströmungs- und Verformungszustand (keine Änderung in Längsrichtung). Die Berechnungen erfolgen deshalb an einem ebenen Modell.

Im Modell wird die Beeinträchtigung bzw. der Ausfall der baulichen Einrichtungen durch den Ansatz der Materialkennwerte k_r abgebildet.

Die Nachweise erfolgen für die maßgebenden Berechnungsquerschnitte, welche die maximale Deichhöhe bzw. Böschungsneigung in Verbindung mit den ungünstigen Annahmen bezüglich Belastung, Sickerwasserzunahme sowie Kennwerte und Neigung des Untergrundes aufweisen.

Die Modellabmessungen im Untergrund sind so zu wählen, dass die für das Programmsystem maßgebenden Randbedingungen eingehalten werden.

Die stationäre Berechnung der schnellen Stauspiegelsenkung im Flutpolder erfolgt unter Ansatz des maximalen Entleerungsdurchsatzes von $Q = 54 \text{ m}^3/\text{s}$ im Ergebnis hydraulischer Berechnungen, s. auch Anhang D, was die schnellste Absenkungs-„Variante 1“ einer „kurzen Welle“ ergibt.

Die Absenkzeiten im Detail sind Anhang D zu entnehmen. Liegt der Böschungsfuß höher, ist aus Anhang D die Zwischenzeit im Moment des Erreichens des Böschungsfußes zu entnehmen.

Der nichtlineare Verlauf der schnellen Absenkung wird in GGU-2D-TRANSIENT als Polygonzug mit mehreren Zwischenpunkten erfasst.

5 Materialeigenschaften des Baugrunds und der Erdbaustoffe

5.1 Baugrunduntersuchungen und Geotechnische Berichte

Auf der Grundlage der Baugrunduntersuchungen in den Jahren 2015 bis 2018, die in zwei Kampagnen durchgeführt wurden, wurden die Geotechnischen Berichte für die Hochwasserrückhaltung erstellt. Diese bestehen aus dem Bericht 1.0 aus dem Jahr 2017 [38] mit insgesamt 11 zugehörigen Teilberichten und dem Bericht 1.1 [39] aus dem Jahr 2018 zu den erforderlichen Nacherkundungen mit einem zugehörigen Teilbericht. Die Geotechnischen Gesamtberichte 1.0 und 1.1 einschließlich des jeweils zugehörigen Übersichtslegeplanes mit Darstellung der erfolgten Baugrundaufschlüsse liegen als Anlage 1 der Unterlage 01 bei. Im Gesamtbericht, Unterlage 01-01, erfolgt darüber hinaus im Abschnitt 3.3 eine umfassende Zusammenfassung der Ergebnisse der Baugrunderkundung.

Das geplante Bauvorhaben wurde für die Baugrunderkundung in insgesamt 24 Teilobjekte (TO) strukturiert, die in insgesamt 12 Teilberichten (TO) dargestellt sind. Eine Übersicht gibt die nachfolgende Tabelle.

Tabelle 8: Teilobjekte HWR Öberauer Schleife, Benennung geotechnische Teilberichte

Teilobjekt	Beschreibung	Geotechnischer Teilbericht Nr.
	Gesamtbericht 1.0 mit den Teilobjekten:	
TO1	Deichrückverlegung (DRV): Neubau Deich „Hagen“	2.1
TO2	Deichertüchtigung: Erhöhung des ehemaligen rechten Donau-Deiches	2.1
TO3	Deichertüchtigung: Erhöhung des ehemaligen linken Donau-Deiches	2.2
TO4	Anhebung der Staatsstraße SRs48 (Westtangente)	2.9
TO5	Ertüchtigung/Erweiterung der Binnenentwässerung im Polder Öberau	2.4
TO6	Ertüchtigung/Eintiefung der vorhandenen Binnenentwässerung im Polder Öberau	2.4
TO7	Anpassung des vorhandenen Absetzbeckens/Tosbeckens in der Nähe Donau-km 2333	2.6
TO8	Deichneubau: Schließung von zwei Deichlückenschlüssen vom rechten Altdeich der Donau (TO2) zum Stauhaltungsdamm	2.1
TO9	Anhebung der Verbindungsstraße nach Öberau, inkl. Deichüberfahrt	2.10
TO10	Deichschlitzung des ehemaligen linken Donaudeiches zwischen Unterer Öberauer Schleife und Polder Sossau-West	2.3
TO11/TO14	Neubau einer Überlaufstrecke im Trenndamm zwischen Unterer und Oberer Öberauer Schleife (TO11) sowie eines Verbindungsbauwerks (TO14)	2.3
TO12	Neubau eines Einlaufbauwerks (EBW) bei Donau-km 2.333	2.6
TO13	Neubau eines Auslaufbauwerks (ALBW) zur Kößnach	2.7
TO15	Ersatzneubau Schöpfwerk Öberau inklusive Sielbauwerk DN 1200	2.5
TO16	Neubau Einleitbauwerk zum Graben/Druckkanal Sossau (TO18)	2.8

Teilobjekt	Beschreibung	Geotechnischer Teilbericht Nr.
TO17	Deichrückverlegung (DRV): Schlitzung des ehemaligen rechten Donaudeiches (Deich Hagen)	2.3
TO18	Neubau Graben und Druckkanal zur Entleerung des Polders Sossau West	2.8
TO19	Neubau Ausleitbauwerk Druckkanal in die Donau	2.8
TO20	Neubau Brücke mit Verschluss an der erhöhten Staatsstraße SRs48 (Westtangenten, TO 4)	2.9
TO1-20	Punktueller Nacherkundungen (Liegendstauer, Lagerungsdichte)	2.11
	Gesamtbericht 1.1 mit den Teilobjekten:	
TO21	Neubau Ringdeich Breitenfeld	2.12
TO22	Neubau Ringdeich Öberau	2.12
TO23	Objektschutz WSV Regensburg, Außenbezirk Straubing	2.12
TO24	Wirtschaftsweg Öberau – Breitenfeld in Dammlage	2.12

Die „grau“ unterlegten Teilobjekte werden im Rahmen der vorliegenden Unterlage nicht betrachtet.

Zum Zeitpunkt der Baugrunderkundung war die Vorplanung noch nicht abgeschlossen, so dass die verwendeten Begriffe für die Teilobjekte von den Objektbezeichnungen des Entwurfes abweichen. In der vorliegenden Unterlage werden die Bezeichnungen des Entwurfes verwendet.

5.2 Kennwerte

Für den Nachweis des Stauhaltungsdammes gemäß DIN 19700-11 [8] müssen die Kennwerte in Streubereichen definiert und die Wirksamkeit der baulichen Einrichtungen unterschiedlich betrachtet werden. Die Kennwerte sind dabei in den Tragwiderstandsbedingungen (TWB) A und C einzuordnen. Für Flussdeiche und die Deiche des Flutpolders gelten charakteristische Kennwerte.

Die Kennwerte nach Teilbereichen sind Anhang A zu entnehmen, wobei außer für den Stauhaltungs- damm nur charakteristische Kennwerte (TWB A) definiert sind.

Für den Untergrund und die bestehenden HWS-Deiche werden die Kennwerte aus den in Kap. 5.1 genannten Berichten übernommen.

Für den linken Stauhaltungs- damm der Donau werden die Kennwerte aus dem Standsicherheitsbericht von Baugrund Dresden 2011 [30] übernommen – sie wurden um die Ergebnisse der vorgenannten geotechnischen Berichte [38] und Abminderungen für TWB C ergänzt.

Nachfolgend wurden charakteristische Kennwerte auf Grund der aktuellen Baugrunduntersuchungen wie folgt angepasst (Werte nach [30] und [35] in Klammern):

Flussskies/-sand: $k = 5E-04$ ($5E-05$) m/s $\varphi' = 34^\circ$ (38°)
Damm kiesig-sandig: $k = 5E-05^*)$ ($1E-05$) m/s $\varphi' = 35^\circ$ (39°)

*) Körnungslinien in [35] belegen diesen mittleren Wert

6 Festlegung der Regelprofile

Die Tragsicherheitsberechnungen und Gebrauchstauglichkeitsnachweise sind für jeden Deichabschnitt an repräsentativen Deichquerschnitten zu führen. Bei der Auswahl der Berechnungsprofile (= „Profil“) wurden folgende Randbedingungen berücksichtigt:

- Baugrundverhältnisse (in den vorhandenen Deichen sowie im Untergrund);
- Einstauverhältnisse (einseitig oder beidseitig);
- geometrische Besonderheiten (DVW, Auflastberme, u.ä.).

Die festgelegten Berechnungsprofile sind in der nachfolgenden Tabelle 9 aufgelistet. In sind die zu Grunde gelegten Regel- und Sonderprofile der Deichbaumaßnahmen dargestellt.

Tabelle 9: Berechnungsprofile an den einzelnen Deichabschnitten

Hochwasserschutz- anlagen	Deichabschnitt mit ähnlichem Aufbau/ Baugrundsituation (Deich-km von...bis)	Berechnungsprofil	Entspricht Regel- bzw. Sonderprofil des Entwurfes		Nachweis für Stauhaltung Polder (DIN19700) /(DIN19712)
			RP/SP Nr. bei Station	zugehöriger Plan in Unterlage 04	
Flutpolderdeich DA 1 – Polder Kößnach	0+000 bis 2+800	DA1 RP Station 1+817	RP 4 bei Station 1+810	U 04, Plan-Nr. 04-04, Bl. 6/8	- x
	wie vor, Sonderprofil	DA1 SP Station 2+415	SP 3 bei Station 2+400	U 04, Plan-Nr. 04-04, Bl. 8/8	- x
	wie vor, Sonderprofil	DA1 SP Station 1+025	RP 3 bei Station 0+600	U 04, Plan-Nr. 04-04, Bl. 3/8	- x
Flutpolderdeich DA 2 – Polder Kößnach	2+800 bis 2+950	DA2 RP Station 2+804	RP 1 bei Station 2+850	U 04, Plan-Nr. 05-04, Bl. 1/10	- x
	2+950 bis 4+313	DA2 RP Station 3+429	RP 3 bei Station 3+430	U 04, Plan-Nr. 05-04, Bl. 3/10	- x
	4+336 bis 4+525	DA2 SP Station 4+490	RP 7 bei Station 4+490	U 04, Plan-Nr. 05-04, Bl. 7/10	- x
	4+525 bis 4+841	DA2 RP Station 4+700, entspricht DA 5 Station 3+000	RP 9 bei Station 4+700	U 04, Plan-Nr. 05-04, Bl. 1/10	- x
Neubau Ringdeich Breitenfeld – DA 3	0+000 bis 0+825	DA3 RP Station 0+780	RP 10 bei Station 0+780	U 04, Plan-Nr. 06-04, Bl. 10/10	- x
	0+600	DA 3 Deichscharte	Deichscharte bei Sta- tion 603,55	U 04, Pl. Nr. 06-05, Bl. 4/4	- x
Neubau Ringdeich Oberau – DA 3	2+044 bis 2+412	DA3 RP Station 2+360	RP 2 bei Station 2+330	U 04, Plan-Nr. 06-04, Bl. 2/10	- x
	2+239	DA3 Deichscharte	Deichscharte bei Sta- tion 2+239	U 04, Pl. Nr. 06-05, Bl. 2/4	- x
Neubau Ringdeich Oberau – DA 3 – Ab- schnitt Altdeich	0+000 bis 0+400	DA3 SP Station 0+200	RP 4 bei Station 0+200	U 04, Plan-Nr. 06-04, Bl. 4/10	- x
Anhebung Zufahrtsstr. nach Oberau	0+950 bis 2+030	RP Station 1+578 (Station 1+000 Stauhal- tungsdamm)	RQ von Station 0+950 - Station 2+030	U 04, Plan-Nr. 14-03, Bl. 1/3	- x
Neubau einer ü.d. Stau- ziel liegenden Zufahrt nach Breitenfeld	0+000 bis 0+950	DA3 RP Station 0+300	RP 7 bei Station 0+330	U 04, Plan-Nr. 06-04, Bl. 7/10	- x

Hochwasserschutz- anlagen	Deichabschnitt mit ähnlichem Aufbau/ Baugrundsituation (Deich-km von...bis)	Berechnungsprofil	Entspricht Regel- bzw. Sonderprofil des Entwurfes		Nachweis für Stauhaltung Polder (DIN19700) /(DIN19712)
			RP/SP Nr. bei Station	zugehöriger Plan in Unterlage 04	
Flutpolderdeich DA 5 - Westtangente sowie bauzeitliche Umfahrung	2+140 bis 2+220	DA5 RP Station 2+220	RP 1 bei Station 2+220	U 04, Plan-Nr. 08-03, Bl. 1/1	- x
	2+220 bis 2+860	DA5 RP Station 2+395	RP 2 bei Station 2+395	U 04, Plan-Nr. 08-03, Bl. 1/1	- x
	2+860 bis 3+060	DA5 RP Station 3+000, entspricht DA2 RP Station 4+700	RP 9 bei Station 4+700	U 04, Plan-Nr. 05-04, Bl. 10/10	- x
Objektschutz WSV DA 4	0+021 bis 0+194	DA4 Schnitt E-E Station 0+128	Schnitt E-E bei Station 0+128	U 04, Pl. Nr. 07-04, Bl. 1/1	- x
Linker Stauhaltungs- damm (Donau-km 2330,0 bis 2333,9	Damm-km 0,0 - 2,0	Station 2+000	Station 2+000	Bestandsplan WSD Süd 1991 [31]	x -
	Damm-km 2,0 - 2,2	Station 2+180	Station 2+180	[30] Baugrund Dresden 2011	x -
	Damm-km 2,2 – 2,5	Station 2+400	Station 2+400 (0-100)	U 04, Plan-Nr. 01-04, Bl. 1/4	x -
	Damm-km 2,5 – 3,4	Station 3+300	Station 3+300	[30] Baugrund Dresden 2011	x -
Trenndamm	km 0+000 bis 1+161	Station 0+091	Station 0+091	GB 2.3 [38], Plan-Nr. 2, AL	- x
Rettungshügel	Diverse	Rettungshügel 1	Station 0+090	U 04, Plan-Nr. 17-04, Bl. 1/1	- x
Geländeverwaltung Hagen	Ca. 0+000 bis 0+700	Station 0-100 bis 0+42	Station 0-100 bis 0+42	U 04, Plan-Nr. 09-04, Bl. 1/5	- x

7 Sicherheitsnachweise nach DIN 19712

7.1 Einwirkungen

7.1.1 Ständige Einwirkungen

Die Definition der Einwirkungen (Lasten) erfolgt auf Grundlage der DIN 19712 [12], die sich inhaltlich am Merkblatt DWA-M 507-1 [17] orientiert. Demnach werden folgende ständige Einwirkungen festgelegt:

- Eigenlasten;
- Auflasten;
- Erddruck (bei Fundamenten von HWS-Wänden und mobilen HWS-Systemen).

Für die Erdbeschleunigung wird bei den Lastannahmen von $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ ausgegangen.

Eigenlasten

Für die Baugrundsichten und die Erdbaustoffe der Flussdeiche gelten die in Anhang A angegebenen Wichten.

Erddruck

Der Erddruck ergibt sich aus den Wichten der Böden in Anhang A und wird softwareseitig in GGU-Stability automatisch berücksichtigt.

7.1.2 Veränderliche Einwirkungen

Den veränderlichen Einwirkungen werden gemäß DIN 19712 [12] folgende Einwirkungen zugeordnet:

- Beanspruchung aus dem Bemessungshochwasser (BHW);
- Beanspruchungen durch schnell aus dem BHW fallenden Wasserstand im Gewässer
- Verkehrslasten (s. unten);
- Ggf. eingeschränkte Wirksamkeit eines Bauteils;
- Beanspruchungen aus einem bauzeitlichen Bemessungshochwasserstand (BauHW);
- Ggf. bauzeitlich erhöhte Verkehrslasten.

Beanspruchung aus dem Bemessungshochwasser

Die Wasserspiegellagen für die Bemessung der Bauwerke wurden der Vorplanung entnommen und weichen geringfügig von den geplanten bzw. konkret berechneten Wasserspiegellagen im Zuge der Entwurfsplanung ab. Die Abweichungen betragen wenige Zentimeter und sind für die Bemessung der Bauwerke unerheblich. Das Lastenheft wird im Rahmen der Ausführungsplanung fortgeschrieben und angepasst.

Aus dem Steuerungsregime für den Flutungspolder ergeben sich folgende Wasserstände für die jeweiligen Flussdeiche und Dämme:

Tabelle 10: Einstaubedingungen und Einstauhöhen an den Polder-/Flussdeichen/Erdbauwerken

Flussdeiche	Einstau von HWR	Einstau „Landseite“ / „Kößnachseite“ / „Donauseite“
Deichabschnitt 1	BHW = 320,20 m ü. NHN	OK Gelände
Deichabschnitt 2 *)	BHW = 320,20 m ü. NHN	319,24 m ü. NHN (HQ30) BHW = 319,91 m ü. NHN (HQ100) 320,17 m ü. NHN (HQ200)
Deichabschnitt 4 Objektschutz WSV	BHW = 320,20 m ü. NHN	OK Gelände
Deichabschnitt 5 Westtangente (SRs48), Landseite Polder Sossau Ost	BHW = 320,20 m ü. NHN	OK Gelände (HQ30) 319,91 m ü. NHN (HQ100) 320,17 m ü. NHN (HQ200)
Stauhaltungsdamm **)	BHW = 320,20 m ü. NHN	320,27 m ü. NHN (HQ30) BHW = 320,48 m ü. NHN (HQ100) 320,90 m ü. NHN (HQ200)
Flussdeiche	Einstau von HWR	Einstau „Landseite“
Ringdeich Breitenfeld DA 3	BHW = 320,20 m ü. NHN	OK Gelände bzw. max. zulässig GW-Spiegel 317,60 m ü. NHN
Ringdeich Öberau neu DA 3 (West)	BHW = 320,20 m ü. NHN	OK Gelände bzw. max. zul. GW- Spiegel 317,25 m ü. NHN
Ringdeich Öberau Altdonau Ost) DA 3	BHW = 320,20 m ü. NHN	OK Gelände bzw. max. zul. GW- Spiegel 317,25 m ü. NHN
Trenndamm – Frühjahrsflut- ung	BHW = 317,96 m ü. NHN (obere Schleife)	Z = 315,41 m ü. NHN (untere Schleife)
Sonstige Dämme	Einstau von HWR	Einstau „Landseite“
Zufahrtsstraße nach Öberau	BHW = 320,20 m ü. NHN	OK Gelände
Über dem Stauziel liegende Zufahrt nach Breitenfeld	BHW = 320,20 m ü. NHN	BHW = 320,20 m ü. NHN
SH-Damm Station 2+000	BHW = 320,20 m ü. NHN	BHW = 320,73 m ü. NHN (HQ200)
SH-Damm Station 2+180	BHW = 320,20 m ü. NHN	BHW = 320,76 m ü. NHN (HQ200)
SH-Damm Station 2+400	BHW = 320,20 m ü. NHN	BHW = 320,90 m ü. NHN (HQ200)
SH-Damm Station 3+300	BHW = 320,20 m ü. NHN	BHW = 321,08 m ü. NHN (HQ200)
Sonstige Erdkörper	Einstau von HWR	Einstau „Landseite“
Rettungsinseln 1 bis 8	BHW = 320,20 m ü. NHN	BHW = 320,20 m ü. NHN
Verwaltung Bereich Hagen	BHW = 320,20 m ü. NHN Frühjahrsflutung 317,96 m NHN	BHW = 320,20 m ü. NHN bei Frühjahrsflutung = GOK

*) Deichabschnitt 2 dient gleichzeitig als Kößnachdeich

**) Stauhaltungsdamm dient gleichzeitig als Polderdeich

Die Wichte des Wassers wird mit $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ berücksichtigt. Das landseitige Potenzial wird i.d.R. am Dammfuß bzw. ggf. am Fuß einer vorgelagerten Auflastberme oder ggf. als zulässige Wasserspiegellhöhe in einem landseitigen Entwässerungsgraben definiert.

Das Bemessungshochwasser ist gemäß DIN 19712 [12] bzw. DWA-M 507-1 [17] in der Bemessungssituation BS-P zu berücksichtigen.

Dem Bemessungshochwasser ist im Deichabschnitt 5 (Westtangente) eine Potenzialverteilung im Grundwasserkörper zugeordnet, die für die Standsicherheitsberechnung relevant und daher im ebenen Schnittmodell entsprechend als Randbedingung anzusetzen ist. Diese wurde mittels eines gesonderten horizontal-ebenen Grundwassermodells berechnet und ist in der nachfolgenden Abbildung 5 ersichtlich.

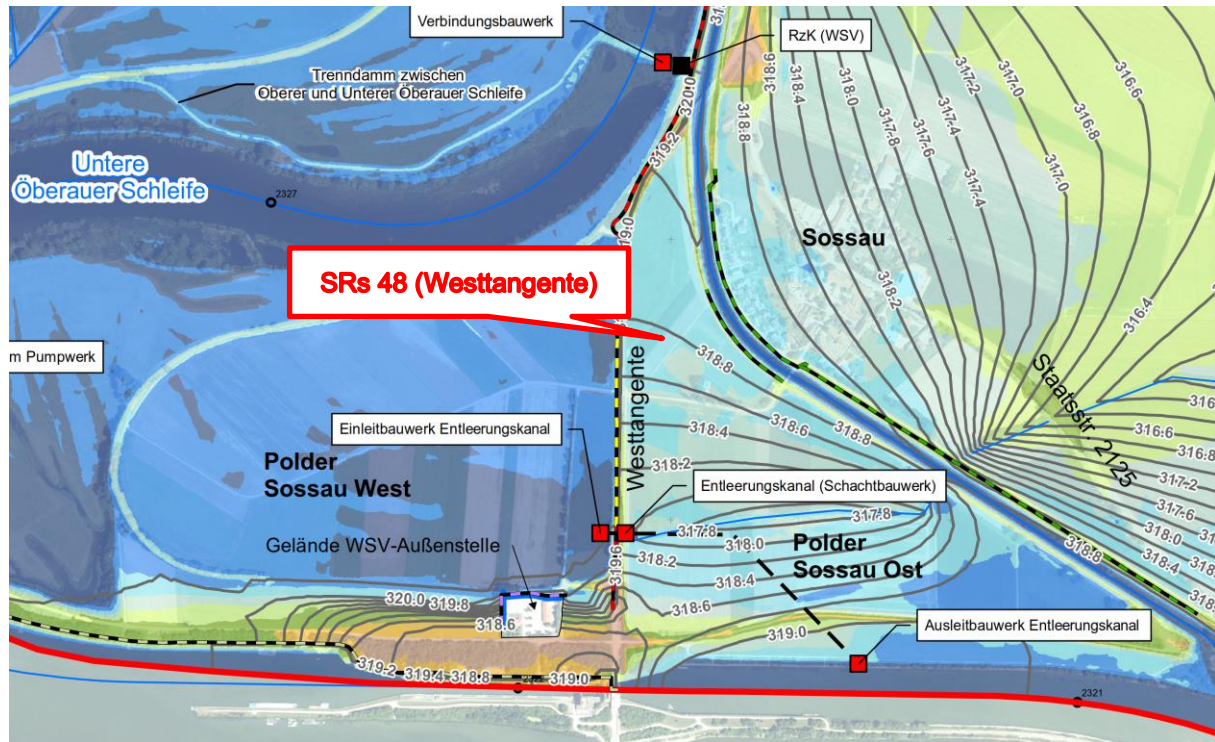


Abbildung 5: Maximale Grundwasserpotenziale im Bereich der SRs 48 bei Flutpoldereinstau (Planzustand HQ30) aus [40]

Beanspruchungen durch schnell aus BHW fallenden Wasserstand im Gewässer

Bei schneller Stauspiegelsenkung besteht die Gefahr, dass sich nachhängende Sickerlinien ausbilden können. Es ist deshalb der Sickervorgang im Deichkörper zu berücksichtigen.

Die Absenkung wird durch den zeitlichen Verlauf des Hochwasserereignisses in der Donau bzw. der Kößnach bestimmt. Für die Bestimmung der nachhängenden Sickerlinie ist daher anhand der Hochwasserganglinie der Donau/der Kößnach der zeitliche Verlauf der Absenkung abzuleiten, siehe Anhang D.

Für den Nachweis der schnellen Stauspiegelsenkung ist es weiterhin erforderlich, die Menge des im Boden frei werdenden Wassers zu bestimmen. Bei den beteiligten Böden wird die in dem Programm GGU-2D-SS-FLOW vorgeschlagene Übergangsfunktion für Kies/Sand/Schluff bzw. Ton verwendet (s. Programmdokumentation). Maßgebend sind die Angaben für die Deichbaustoffe. Kornverteilungskurven zum anstehenden Baugrund und zu Deichbaustoffen sind in Anhang B enthalten und in den Berechnungen zu berücksichtigen.

Die schnelle Stauspiegelsenkung ist gemäß DIN 19712 [12] bzw. DWA-M 507-1 [17] in der Bemessungssituation BS-P zu berücksichtigen.

Dichtung eingeschränkt wirksam

Bei einem Dichtelement (Deichbauvariante mit Innendichtung) kann im Verlauf der Nutzungsdauer des Bauwerks die Dichtwirkung nachlassen.

Es wird immer die eingeschränkte Wirkung genau eines Bauteils untersucht, eine Superponierung (Überlagerung) wird nicht vorgenommen. Bei Spundwänden kann auf diese BS verzichtet werden, da diese mit einem Abrostungszuschlag geplant werden.

Eine vollständige Durchströmung der Flussdeiche ist nur in dem praktisch auszuschließenden Fall einer großflächigen Zerstörung der Dichtung denkbar.

Die Sickerlinie darf nicht an der landseitigen Böschung austreten. Das anfallende Sickerwasser muss schadlos über die landseitige Auflastberme abgeführt werden.

Bei einem Teilversagen gilt für die nachlassende Dichtwirkung des Dichtelements ein um mindestens den Faktor 10 erhöhter k_f -Wert oder für ein Leckagefenster wird der k -Wert der Umgebung angesetzt.

Verkehrslasten und bauzeitlich erhöhte Verkehrslasten

Für befestigte Deichverteidigungswege ist gemäß DIN 19712 [12] eine Verkehrslast von 33 kN/m² anzusetzen. Für sonstige Wege sind Verkehrslasten von 16 kN/m², für Kronen und Bermen ohne Fahrwege sind 5 kN/m² anzusetzen.

Für die ständige Bemessungssituation sowohl bei Bemessungshochwasser als auch für den Regelfall ohne Einstau wird auf der Straßenkrone der SRs 48, wie auch auf der bauzeitlichen Umfahrung eine Verkehrslast von 33 kN/m² angesetzt. Auf dem Zufahrtsweg zum RzK beträgt die anzusetzende Verkehrslast 16 kN/m².

Im Bauzustand werden auf der Deichkrone $p = 33 \text{ kN/m}^2$ angesetzt, es können auch zulässige Verkehrslasten iterativ bestimmt werden. Für die wichtigsten Berechnungsquerschnitte wird iterativ eine maximale 0,5 m breite Linienlast in kN/m berechnet.

Beanspruchungen aus einem bauzeitlichen Bemessungshochwasserstand

Für die Flussdeiche sind bauzeitliche Bemessungshochwasserstände anzusetzen, die sich etwa aus einem HQ(10) der Donau oder der Frühjahrส์flutung ergeben können. Erfahrungsgemäß bleiben diese meist im Berechnungsergebnis ohne Relevanz (kein oder kaum Einstau).

7.1.3 Außergewöhnliche Einwirkungen

Den außergewöhnlichen Einwirkungen werden gemäß DIN 19712 [12] folgende Einwirkungen zugeordnet:

- ein das Bemessungshochwasser (BHW) überschreitendes Extrem-Hochwasser (erhöhter maximaler Wasserstand bis Stauziel + Freibord) im Polderinnenraum;
- ein Extrem-Hochwasser mit landseitigem Einstau;
- Baumwurf auf der Polderseite mit vollständigem Verlust der wasserseitigen Deichböschung;
- Ausfall bzw. Versagen genau eines Bauteils.

Bordvoller Wasserstand

Gemäß LfU-Stellungnahme „Deichsanierung mit Innendichtungen“ (2012) umfasst der „bordvolle“ Einstau den erforderlichen Freibord. Innendichtungen müssen diesen Freibord nach DIN 19712 abdecken.

Deichkrone und Oberkante Innendichtung müssen dabei konstruktiv nicht zusammenfallen. Eine Abdeckung der Innendichtung mit erodierbaren oder humosen Deckschichten ist möglich. Diese konstruktiv bedingten Überhöhungen sind nicht Bestandteil des statisch tragenden Querschnitts. Ebenso werden durchlässige Tragschichten eines Deichkronenweges beim Freibord nicht berücksichtigt.

Entlang der Überströmstrecke beim Straßendamm der SRs 48 wird entsprechend dem Lastfall Überströmen ein polderseitiger Einstau bis $Z_{\max} = 321,25$ m ü. NHN auf der wasserseitigen Böschung angesetzt.

Extrem-Hochwasser mit landseitigem Einstau

Bei sehr seltenen Hochwasserereignissen kommt es oberstrom des Flutpolders zur ausgedehnten Überströmung der Hochwasserschutzanlagen an der Donau, ggf. sogar zum Deichbruch. Dieser außergewöhnlichen Situation ist durch Ansatz eines landseitigen Einstaus bis zum bordvollen Wasserstand Rechnung zu tragen. Eine Konstellation mit landseitigem Einstau gibt es auch an der Westtangente.

Baumwurf

Der Erhalt des vorhandenen Baumbestandes auf der polderseitigen Deichböschung führt beim Lastfall „Baumwurf“ zum Versagen der Böschung. Bei dieser außergewöhnlichen Situation ist von einem vollständigen Verlust der polderseitigen Deichböschung auszugehen, s. nachstehende Abbildung.

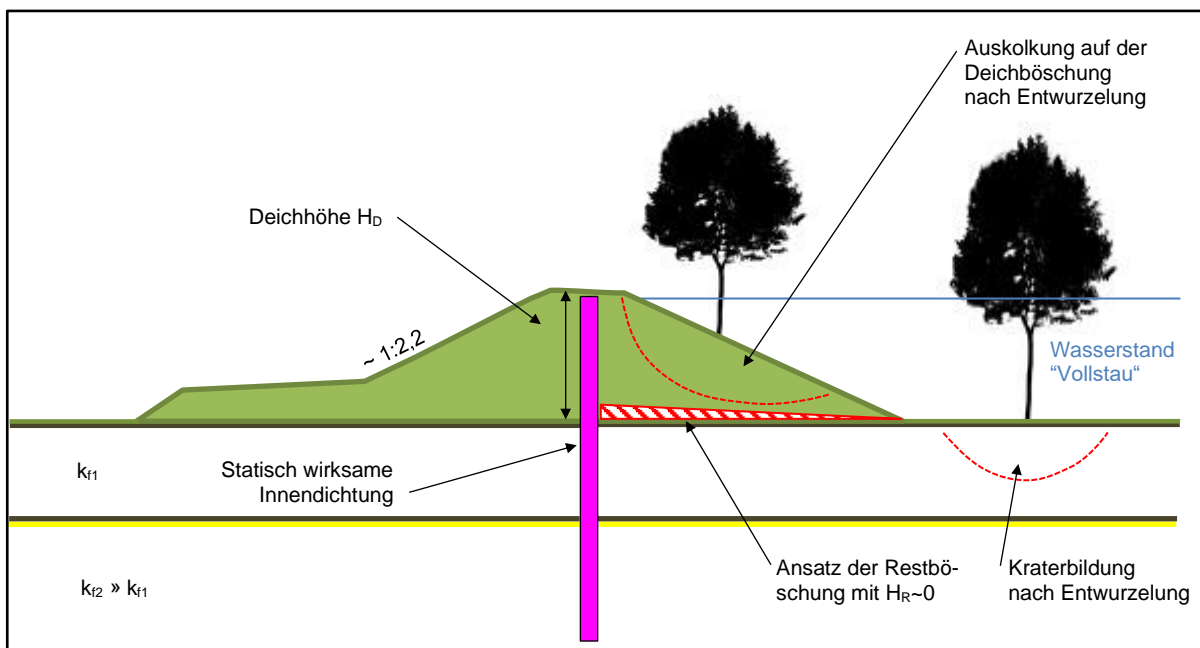


Abbildung 6: Darstellung des Ansatzes für die Restböschung $H_R \approx 0$

Bauteilversagen

Bei den außergewöhnlichen Einwirkungen wird davon ausgegangen, dass eine bauliche Einrichtung bei charakteristischen Kennwerten der TWB A unwirksam/eingeschränkt wirksam ist.

Im vorliegenden Fall bezieht sich der Ausfall einer baulichen Einrichtung auf das Versagen der Dichtung. Es wird immer der Ausfall genau eines Bauteils untersucht, eine Superponierung (Überlagerung) wird nicht vorgenommen.

Dieses Versagen kann durch Erhöhung des k -Wertes der Dichtung um den Faktor 100 oder ein 1 m breites Leckagefenster mit k_r -Werten der Umgebung abgebildet werden (kann für Spundwände ausgeschlossen werden).

Sollte sich bei Ausfall eines Bauteils die Tragsicherheit nicht normgerecht nachweisen lassen, ist ergänzend ein Teilversagen (Verschlechterung des k -Wertes um 1 Zehnerpotenz) in der BS-T (s.u.) zu untersuchen.

7.2 Bemessungssituationen

Für den Nachweis der Tragsicherheit wird in folgende Bemessungssituationen unterschieden:

- ständige Bemessungssituation BS-P
- vorübergehende Bemessungssituation BS-T
- außergewöhnliche Bemessungssituation BS-A

ständige Bemessungssituation

Die ständige Bemessungssituation beinhaltet die Kombination von ständigen und veränderlichen Einwirkungen. Dazu zählen als ständige Einwirkungen die Eigenlasten und Auflasten und als veränderliche Einwirkungen die Verkehrslasten sowie die Beanspruchung aus dem BHW und bei schnell fallendem Wasserspiegel.

vorübergehende Bemessungssituation

Bei der vorübergehenden Bemessungssituation sind Bau- und Revisionszustände zu untersuchen. Es werden die ständigen Einwirkungen mit den zeitlich begrenzten veränderlichen Einwirkungen (z. B. Bau-HW) kombiniert.

außergewöhnliche Bemessungssituation

Die außergewöhnliche Bemessungssituation kombiniert die Einwirkungen der ständigen Bemessungssituation oder der vorübergehenden Bemessungssituation mit einer außergewöhnlichen Einwirkung.

Die Einwirkungen sind zu Einwirkungskombinationen zusammenzufassen und den Bemessungssituationen zuzuordnen.

Durch Kombination der Einwirkungen ergeben sich die Bemessungssituationen gemäß DIN 19712 [12], Tabelle 5, siehe Kapitel 3.2.

Die sich ergebenden Berechnungslastfälle sind Tabelle 6 zu entnehmen.

7.3 Übersicht für die Deichabschnitte zu den in den Bemessungssituationen festgelegten Einwirkungen und Kennwerten

7.3.1 Deichabschnitt 1 - Deich-km 0+000 bis 2+800

Berme: auf der Landseite vorhanden/überplant

Potenzial auf der Landseite = OK Gelände

BS-P.1 Bemessungshochwasser: $Z_v = Z_s = 320,20$ m ü. NHN

BS-P.2 Berechnungs-/Modellvariante zu BS-P.1

BS-P.3 Fallender Wasserspiegel: von Z_s auf $Z_{Bf} = 318,30$ m ü. NHN in 63 Stunden ¹⁾

BS-P.4 Abschieben Deich/extremer Wasserstand $Z_{max} = 321,60$ m ü. NHN

BS-T.1 Bauzustand auf $\mu = 1,0$ iterierte 0,5 m breite Verkehrslast, kein Bau-HW

BS-A.1 extremer Wasserstand $Z_{max} = 321,60$ m ü. NHN

BS-A.2 Leckage des Stauers/Landseite bei Stauziel

BS-A.3 Filter kolmatiert bei Stauziel

BS-A.4 Baumwurf Polderseite bei Z_s

¹⁾ Z_{Bf} = Höhe Böschungsfuß

Eine tabellarische Übersicht zu den Bemessungssituationen und verwendeten Einwirkungen im Deichabschnitt 1 zeigt Anhang E.1.

7.3.2 Deichabschnitt 2 - Deich-km 2+800 bis 4+525

Berme: auf der Polder- und Kößnachseite vorhanden

Potenzial auf der Kößnachseite = HQ200 der Kößnach = 320,17 m ü. NHN

HQ30 der Kößnach = 319,24 m ü. NHN

BS-P.1a Initialstau nur Kößnach $Z = 320,17$ m ü. NHN

BS-P.1b Bemessungshochwasser: $Z_v = Z_s = 320,20$ m ü. NHN

BS-P.2 beidseitiger Einstau, Ausgangslage schnelle Absenkung

BS-P.3a schnelle Absenkung (kurze Welle): von Z_s auf $Z = 316,04$ m ü. NHN in 90 Stunden (Polder) und zugleich von 319,99 m ü. NHN (HQ200 gekappt) auf 316,00 m ü. NHN in 53 Stunden (Kößnach)

BS-P.3b Durchlauf einer langen Hochwasserwelle in 847 Stunden (s. Anhang D)

BS-P.4 Abschieben Deich//extremer Wasserstand $Z_{max} = 321,45$ m ü. NHN

BS-T.1 Bauzustand auf $\mu = 1,0$ iterierte 0,5 m breite Verkehrslast, Bau-HW = 317,96 m ü. NHN

BS-A.1 extremer Wasserstand $Z_{max} = 321,45$ m ü. NHN

BS-A.2 Baumwurf Polderseite bei Z_s

Eine tabellarische Übersicht zu den Bemessungssituationen und verwendeten Einwirkungen im Deichabschnitt 2 zeigt Anhang E.2.

7.3.3 Deichabschnitt 2 - Deich-km 4+525 bis 4+841

Bermen: nicht vorhanden

Potenzial auf der Kößnachseite = HQ200 der Kößnach = 320,17 m ü. NHN

HQ30 der Kößnach = 319,24 m ü. NHN

BS-P.1a Initialstau nur Kößnach $Z = 320,17$ m ü. NHN

BS-P.1b Bemessungshochwasser: $Z_v = Z_s = 320,20$ m ü. NHN

BS-P.2 beidseitiger Einstau, Ausgangslage schnelle Absenkung

BS-P.3a schnelle Absenkung (kurze Welle): von Z_s auf $Z = 316,04$ m ü. NHN in 90 Stunden (Polder) und zugleich von 319,99 m ü. NHN (HQ200 gekappt) auf 316,00 m ü. NHN in 53 Stunden (Kößnach)

BS-P.3b Durchlauf einer langen Hochwasserwelle in 847 Stunden (s. Anhang D)

BS-P.4 Abschieben Deich//extremer Wasserstand $Z_{\max} = 321,45$ m ü. NHN

BS-T.1 Bauzustand auf $\mu = 1,0$ iterierte 0,5 m breite Verkehrslast, Bau-HW = 317,96 m ü. NHN

BS-A.1 extremer Wasserstand $Z_{\max} = 321,45$ m ü. NHN

BS-A.2 Baumwurf Polderseite bei Z_s

Eine tabellarische Übersicht zu den Bemessungssituationen und verwendeten Einwirkungen im Deichabschnitt 2 zeigt Anhang E.2.

7.3.4 Neubau Ringdeich Breitenfeld – DA 3

Bermen: nicht geplant

Potenzial auf der Landseite = OK Gelände bzw. max. zul. Grabenwasserspiegel

BS-P.1 Bemessungshochwasser: $Z_v = Z_s = 320,20$ m ü. NHN

BS-P.2 Fallender Wasserspiegel: von Z_s auf $Z_{Bf} = 318,15$ m ü. NHN in 66,2 Stunden

BS-P.3 Abschieben Deich bei $Z_{\max} = 321,25$ m ü. NHN

BS-T.1 Bauzustand auf $\mu = 1,0$ iterierte 0,5 m breite Verkehrslast, kein Bau-HW

BS-A.1 extremer Wasserstand $Z_{\max} = 321,25$ m ü. NHN

Eine tabellarische Übersicht zu den Bemessungssituationen und verwendeten Einwirkungen am Ringdeich Breitenfeld zeigt Anhang E.3.

7.3.5 Neubau Ringdeich Öberau – DA 3

Bermen: nicht vorhanden

Potenzial auf der Landseite = OK Gelände bzw. max. zul. Grabenwasserspiegel

BS-P.1 Bemessungshochwasser: $Z_v = Z_s = 320,20$ m ü. NHN

BS-P.2 Fallender Wasserspiegel: von Z_s auf $Z_{Bf} = 318,37$ m ü. NHN in 61 Stunden

BS-P.3 Abschieben Deich bei $Z_{max} = 321,25$ m ü. NHN

BS-T.1 Bauzustand auf $\mu = 1,0$ iterierte 0,5 m breite Verkehrslast, kein Bau-HW

BS-A.1 extremer Wasserstand $Z_{max} = 321,25$ m ü. NHN

Eine tabellarische Übersicht zu den Bemessungssituationen und verwendeten Einwirkungen am Ringdeich Öberau zeigt Anhang E.3.

7.3.6 Neubau Ringdeich Öberau – DA 3 - Abschnitt mit integriertem Altdeich

Bermen: landseitig der HWS-Wand

Potenzial auf der Landseite = OK Gelände

BS-P.1 Bemessungshochwasser: $Z_v = Z_s = 320,20$ m ü. NHN ohne Innendichtung

BS-P.2 Bemessungshochwasser: $Z_v = Z_s = 320,20$ m ü. NHN

BS-P.3a Fallender Wasserspiegel: von Z_s auf $Z_{Bf} = 318,37$ m ü. NHN in 61 Stunden (kurze Welle)

BS-P.3b Fallender Wasserspiegel: von Z_s auf $Z_{Bf} = 318,37$ m ü. NHN in 134 Stunden (lange Welle)

BS-P.4 Abschieben Deich bei $Z_{max} = 321,25$ m ü. NHN

BS-T.1 Bauzustand auf $\mu = 1,0$ iterierte 0,5 m breite Verkehrslast, Bau-HW = 317,96 m ü. NHN

BS-A.1 extremer Wasserstand $Z_{max} = 321,25$ m ü. NHN

Eine tabellarische Übersicht zu den Bemessungssituationen und verwendeten Einwirkungen am Ringdeich Öberau/Einbindung rechter Donaudeich zeigt Anhang E.4.

7.3.7 Anhebung Zufahrtsstraße nach Öberau

Bermen: nicht vorhanden

Potenzial auf der Landseite = OK Gelände (Donau)

BS-P.1 Bemessungshochwasser: $Z_v = Z_s = 320,20$ m ü. NHN

BS-P.2 Fallender Wasserspiegel: von Z_s auf $Z_{Bf} = 318,29$ m ü. NHN in 63 Stunden

BS-T.1 Bauzustand auf $\mu = 1,0$ iterierte 0,5 m breite Verkehrslast, Bau-HW = 317,96 m ü. NHN

BS-A.1 extremer Wasserstand $Z_{max} = 321,25$ m ü. NHN

Eine tabellarische Übersicht zu den Bemessungssituationen und verwendeten Einwirkungen an der Straße Straubing-Öberau zeigt Anhang E.5.

7.3.8 Neubau einer über dem Stauziel liegenden Zufahrt nach Breitenfeld

Bermen: nicht vorhanden

Potenzial auf der Landseite: nicht relevant, da beidseitiger Einstau

BS-P.0 kein Einstau

BS-P.1 Bemessungshochwasser: $Z_v = Z_s = 320,20$ m ü. NHN

BS-T.1 Bauzustand auf $\mu = 1,0$ iterierte 0,5 m breite Verkehrslast, kein Bau-HW

BS-A.1 extremer Wasserstand $Z_{\max} = 321,25$ m ü. NHN

Eine tabellarische Übersicht zu den Bemessungssituationen und verwendeten Einwirkungen an der hochwasserfreien Zufahrt Öberau-Breitenfeld zeigt Anhang E.6.

7.3.9 Deichabschnitt 5 - Westtangente (SRs 48)

Berne: auf der Landseite (Polder Sossau Ost) streckenweise vorhanden (Radweg/Wirtschaftsweg – Anlage 2.14-2.15), ab Station 2+600 nordwärts planmäßige Geländeaufhöhung ostseitig bis auf Niveau 317,70 m ü. NHN (Flurstücke 466/0, 464/0 sowie 465/0 – Anlage 2.5).

Potenzial auf der Landseite / GOK = OK Gelände bei HQ30 und
= 319,91 m ü. NHN (HQ100)
= 320,71 m ü. NHN („bordvoll“)

BS-P.1a Bemessungshochwasser: $Z_v = Z_s = 320,20$ m ü. NHN, Potenzial innerhalb des GW-Leiters im Polder Sossau West 320,20 m ü. NHN, im Polder Sossau-Ost:

- bei Station km 2+220: 318,60 m ü. NHN (abnehmend Ri. Osten auf 318,40 m ü. NHN)
- bei Station km 2+395: 317,90 m ü. NHN
- bei Station km 3+000: 318,90 m ü. NHN

BS-P.1b Polder leer, Bemessungshochwasser Sossau-Ost: $Z = 319,91$ m ü. NHN, Potenzial innerhalb des GW-Leiters östlich 319,91 m ü. NHN westlich :

- bei Station km 2+220: 318,30 m ü. NHN
- bei Station km 2+395: 317,50 m ü. NHN
- bei Station km 3+000: 317,85 m ü. NHN

BS-P.2a Fallender Wasserspiegel: von Z_s auf:

- $Z_{Bf} = 319,27$ m ü. NHN in 38 Stunden bei Station km 2+220
- $Z_{Bf} = 316,95$ m ü. NHN in 120 Stunden bei Station km 2+395
- $Z_{Bf} = 318,09$ m ü. NHN in 68 Stunden bei Station km 3+000

BS-P.2b Fallender Wasserspiegel: von $Z = 319,69$ m ü. NHN auf:

- $Z_{Bf} = 317,96$ m ü. NHN in 52 Stunden bei Station km 2+220

- $Z_{Bf} = 317,41$ m ü. NHN in 70 Stunden bei Station km 2+395
- $Z_{Bf} = 317,70$ m ü. NHN in 60 Stunden bei Station km 3+000
- Fallendes Potenzial bei BS-P.2a und BS-P.2b innerhalb des GW-Leiters jeweils in gleicher Relation wie Stauwasserspiegel.

BS-P.3 Abschieben des Dammes bei einseitigem Einstau Sossau-Ost $Z_{max} = 320,71$ m ü. NHN bzw. Polder $Z_s = 320,20$ m ü. NHN

BS-T.1 Bauzustand auf $\mu = 1,0$ iterierte 0,5 m breite Verkehrslast, kein Bau-HW

BS-A.1a extremer Wasserstand $Z_{max} = 321,05$ m ü. NHN im Polder Sossau West, Potenzial Sossau-Ost teilentleert auf 319,69 m ü. NHN

BS-A.1b extremer Wasserstand Sossau-Ost $Z_{max} = 320,71$ m ü. NHN, Polder Sossau West entleert auf GOK

BS-A2a Leckage der Dichtwand bei ansonsten gleichen Potentialen im OW und GW wie BS-P1a.

BS-A2b Leckage der Dichtwand bei ansonsten gleichen Potentialen im OW und GW wie BS-P1b.

Die Verkehrslasten werden auf den Verkehrsflächen je nach Bemessungssituation wie folgt angesetzt:

- Westtangente: je Fahrstreifen 3,00 m breite Flächenlast von 33 kN/m²
- Radweg / Wirtschaftsweg: 2,00 m breite Flächenlast von 16 kN/m² (Deichverteidigung)

Eine tabellarische Übersicht zu den Bemessungssituationen und verwendeten Einwirkungen an der Westtangente zeigt Anhang E.7.

7.3.10 Objektschutz WSV – DA 4

Bermen: nicht vorhanden

Potenzial auf der Landseite: 319,70 m ü. NHN (max. zulässiger Wsp. Drainage / Graben)

BS-P.1 Bemessungshochwasser: $Z_v = Z_s = 320,20$ m ü. NHN

BS-P.2 Fallender Wasserspiegel: von Z_s auf $Z_{Bf} = 316,98$ m ü. NHN in 119 Stunden

BS-A.1 extremer Wasserstand $Z_{max} = 321,25$ m ü. NHN

7.3.11 Linker Stauhaltungsdammbestand (außer Station 2+200...2+500)

Berme: auf der Polderseite vorhanden/lokal am Heber überplant

Potenzial auf der Landseite = Wsp. Donau je nach Station

BS-P.1 Bemessungshochwasser $Z_s = 320,20$ m ü. NHN, Donau: HQ200

BS-P.2 schnell fallender Wasserspiegel Polder: von Z_s auf Z_{Bf} (variabel) *)

BS-T.1 Bauzustand auf $\mu = 1,0$ iterierte 0,5 m breite Verkehrslast Berme am Heber, Polder leer

BS-A.1 ungünstige Kennwerte TWB C bei leerem Polder

BS-E.1 Bemessungserdbeben

BS-R Überschreitung Bemessungserdbeben 1,75-fach

Eine tabellarische Übersicht zu den Bemessungssituationen und verwendeten Einwirkungen im Deichabschnitt 1 zeigt Anhang E.8.

¹⁾ Z_{Bf} = Höhe Böschungsfuß

7.3.12 Linker Stauhaltungsdammbau Neubau (Station 2+200...2+500)

Berme: vorhanden

Potenzial auf der Landseite = Wsp. Donau

BS-P.1 Bemessungshochwasser $Z_s = 320,20$ m ü. NHN, Donau: HQ200 = 320,90 m ü. NHN

BS-P.2 schnell fallender Wasserspiegel Polder: von Z_s auf $Z = 317,46$ m ü. NHN in 78 h

BS-P.3 Bemessungshochwasser Polder noch leer, Donau: HQ200 = 320,90 m ü. NHN

BS-T.1 Bauzustand auf $\mu = 1,0$ iterierte 0,5 m breite Verkehrslast, kein BauHW

BS-A.1 ungünstige Kennwerte TWB C bei leerem Polder

BS-A.2 Bemessungshochwasser Polder noch leer, Donau: HQ200/Spundwand undicht

BS-A.3 Polder $Z_{max} = 321,60$ m ü. NHN, Donau: HQ100 = 320,48 m ü. NHN

BS-A.4 Polder Z_s und Donau HQ1000 = 321,51 m ü. NHN

BS-E.1 Bemessungserdbeben

BS-R Überschreitung Bemessungserdbeben 1,75-fach

7.3.13 Trenndamm (nur Durchströmungsberechnung)

Bermen: nicht vorhanden

Potenzial auf Seiten der unteren Schleife $Z_A = 315,41$ m ü. NHN

BS-P.0 Frühjahrsflutung $Z = 317,96$ m ü. NHN

BS-P.1 Bemessungshochwasser: $Z_v = Z_s = 320,20$ m ü. NHN (*nicht relevant*)

(Hinweis: Das Verbindungsbauwerk sichert das kontrollierte Überströmen, ansonsten kann wegen flacher Deichgeometrie auf weitere Nachweise verzichtet werden)

7.3.14 Ausgleichs- und Ersatzmaßnahmen

Bermen: nicht vorhanden

Potenzial auf der Landseite: nicht relevant, da beidseitiger Einstau

BS-P.0 (nur Verwallung Hagen) $Z = 318,40$ m ü. NHN (für schnelle Absenkung)

BS-P.1 Bemessungshochwasser: $Z_v = Z_s = 320,20$ m ü. NHN (Verwallung $Z_{Fr} = 317,96$ m ü. NHN)

BS-P.2 schnellstmögliche Polderleerung bis auf den Böschungsfuß in 63 bzw. 53 h (aus Z_{Fr} : 24 h)

BS-T.1 Bauzustand auf $\mu = 1,0$ iterierte 0,5 m breite Verkehrslast, Bau-HW = 317,96 m ü. NHN
(Nachweis flache Verwallung: entfällt)

7.4 Sicherheitsnachweise

7.4.1 Nachweise der Tragsicherheit

Für Deiche sind gemäß DIN 19712 [12] und DWA-M 507-1 [17] folgende Nachweise zur Tragsicherheit zu führen:

Nachweise der Gesamtstandsicherheit

- Nachweis der luft- und wasserseitigen Böschungen gegen Böschungsbruch und Böschungsgrundbruch nach DIN 4084 [5] bzw. EC-7 [14];
- Nachweis gegen Abschieben (Gleitsicherheit) bei Deichen auf Schichten geringer Scherfestigkeit und/oder geneigter Aufstandsfläche wenn keine Spundwand als Innendichtung;
- Nachweis der Anfangsstandsicherheit (Berücksichtigung von Porenwasserdrücken in bindigen Untergrund und aus bindigen Bodenmaterial bestehenden Deichkörpern).

Nachweise der lokalen Standsicherheit

- Nachweis der land- und wasserseitigen Böschungen gegen oberflächennahen Bruch/böschungsparalleles Gleiten (siehe z.B. MSD, Kap. 5.3.2 [27]);
- Nachweis der Spreizsicherheit am Böschungsfuß (Dammfußdreieck).

Nachweise der Lagesicherheit

- Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch am landseitigen (bzw. auf der vom Einstau abgewandten Seite) Böschungsfuß unter stauender Deckschicht;
- Nachweis der Auftriebssicherheit (z. B. von geringdurchlässigen Deckschichten im landseitigen Bereich eines Deiches – bzw. auf der vom Einstau abgewandten Seite);
- Nachweis der Standsicherheit gegen Auftrieb bei oberflächennahen Böschungsdichtungen (Wasserdruck vom Deichkörper). Dieser Nachweis wird ggf. bereits abgedeckt durch eine plausible Potenzialverteilung in der BS P.2 schnelle Stauspiegelsenkung unter der Dichtung.

Wenn keine genaueren Untersuchungen und Erfahrungswerte vorliegen, kann auf der sicheren Seite liegend ein dem Gewässerwasserstand entsprechender hydrostatischer Wasserdruck angesetzt werden. Bei ausreichender Kenntnis der Durchlässigkeit des Untergrundes ist ein Potenzialabbau zu berücksichtigen (Auslesen Potenzialwert unter dem Stauer/der Dichtung aus der Berechnung). Im Falle einer landseitigen Auflastberme entfallen die Nachweise gegen Auftrieb/hydraulischen Grundbruch.

7.4.2 Nachweise der Gebrauchstauglichkeit

Folgende Nachweise zur Gebrauchstauglichkeit sind gemäß DIN 19712 [12] und DWA-M 507-1 [17] für Deiche zu führen:

- Nachweis der Lage der Sickerlinie innerhalb des Deichstützkörpers (Abweichungen u.U. möglich, wenn Gesamtstandsicherheit dennoch nachgewiesen bzw. durch zusätzliche Maßnahmen hergestellt wird);
- Nachweis der schadlosen Abführung von Sicker- und Drängewasser;
- Nachweis schadloser Setzungen und Verformungen von Deichen und Baugrund;
- Nachweis der Beständigkeit der wasserseitigen Böschungsoberfläche (geschlossene Grasnarbe).

schadlose Abführung von Sicker- und Drängewasser

Im Grenzbereich zweier Deichzonen (Stützkörper zu Dränkörper oder Dichtung zu Stützkörper) ist eine druckfreie Führung der Sickerwässer sicherzustellen. Die Durchlässigkeitsbeiwerte zwischen den Querschnittselementen sollten zueinander jeweils um das Hundertfache größer sein.

Bei Verwendung von geotextilen Filter- oder Dränmatten ist die Kolmationsgefahr zu berücksichtigen, siehe dazu MAG [24].

Beständigkeit der wasserseitigen Böschungsoberfläche

Um die Wirkung des vorbeifließenden Wassers auf die Oberflächenerosion an der wasserseitigen Böschung beurteilen zu können, sind die Strömungskräfte abzuschätzen. Die Sicherheit der wasserseitigen Böschung ist durch Vergleich der Schubspannung des vorbeifließenden Wassers mit zulässigen Schubspannungen oder durch den Vergleich der Fließgeschwindigkeiten nachzuweisen (Nachweis Spreizsicherheit im Fall des Böschungsfußes unter Wasser).

7.4.3 Nachweise der Erosionssicherheit

Die Nachweise der Erosionssicherheit (Sicherheit gegen Materialtransport) gemäß DIN 19712 [12] und DWA-M 507-1 [17] beinhalten:

- Nachweis der Sicherheit gegen Kontakterosion;
- Nachweis der Sicherheit gegen Suffosion;
- Nachweis der Sicherheit gegen Erosionsgrundbruch am landseitigen Böschungsfuß;
- Nachweis der Sicherheit gegen Fugenerosion entlang von Bauwerken und Bauteilen (siehe MSD [27]).

Der Nachweis der Sicherheit gegen Kontakterosion erfolgt bei nicht bindigen Böden nach MMB [26] bzw. CISTIN/ZIEMS und bei Beteiligung bindiger Böden mit einer Plastizität $I_P \geq 10 \%$ nach Kap. 7.4.4 in DIN 19712:1997 [11].

Die Nachweise der Sicherheit gegen innere Erosionsvorgänge sind für alle relevanten Materialwechsel-/Übergangsbereiche der vorhanden Deichelemente und Untergrundbereiche zu führen. Für die einzelnen Schichten sowie die Schichtgrenzen sind gemäß DWA-M 507-1 [17] und MSD [27] sowohl geometrische als auch hydraulische Kriterien anzuwenden. Ist der Nachweis von einem der beiden Kriterien unkritisch, entfällt die Notwendigkeit des Nachweises nach dem anderen Kriterium.

8 Dokumentation der Ergebnisse

Die Dokumentation der Ergebnisse der Tragsicherheitsuntersuchungen und Nachweise der Gebrauchstauglichkeit erfolgen in einem in sich geschlossenen prüffähigen Bericht.

Das vorliegende Lastenheft bildet die Grundlage dieses Berichtes. Darüber hinaus gehende Annahmen werden zusätzlich erläutert.

Berechnungsgänge und Berechnungsmodelle einschließlich der vorgenommenen Idealisierungen werden nachvollziehbar dargestellt.

Die Berechnungsergebnisse und Nachweise werden kommentiert und bewertet.

9 Literatur- und Quellenverzeichnis

9.1 technische Normen, Regelwerke

- [1] BAW-Mitteilungen Nr. 94 2011 (C. Laursen): Nachweis gegen Fugenerosion gemäß dem Merkblatt „Standicherheit von Dämmen am Bundeswasserstraßen“ mit Verweis auf: TAW: Technical Report on Sand Boils (Piping), Technical Advisory Committee in Flood Defences. The Netherlands, 1999
- [2] DIN 1055-2: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Bodenkenngrößen, November 2010
- [3] DIN 1072 Straßen- und Wegbrücken, Lastannahmen
- [4] DIN 4020:2010-12 Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke - Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-2
- [5] DIN 4084: Baugrund - Geländebruchberechnungen, Januar 2009
- [6] DIN 4085: Baugrund - Berechnung des Erddruckes
- [7] DIN 19700 (07/2004) Stauanlagen - Teil 10: Gemeinsame Festlegungen, Normenausschuss Wasserwesen (NAW), Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN)
- [8] DIN 19700 (07/2004) Stauanlagen - Teil 11: Talsperren, Normenausschuss Wasserwesen (NAW), Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN)
- [9] DIN 19700 (07/2004) Stauanlagen - Teil 12: Hochwasserrückhaltebecken, Normenausschuss Wasserwesen (NAW), Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN)
- [10] DIN 19700 (06/2019) Stauanlagen - Teil 13: Staustufen, Normenausschuss Wasserwesen (NAW), Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN)
- [11] DIN 19712: Flussdeiche, 1997 (alte Fassung, zurückgezogen)
- [12] DIN 19712:2013-01 Hochwasserschutzanlagen an Fließgewässern, Normenausschuss Wasserwesen (NAW), Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN)
- [13] DIN-Fachbericht 101 Ausgabe 3/2009 Einwirkungen auf Brücken (in 09/2013 zurückgezogen)
- [14] DIN EN 1997-1:2014-03 Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln einschließlich DIN EN 1997-1/NA:2010-12 Nationaler Anhang und DIN 1054:2010-12 Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Ergänzende Regeln zu DIN EN 1997-1 (s.a. Normenhandbuch zum EC-7, herausgegeben vom Beuth-Verlag, Ausgabe 2011-05)
- [15] DIN EN 1998-1:2010-12: Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben
- [16] EN 1991-2:2003 (EC-1 Einwirkungen auf Tragwerke, Verkehrslasten auf Brücken) + AC: 2010 + Nationaler Anhang DIN EN 1991-2/NA 08/2012. Deutsche Fassung.
- [17] DWA-M 507-1 (12/2011) Deiche an Fließgewässern, Teil 1: Planung, Bau und Betrieb, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V. (DWA)
- [18] DWA-M 512-1 (Entwurf): Dichtungssysteme im Wasserbau, Teil 1: Erdbauwerke, 2011
- [19] DWA-M 542: Nachweiskonzept mit Teilsicherheitsbeiwerten für Staudämme und Staumauern. Juli 2017. Herausgegeben von: DGGT, DTK und DWA
- [20] DWA-Themen (04/2014) Flutpolder, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e.V. (DWA)

- [21] Merkblatt 58, Berücksichtigung von Erdbebenbelastungen nach DIN 19700 in Nordrhein-Westfalen, NRW, 2006
- [22] Merkblatt ATV-DVWK-M 502: Berechnungsverfahren für Staudämme - Wechselwirkung zwischen Bauwerk und Untergrund, März 2002
- [23] Merkblatt DVWK- 246: Freibordbemessung an Stauanlagen, 1997
- [24] MAG: Anwendung von geotextilen Filtern an Wasserstraßen, Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), 1993
- [25] MAK: Merkblatt Anwendung von Kornfiltern an Wasserstraßen, Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), 2013
- [26] MMB: Merkblatt Materialtransport im Boden, Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) 2013
- [27] MSD: Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen, Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), 2011
- [28] WAPRO 4.04: Nachweis der Beständigkeit von Erdstoffen gegenüber der Einwirkung der Sickerströmung, Projektierung Wasserwirtschaft, Januar 1970
- [29] ZTV-E StB 17 Zusätzliche technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau Ausgabe 2017

9.2 Unterlagen zum Projekt

- [30] Hydrotechnische Berechnung Staustufe Straubing – Einzelentwurf, Ergänzung zu Teilentwurf I, Beilage 2, 1987
- [31] Stauhaltung Straubing. Flussseitendamm links, Regelquerschnitt 8, Bestandsplan Damm-km 1+130 bis 2+200 - C IV Str 3010c. Wasser- und Schifffahrtsdirektion Süd 1991
- [32] Planfeststellungsbeschluss für die Donaustufe Straubing – Teilabschnitt V, A4-143.3-Do/5, vom 10.04.1991
- [33] Haltung Straubing (Los 1) km 2327,700 bis km 2346,500. Geotechnisches Untersuchungsprogramm 12/05 bis 06/06. Geotechnischer Bericht 1 Dammstrecke rechts und links: km 2327,72 bis km 2346,40 und Geotechnischer Bericht 2 Durchlass Öberauer Schleife links: km 2332,633. igi Consult Westheim, 2006
- [34] Bericht zur Untersuchung der Standsicherheit der Dämme an der Donau, Stauhaltung Straubing, freie Dammstrecken, Donau-Im 2331,000 bis 2344,700 links, Donau-km 2332,700 bis 2346,400 rechts, Baugrund Dresden Ingenieurgesellschaft mbH, 02. September 2011.
- [35] Erläuterungsbericht zum Planergänzungsverfahren Öberauer Schleife unterer Teil – Niedrigwassersimulation, Wasser- und Schifffahrtsamt Regensburg, 03/2012
- [36] Dämme an der Donau, Haltung Straubing, Standsicherheitsbericht Index 01, DL „Öberauer Schleife“, Einarbeitung ergänzender Untersuchungen, Donau-Im 2332,633 links, Baugrund Dresden Ingenieurgesellschaft mbH, 25. Januar 2013.
- [37] Entwurf des Hochwasserrisikomanagement-Plans für den bayerischen Anteil der Flussgebietseinheit Donau, Bayerisches Staatsministerium für Umwelt und Verbraucherschutz (StMUV), 03/2015

- [38] Hochwasserrückhaltung Öberauer Schleife - Geotechnischer Bericht 1.0 mit den Teilberichten 01 bis 11, Ingenieurgesellschaft Lahmeyer Hydroprojekt – Lahmeyer München – Büro Prof. Kagerer, 23.03.2017
- [39] Hochwasserrückhaltung Öberauer Schleife – Geotechnischer Bericht 1.1 mit dem Teilbericht 12, Ingenieurgesellschaft Lahmeyer Hydroprojekt – Lahmeyer München – Büro Prof. Kagerer, 17.04.2018
- [40] Hochwasserrückhaltung Öberauer Schleife, Erläuterungsbericht Entwurfsplanung (Gesamtbericht), Stand Oktober 2020. Ingenieurgesellschaft Lahmeyer Hydroprojekt, Lahmeyer München, Büro Professor Kagerer

9.3 allgemeine Fachliteratur

- [41] Brendlin, Heinz: Die Schubspannungsverteilung in der Sohlfuge von Dämmen und Böschungen. Dissertation, Karlsruhe 1962
- [42] Bollrich, G. (1989) Technische Hydromechanik 1, 3. Auflage. VEB Verlag für Bauwesen, Berlin
- [43] Busch, Luckner und Tiemer: Geohydraulik, 3. neubearbeitete Auflage, Gebrüder Bornträger. Berlin. Stuttgart 1993
- [44] ISTOMINA, V. S.: Filtracionnaja ustojcivost gruntov (Die Filtrationsbeständigkeit der Böden). Izd. po stroit. i arch., Moskau 1957
- [45] Kast, K.: Spreizsicherheit von Böschungen bei geneigtem Gelände und Durchströmung; BAUINGENIEUR; Springer-Verlag; 1985
- [46] Lang, H.-J. und Huder, J.: Bodenmechanik und Grundbau, Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg, New York, 1990
- [47] Striegler, W.: Dammbau. Verlag für Bauwesen Berlin, 2. Auflage 1998
- [48] TAW: Technical Report on Sand Boils (Piping), Technical Advisory Committee in Flood Defences, The Netherlands, 1999
- [49] Türke, H.: Statik im Erdbau. 3. Auflage- Berlin: Ernst Verlag, 1999
- [50] Ziegler, Martin: Geotechnische Nachweise nach DIN 1054 – Einführung mit Beispielen – 2. Auflage, Verlag Ernst, Juli 2005