

# **PSKW – Happurg: Planfeststellung Sanierung Oberwasserspeicher**

Geotechnischer Entwurfsbericht – Bemessung Ring-  
damm

Dok.-Nr.:  
**HAP-OB-B-002**

Rev:  
**00**

Dateiname:  
HAP-OB-B-002.docx

Uniper Kraftwerke GmbH

HAP/OB: Planfeststellung

Autor  
DI. Sanja Krstić Perić

Datum  
22/12/2022

Mobil  
+43 664 828 7611

Projekt ID  
119001685-001

E-mail  
sanja.krstic@afry.com

Kunde  
Uniper Kraftwerke GmbH

## Inhaltsverzeichnis

1	Grundlagen.....	6
1.1	Allgemeines und Berichtsinhalt.....	6
1.2	Planungsunterlagen.....	6
1.2.1	Berichte.....	6
1.2.2	Pläne.....	7
1.2.3	Normen und Richtlinien.....	7
1.2.4	Literatur.....	8
1.2.5	Software.....	8
2	Berechnungen.....	9
2.1	Materialparameter.....	9
2.2	Stabilitätsberechnungen der Dammböschungen.....	12
2.2.1	Nachweiskonzept.....	15
2.2.2	Berechnungsverfahren und Lastfälle.....	17
2.2.3	Berechnungsergebnisse.....	19
2.3	Verformungsberechnungen (Schwächezone im Fels in der Dammaufstandsfläche).....	26
2.4	Böschungsstabilität Dammaushub für Kontrollgangquerung (km 0+740).....	37
3	Zusammenfassung.....	41

## Abbildungs- und Tabellenverzeichnis

Abbildung 1: Spannungsabhängige Gebirgsscherfestigkeitskurven für Kalkstein (inkl. Abminderung) .....	10
Abbildung 2: Regelaufbau Ringdamm inkl. Übergang zu der Beckensohle .....	13
Abbildung 3: Lageplan Felsoberfläche inkl. repräsentative Berechnungsschnitte .....	14
Abbildung 4: Schnitt 0+360 km .....	14
Abbildung 5: Schnitt 0+800 km .....	15
Abbildung 6: Schnitt 1+450 km .....	15
Abbildung 7: Einschätzung der Erdbebengefährdung Deutschlands nach Grünthal & Bosse (1996), ergänzt durch die Ortsmarkierung (Happurg).....	16
Abbildung 8: Schnitt 0+360 km, BS-P1, globale Böschungsstabilität.....	19
Abbildung 9: Schnitt 0+360 km, BS-P2, globale Böschungsstabilität.....	20
Abbildung 10: Schnitt 0+360 km, BS-T, globale Böschungsstabilität.....	20
Abbildung 11: Schnitt 0+800 km, BS-P1, globale Böschungsstabilität .....	20
Abbildung 12: Schnitt 0+800 km, BS-P2, globale Böschungsstabilität .....	21
Abbildung 13: Schnitt 0+800 km, BS-T, globale Böschungsstabilität.....	21
Abbildung 14: Schnitt 1+450 km, BS-P1, globale Böschungsstabilität .....	21
Abbildung 15: Schnitt 1+450 km, BS-P2, globale Böschungsstabilität .....	22
Abbildung 16: Schnitt 1+450 km, BS-T, globale Böschungsstabilität.....	22
Abbildung 17: Schnitt 0+360 km, BS-P, böschungsparelle Gleiten .....	23
Abbildung 18: Schnitt 0+360 km, BS-T, böschungsparelle Gleiten (1/3 der Dammböschung) .....	23
Abbildung 19: Schnitt 0+360 km, BS-T, böschungsparelle Gleiten (2/3 der Dammböschung) .....	24
Abbildung 20: Schnitt 0+360 km, BS-T, böschungsparelle Gleiten (Bauendzustand) .....	24
Abbildung 21: Überlappender Übergang zwischen der geosynthetischen Tondichtungsbahn und des PVC-Verbundstoffs am Dammfuß (Auszug aus [P2]).....	26
Abbildung 22: Maximale Verformung der Asphaltoberflächendichtung (links EAAW bei $20 \pm 5$ °C; rechts Projektanforderung bei $10 \pm 5$ °C).....	27
Abbildung 23: Fall 1 – wasserseitiger Dammfuß, Schwächezone in Aufstandsfläche, $D_{\text{Schwächezone}}=1$ m (Halbkreis) .....	28
Abbildung 24: Fall 2 – wasserseitiger Dammfuß, Tiefe 5 m, $D_{\text{Schwächezone}}=2$ m (Kreis) .....	28
Abbildung 25: Fall 3 – wasserseitiger Dammfuß, Tiefe 10 m, $D_{\text{Schwächezone}}=4$ m (Kreis) .....	29
Abbildung 26: Fall 4 – 20 m vom wasserseitigen Dammfuß entfernt, Schwächezone in Aufstandsfläche, $D_{\text{Schwächezone}}=4$ m (Halbkreis).....	29
Abbildung 27: Fall 5 - 20 m vom wasserseitigen Dammfuß entfernt (15 m unterhalb der Oberkante Tonbetondichtung), Schwächezone in Aufstandsfläche, $D_{\text{Schwächezone}}=8$ m (Kreis) .....	29
Abbildung 28: Fall 1 - Vertikale Verformungen entlang der Primär- (AOD) und Sekundärdichtung (GTD), Verbruch (exkl. Bauendzustand und Einstau) .....	30
Abbildung 29: Fall 2 - Vertikale Verformungen entlang der Primär- (AOD) und Sekundärdichtung (GTD), Verbruch (exkl. Bauendzustand und Einstau) .....	31
Abbildung 30: Fall 3 - Vertikale Verformungen entlang der Primär- (AOD) und Sekundärdichtung (GTD), Verbruch (exkl. Bauendzustand und Einstau) .....	32
Abbildung 31: Fall 4 - Vertikale Verformungen entlang der Primär- (AOD) und Sekundärdichtung (GTD), Verbruch (exkl. Bauendzustand und Einstau) .....	33
Abbildung 32: Fall 5 - Vertikale Verformungen entlang der Primär- (AOD) und Sekundärdichtung (GTD), Verbruch (exkl. Bauendzustand und Einstau) .....	34
Abbildung 33: Fall 2 – plastische Zonen (gelb) – keine Plastifizierung im Kalkstein .....	35
Abbildung 34: Fall 3 – plastische Zonen (gelb) – keine Plastifizierung im Kalkstein .....	36
Abbildung 35: Fall 5 – plastische Zonen (gelb) – keine vollständige Plastifizierung im Kalkstein .....	36
Abbildung 36: Geometrie Dammaushub für Kontrollgangquerung.....	38

Abbildung 37: Dammaushub für Kontrollgangquerung, BS-T, Stabilität erste Berme + global .....	38
Abbildung 38: Dammaushub für Kontrollgangquerung, BS-T, Stabilität zweite Berme + global.....	39
Abbildung 39: Dammaushub für Kontrollgangquerung, BS-T, Stabilität dritte Berme + global .....	39
Abbildung 40: Dammaushub für Kontrollgangquerung, BS-T, Stabilität vierte Berme + globala .....	40
Abbildung 41: Dammaushub für Kontrollgangquerung, BS-T, Stabilität fünfte Berme + global.....	40
Tabelle 1: Materialparameter für die Stabilitätsberechnungen - Dammböschungen, globale Böschungsstabilität .....	10
Tabelle 2: Materialparameter Stabilitätsanalysen Dammböschungen (böschungsparalleles Gleiten) .....	11
Tabelle 3: Materialparameter Verformungsberechnung (Schwächezone im Fels), Teil A ....	11
Tabelle 4: Materialparameter Verformungsberechnung (Schwächezone im Fels), Teil B (Fortsetzung von Tabelle 3).....	12
Tabelle 5: Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen (angewandte Werte gelb markiert)	17
Tabelle 6: Teilsicherheitsbeiwerte für die Bodenkenngrößen (angewandte Werte gelb markiert).....	17
Tabelle 7: Bemessungssituationen, Grenzzustand der Tragfähigkeit, globale Böschungsstabilität .....	18
Tabelle 8: Bemessungssituationen, Grenzzustand der Tragfähigkeit, böschungsparallele Gleiten .....	19
Tabelle 9: Berechnungsergebnisse Stabilitätsberechnungen der Dammböschungen, globale Böschungsstabilität .....	19
Tabelle 10: Berechnungsergebnisse Stabilitätsberechnungen Dammböschungen, böschungsparalleles Gleiten.....	23
Tabelle 11: Berechnungsergebnisse Stabilitätsberechnungen Dammböschungen, böschungsparallele Gleiten – analytischer Ansatz.....	25
Tabelle 12: Fall 1 - Gradient Dichtungsebene basierend auf dem Massenausgleich.....	30
Tabelle 13: Fall 2 - Gradient Dichtungsebene basierend auf dem Massenausgleich.....	31
Tabelle 14: Fall 3 - Gradient Dichtungsebene basierend auf dem Massenausgleich.....	32
Tabelle 15: Fall 4 - Gradient Dichtungsebene basierend auf dem Massenausgleich.....	33
Tabelle 16: Fall 5 - Gradient Dichtungsebene basierend auf dem Massenausgleich.....	34
Tabelle 17: Berechnungsergebnisse Böschungsstabilität Dammaushub für Kontrollgangquerung .....	37

## Versionsverlauf

Ver.	Anmerkung	Erstellt	Datum	Geprüft	Datum
00	Erstausgabe	KrS	20.12.22	SmM	22.12.22

# 1 Grundlagen

## 1.1 Allgemeines und Berichtsinhalt

Das PSW Happurg wurde in den Jahren 1954 bis 1957 errichtet. Für die Abdichtung des Oberbeckens wurde eine Lehmdichtung im Bereich der Beckensohle sowie eine Tonbetondichtung auf den wasserseitigen Dammböschungen ausgeführt. Aufgrund der inhomogenen Gründungsverhältnisse und Wasserzutritte in den Untergrund (Undichtheiten Lehm- und Tonbetondichtung) kam es immer wieder während des Betriebes zu lokalen Sackungen (Schadensfällen). Diese Ereignisse führten dazu, dass die Anlage immer wieder, kurzfristig, außer Betrieb gesetzt wurde um Sanierungsarbeiten auszuführen. Nach dem Schadensereignis im Januar 2011 wurde das PSWK nicht wieder in Betrieb genommen. Details bzw. eine vertiefte Dokumentation der Schadensfälle können den entsprechenden Dokumenten, Teil des Planfeststellungsoperates, entnommen werden.

Detaillierte Angaben zum Projekt können aus den weiteren Planfeststellungsunterlagen entnommen werden.

Für die Planung einer nachhaltigen und sicheren Sanierung des Oberbeckens wurde als Grundlage ein detailliertes 3D-Untergrundmodell (siehe HAP-OB-B-001 [B6]) erstellt. Dieser Bericht erläutert die Grundlagen sowie die Methodik, welche für die Dammstabilitäts- und -verformungsanalysen angewandt wurden. Weiters werden sämtliche im Zuge der Sanierung einzusetzende Materialien sowie die in-situ Materialien für den Untergrund als auch für den Dammschüttkörper diskutiert. Mittels der ausgeführten Berechnungen wird gezeigt, dass die Sanierungsmaßnahmen bzw. die errechneten Sicherheiten sämtlichen gültigen Normen und Richtlinien genüge tragen.

## 1.2 Planungsunterlagen

### 1.2.1 Berichte

Verweis Nr.	Inhalt
[B1]	Pumpspeicherkraftwerk Happurg Sanierung Oberbecken Untergrundsanierung im Bereich der verfüllten Versturzone, Baugrund und Sanierungsgutachten, Text und Anhang, Professor Dr.-Ing. habil. Christian Moormann, Januar 2012 (Planfeststellung 22.12.2022, Anlage 3, [A3] aus HAP-OB-B-000, AFRY)
[B2]	Standsicherheitsuntersuchungen Ringdamm, Fichtner, Januar 2012 (Planfeststellung 2015, Antragsunterlagen - Anlage 10.1)
[B3]	Standsicherheitsberechnung Einbruch unter luftseitigem Damm, Universität Stuttgart, September 2011 (Planfeststellung 2015, Antragsunterlagen - Anlage 10.2)
[B4]	Statische Bemessung Geogitter-bewehrte Tragschicht, Universität Stuttgart, Februar 2012 (Planfeststellung 2015, Antragsunterlagen - Anlage 10.3)
[B5]	Seismologisches Gutachten PSW Happurg, Studer Engineering, November 2010 (Planfeststellung 22.12.2022, Anlage 3, [A13] aus HAP-OB-B-000, AFRY)
[B6]	HAP-OB-B-001: Geologisch, geotechnischer Untersuchungsbericht (Planfeststellung 22.12.2022, Anlage 1, [B1] aus HAP-OB-B-000, AFRY)

### 1.2.2 Pläne

Verweis Nr.	Dok.-nr.	Inhalt
[P1]	HAP-OB-020 - 024	Geologischer Lageplan und Schnitte (Planfeststellung 22.12.2022, Anlage 2 aus HAP-OB-B-000, AFRY)
[P2]	HAP-OB-040 - 042	Dammschnitte (Planfeststellung 22.12.2022, Anlage 2 aus HAP-OB-B-000, AFRY)
[P3]	HAP-OB-070 - 071	Mess- und Kontrolleinrichtungen (Planfeststellung 22.12.2022, Anlage 2 aus HAP-OB-B-000, AFRY)

### 1.2.3 Normen und Richtlinien

Dok.-nr.	Titel
Merkblatt DWA-M 542	Nachweiskonzept mit Teilsicherheitsbeiwerten für Staudämme und Staumauern, Juli 2017
DIN EN 1997-1:2014-03	Eurocode 7 - Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln
DIN EN 1997-1/NA:2014-03	Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln
DIN EN 1997-2:2010-10	Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds
DIN EN 1997-2/NA:2010-12	Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds
DIN 1054:2021-04	Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau - Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1
DIN 19700-10:2004-07	Stauanlagen – Teil 10: Gemeinsame Festlegungen
DIN 19700-11:2004-07	Stauanlagen – Teil 11: Talsperren
DIN 19700-14:2004-07	Stauanlagen – Teil 14: Pumpspeicherbecken
EBGEO	Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen, April 2010
GDA Empfehlung: E 2-7	Nachweis der Gleitsicherheit von Abdichtungssystemen, August 2015
EAAW	Empfehlungen für die Ausführung von Asphaltarbeiten im Wasserbau, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, 5. Ausgabe 2008
RAAW	Richtlinie für Arbeiten im Asphaltwasserbau, Österreichs Energie, April 2013



#### 1.2.4 Literatur

Verweis Nr.	Titel
[L1]	The Hoek-Brown failure criterion and GSI – 2018 edition, E.Hoek, E.T. Brown
[L2]	Determination of rockfill shear parameters for dam stability analysis of an embankment dam (Proceedings of the XVII ECSMGE 2019), M. Smesnik, S. Krstic, M. Verdianz
[L3]	Large scale triaxial testing of greywacke rockfill, Indraratna et al., 1993

#### 1.2.5 Software

Verweis Nr.	Inhalt
[S1]	GeoStudio 2021.4 (Sequent)
[S2]	RocLab/RocData (RocScience)

## 2 Berechnungen

### 2.1 Materialparameter

Die Topographie, das geologische Untergrundmodell sowie die Materialparameter für die geologischen Einheiten werden detailliert im Geotechnischen Untersuchungsbericht (HAP-OB-B-001 [B6]) erläutert.

Die zugehörigen Materialparameter für die bestehenden Damm- und Untergrundmaterialien wurden auf Basis folgender Berichte (Planfeststellung 2015) festgelegt:

- Anlage 10.1 (Standsicherheitsuntersuchungen Ringdamm, Fichtner, 2012) [B2], Tabelle 3
- Anlage 10.2 (Standsicherheitsberechnung Einbruch unter luftseitigem Damm, Universität Stuttgart, 2011) [B3], Tabelle 1
- Anlage 10.3 (Statische Bemessung Geogitter-bewehrte Tragschicht, Universität Stuttgart, 2012) [B4], Tabelle 1
- Anlage 9.2.1 (Baugrund- und Sanierungsgutachten, Prof. Dr.-Ing. habil. Moormann, 2012) [B1], Tabelle 10.1.

Die Materialparameter für die Dammmaterialien, die im Zuge der Sanierung ergänzt/gebaut werden (z.B. Filter, Steinschüttung, Asphaltichtung, etc.), wurden anhand von Erfahrungswerten aus vergleichbaren Projekten und anerkannter Literatur (vgl. [L2], [L3] etc.) abgeschätzt und dienen als Mindestanforderung für die Ausführungsphase und sind daher im Feld bzw. Labor nachzuweisen. Können die Zielparameter nicht gewährleistet werden, ist mit dem Planer Rücksprache zu halten bzw. die Planung oder Materialien entsprechend anzupassen.

Alle Materialparametertabellen die in weiterer Folge in diesen Abschnitt angeführt sind, stellen einen direkten Auszug aus der Software (GeoStudio) [S1] dar.

Tabelle 1 und Abbildung 1 zeigen Materialparameter, welche für die Stabilitätsanalysen der Dammböschungen angesetzt wurden. Für die Ermittlung der spannungsabhängigen Gebirgsscherfestigkeitskurve (Kalksteingebirge, Annahme isotropes Gebirge) wurden die im Folgenden angeführten Hoek-Brown Parameter berücksichtigt:

- UCS intakt: 80 MPa
- $m_i$ : 10
- GSI: 30
- D (Störfaktor): 0,2.

Die Gebirgsscherfestigkeit, welche durch die oben angeführten Hoek-Brown Parameter ermittelt wurde, wurde mit den Faktoren 1,3 (ständige) und 1,2 (vorübergehend) für die jeweilige Bemessungssituationen abgemindert. Dieser Ansatz soll eine gewisse Verträglichkeit mit dem Teilsicherheitskonzept sicherstellen.

Tabelle 1: Materialparameter für die Stabilitätsberechnungen - Dammböschungen, globale Böschungstabilität

Color	Name	Slope Stability Material Model	Unit Weight (kN/m <sup>3</sup> )	Strength Function	Effective Cohesion (kPa)	Effective Friction Angle (°)
■	Ausgleichsschicht (Auffüllung)	Mohr-Coulomb	20		0	30
■	Dammdichtung (Tonbeton)	Mohr-Coulomb	19		0	32,5
■	Dammschüttung Stützkörper (Steinschüttung mit wenig Lehm)	Mohr-Coulomb	22		0	37,5
■	Flächenfilter	Mohr-Coulomb	21,5		0	37,5
■	Kalkstein (/1,2)	Shear/Normal Fn.	25	Kalkstein (/1,2)		
■	Kalkstein (/1,3)	Shear/Normal Fn.	25	Kalkstein (/1,3)		
■	Lehmiger Talschotter	Mohr-Coulomb	19		5	27,5
■	Lockergestein/Versturzonenverfüllung	Mohr-Coulomb	19		5	27,5
■	Sand	Mohr-Coulomb	19		0	32,5
■	Steinschüttung	Mohr-Coulomb	21,5		0	37,5
■	Steinschüttung lehmhaltig	Mohr-Coulomb	21		5	32,5

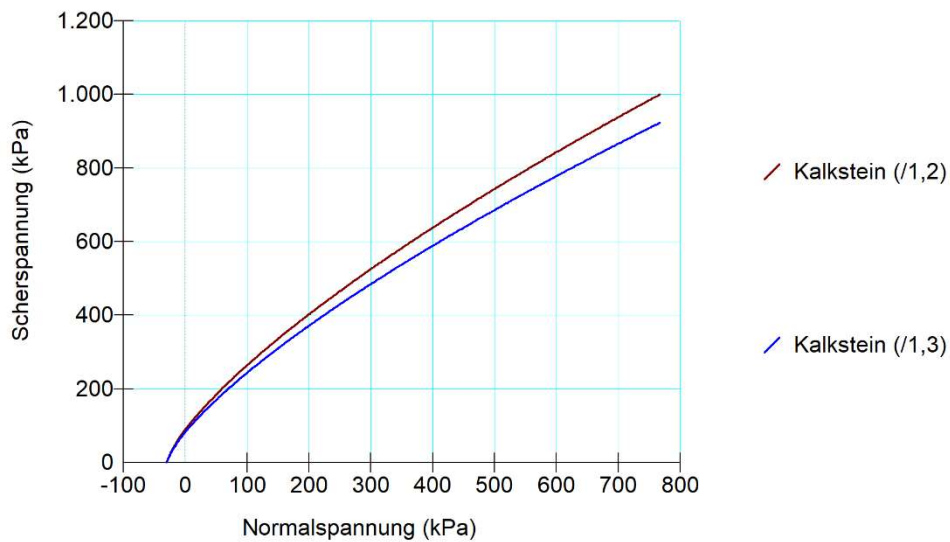


Abbildung 1: Spannungsabhängige Gebirgsscherfestigkeitskurven für Kalkstein (inkl. Abminderung)

Tabelle 2 zeigt die Materialparameter, welche für die Nachweise böschungsparalleles Gleiten berücksichtigt wurden.

Tabelle 2: Materialparameter Stabilitätsanalysen Dammböschungen (böschungsparalleles Gleiten)

Color	Name	Slope Stability Material Model	Unit Weight (kN/m <sup>3</sup> )	Strength Function	Effective Cohesion (kPa)	Effective Friction Angle (°)
■	Dammdichtung (Tonbeton)	Mohr-Coulomb	19		0	32,5
■	Dammschüttung Stützkörper (Steinschüttung mit wenig Lehm)	Mohr-Coulomb	22		0	37,5
■	Flächenfilter	Mohr-Coulomb	21,5		0	37,5
■	Kalkstein (/1,2)	Shear/Normal Fn.	25	Kalkstein (/1,2)		
■	Kalkstein (/1,3)	Shear/Normal Fn.	25	Kalkstein (/1,3)		
■	Kontaktfuge (Tonbeton-GTD)	Mohr-Coulomb	19		0	31
■	Lehmiger Talschotter	Mohr-Coulomb	19		5	27,5
■	Lockergestein/Versturzonenverfüllung	Mohr-Coulomb	19		5	27,5
■	Sand	Mohr-Coulomb	19		0	32,5
■	Steinschüttung	Mohr-Coulomb	21,5		0	37,5
■	Steinschüttung lehmhaltig	Mohr-Coulomb	21		5	32,5

Tabelle 3 und Tabelle 4 zeigen die Materialparameter für die Verformungsberechnungen. Die ausgeführten Verformungsberechnungen sind die Grundlage für die Bewertung des Einflusses von Schwächezone im Fels und deren Wirkung auf den Dammkörper.

Tabelle 3: Materialparameter Verformungsberechnung (Schwächezone im Fels), Teil A

Color	Name	Stress Material Model	Unit Weight (kN/m <sup>3</sup> )	Effective Elastic Modulus (kPa)	Effective Poisson's Ratio	Effective Cohesion (kPa)	Effective Friction Angle (°)	Dilation Angle (°)
■	Asphalt (Dichtasphalt + Binderschicht)	Isotropic Elastic	23,5	40.000	0,2			
■	Ausgleichsschicht (Auffüllung)	Mohr-Coulomb	20	30.000	0,3	0	30	0
■	Dammdichtung (Tonbeton)	Mohr-Coulomb	19	7.500	0,3	0	32,5	0
■	Dammschüttung Stützkörper (Steinschüttung mit wenig Lehm)	Mohr-Coulomb	22	59.500	0,3	0	37,5	0
■	Flächenfilter	Mohr-Coulomb	21,5	45.000	0,3	0	37,5	0
■	Kalkstein	Generalized Hoek-Brown	25	1.560.000	0,25			0
■	Lehmiger Talschotter	Mohr-Coulomb	19	3.700	0,3	5	27,5	0
■	Lockergestein/Versturzonenverfüllung	Mohr-Coulomb	19	29.700	0,3	5	27,5	0
■	Sand	Mohr-Coulomb	19	14.800	0,3	0	32,5	0
■	Steinschüttung	Mohr-Coulomb	21,5	45.000	0,3	0	37,5	0
■	Steinschüttung lehmhaltig	Mohr-Coulomb	21	37.100	0,3	5	32,5	0

Tabelle 4: Materialparameter Verformungsberechnung (Schwächezone im Fels), Teil B (Fortsetzung von Tabelle 3)

Color	Name	Stress Material Model	Unit Weight (kN/m <sup>3</sup> )	Effective Elastic Modulus (kPa)	UCS Intact (kPa)	Parameter mb	Parameter s	Parameter a	Tensile Strength (kPa)
■	Asphalt (Dichtasphalt + Binderschicht)	Isotropic Elastic	23,5	40.000					
■	Ausgleichsschicht (Auffüllung)	Mohr-Coulomb	20	30.000					
■	Dammdichtung (Tonbeton)	Mohr-Coulomb	19	7.500					
■	Dammschüttung Stützkörper (Steinschüttung mit wenig Lehm)	Mohr-Coulomb	22	59.500					
■	Flächenfilter	Mohr-Coulomb	21,5	45.000					
■	Kalkstein	Generalized Hoek-Brown	25	1.560.000	80.000	0,622	0,0002	0,522	31
■	Lehmiger Talschotter	Mohr-Coulomb	19	3.700					
■	Lockergestein/Versturzonenverfüllung	Mohr-Coulomb	19	29.700					
■	Sand	Mohr-Coulomb	19	14.800					
■	Steinschüttung	Mohr-Coulomb	21,5	45.000					
■	Steinschüttung lehmhaltig	Mohr-Coulomb	21	37.100					

## 2.2 Stabilitätsberechnungen der Dammböschungen

Die bestehenden Ringdämme wurden mit einer Böschungsneigung von 2,25H:1,0V errichtet (siehe Abbildung 2). Nach der Sanierung wird die Böschungsneigung der Dämme auf 2,0H:1,0V angesteilt (betrifft Bereich über Tonbetondichtung). Nach dem Freilegen der bestehenden mineralischen Tonbetondichtung ist der Zustand der Dichtung visuell zu kontrollieren bzw. zu beurteilen. Als Sekundärdichtung des geplanten zweischaligen Dichtungssystems ist in den Böschungen eine GTD (geosynthetische Tondichtungsbahn) vorgesehen. Eine ausreichende Sicherheit gegen Abgleiten der GTD ist über flächige Reibung gegeben (siehe Abschnitt 2.2.3). In der Beckensohle ist eine PVC-Verbundstoff Dichtung (Kunststoffdichtungsbahn) als Sekundärdichtung vorgesehen. Als Primärdichtung für das gesamte Becken (Beckensohle und Dämme) ist eine Asphaltoberflächendichtung (AOD) geplant. Abbildung 2 zeigt die Dammszonierung bzw. den Übergang zu der Beckensohle. Die Zonierung ist sowohl in Abbildung 4, Abbildung 5 und Abbildung 6 als auch in den dazugehörigen Plänen ersichtlich (siehe HAP-OB-040 - 042 [P2]). Diese Zonierung stellt eine Kombination aus Bestand und Sanierungsmaßnahme dar.

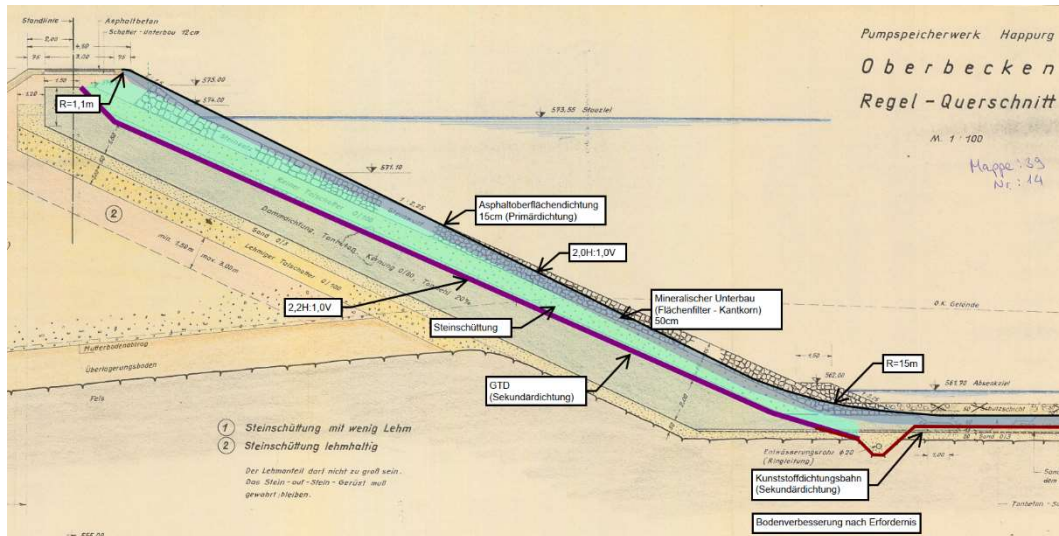


Abbildung 2: Regelaufbau Ringdamm inkl. Übergang zu der Beckensohle

Dammstabilitätsberechnungen wurden mit den in Abschnitt 1.2 definierten Materialparametern unter Berücksichtigung der in Abschnitt 1.2.3 definierten Normen geführt. Sämtliche Berechnungen wurden mit der Software GeoStudio [S1] ausgeführt. Abbildung 3 bis Abbildung 6 zeigen die drei repräsentativen 2D-Querschnitte bzw. deren Lage, welche für die zuvor angeführten Analysen betrachtet wurden. Diese drei gewählten repräsentativen Berechnungsschnitte stimmen weitgehend mit jenen aus der Planfeststellung 2015 überein. Aufgrund der Informationen des 3D Untergrundmodells kam es zu einer geringfügigen Verschiebung der Schnitte im Nordwesten (km 0+360) und Südwesten (km 0+800) mit dem Ziel die Bereiche in denen die Felsoberkante am tiefsten liegt abzudecken. Die Schnittführung im Osten (Richtung Kainsbacher Senke) wurde unverändert zur Planfeststellung 2015 gewählt und repräsentiert den höchsten Dammschnitt gegründet auf Fels. Die Berechnungen wurden ohne Berücksichtigung der Untergrundverbesserung durchgeführt und stellen somit ein so genanntes „Worst-Case-Szenario“ dar (im Vergleich zu Bereichen die mittels Untergrundverbesserung verbessert werden). Es wurde sowohl das böschungsparelle Gleiten (oberflächennah, entlang der schwächsten Kontaktfuge im Dammaufbau – Tonbetondichtung zu GTD) als auch die globale Böschungstabilität untersucht.

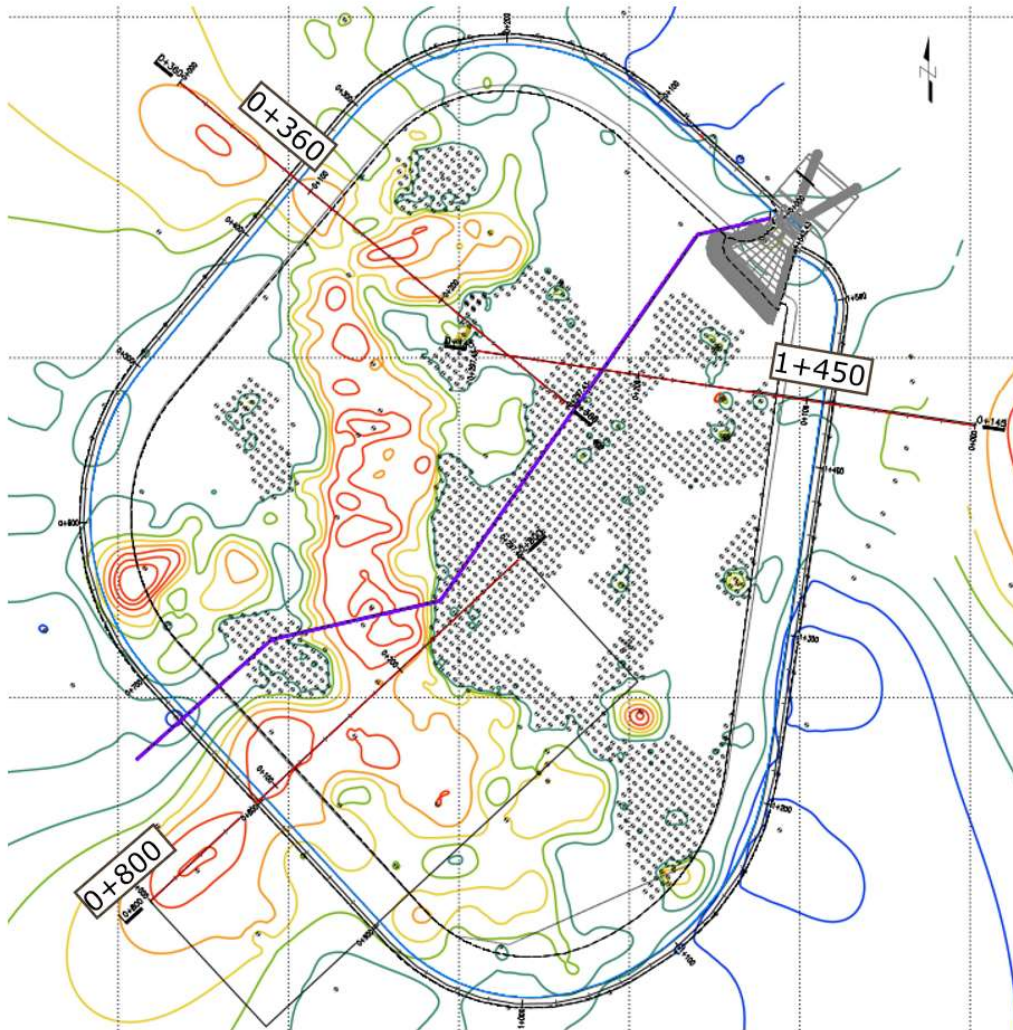


Abbildung 3: Lageplan Felsoberfläche inkl. repräsentative Berechnungsschnitte

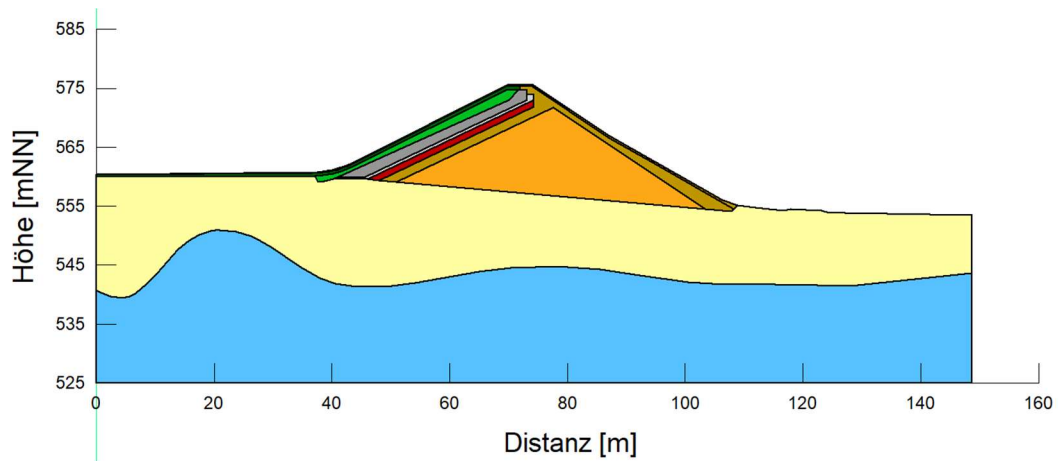


Abbildung 4: Schnitt 0+360 km

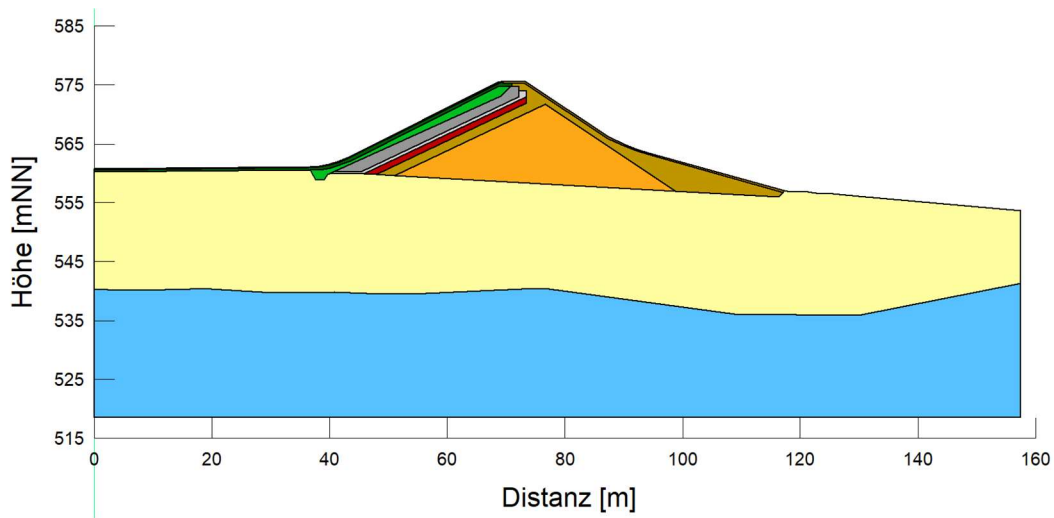


Abbildung 5: Schnitt 0+800 km

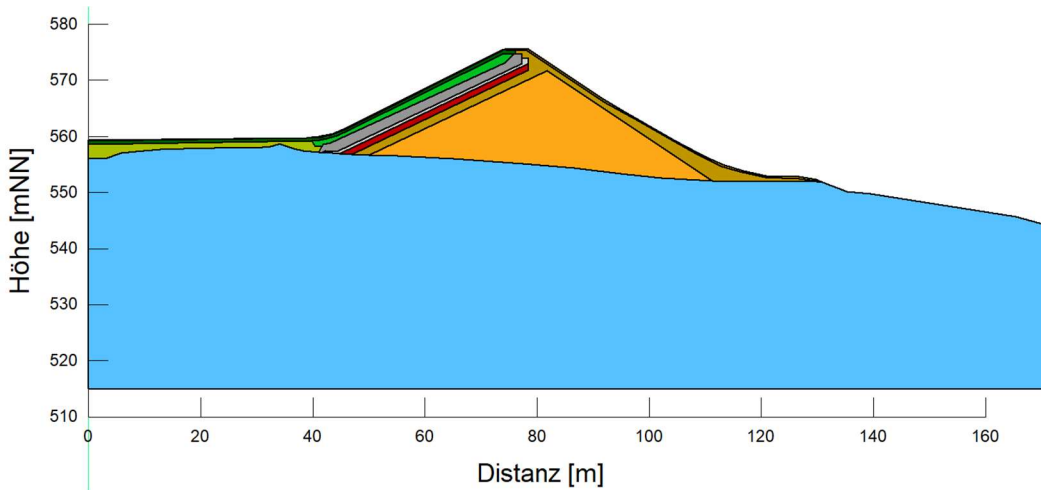


Abbildung 6: Schnitt 1+450 km

### 2.2.1 Nachweiskonzept

Die Stabilitätsberechnungen wurden folgend dem Nachweiskonzept definiert im Eurocode ausgeführt (Teilsicherheitskonzept). Das Merkblatt DWA-M 542 (Nachweiskonzept mit Teilsicherheitsbeiwerten für Staudämme und Staumauern, Juli 2017) wurde berücksichtigt. In dem angeführten Merkblatt werden die grundsätzlichen Vorgaben des Eurocodes berücksichtigt. Das Merkblatt wurde erarbeitet, um für Staumauern und Staudämme die Sicherheitsberechnungen unter Berücksichtigung von Teilsicherheitsbeiwerten entsprechend den Eurocodes durchführen zu können. Das Merkblatt stellt ein ergänzendes Anwendungsdokument für DIN 19700-11:2004 (Talsperren) dar.

Tabelle 7 zeigt die in den Stabilitätsberechnungen berücksichtigten Einwirkungen (ständige und vorübergehende). Außergewöhnliche Einwirkungen, wie zum Beispiel, durch das eventuelle Versagen der Dichtung wurden mit Verweis auf das zweischalige Dichtsystem in Kombination mit geplanten Mess- und Kontrollsystem (vgl. HAP-OB-070 und HAP-OB-071 [P3]) ausgeschlossen. Auf die Einwirkungen/Nachweise infolge von Erdbeben wurde mit der Begründung dass es sich um verhältnismäßig geringe seismische Gefährdung handelt verzichtet. Diesbezüglich hält die DIN 19700-10:2004-07, Abschnitt 8.4 fest, dass auf Nachweise gegenüber Erdbeben an Standorten an denen der Bemessungswert der Bodenbeschleunigung 4% der Erdbebenbeschleunigung  $g$  unterschreitet verzichtet werden kann. Die verhältnismäßig geringe seismische Gefährdung ist sowohl im Seismologischen Gutachten PSW Happing von



Dr. Studer (November, 2010) [B5] als auch durch die Karte der Erdbebenzonen nach DIN EN 1998-1/NA (Fassung 2011-01) bestätigt. Das Bemessungserdbeben laut des zuvor angeführten seismologischen Gutachtens liegt bei 0,34 m/s ( $<4\%$  der Erdbebenbeschleunigung). Grundlage für die Erdbebenzonenkarte des Nationalen Anhangs der DIN EN 1998-1/NA (Fassung 2011-01) ist eine Einschätzung der Erdbebengefährdung Deutschlands nach Grünthal & Bosse (1996), welche in der Abbildung 7 ersichtlich ist. Basierend auf der Karte in Abbildung 7 gehört Happurg zu keiner Erdbebenzone.

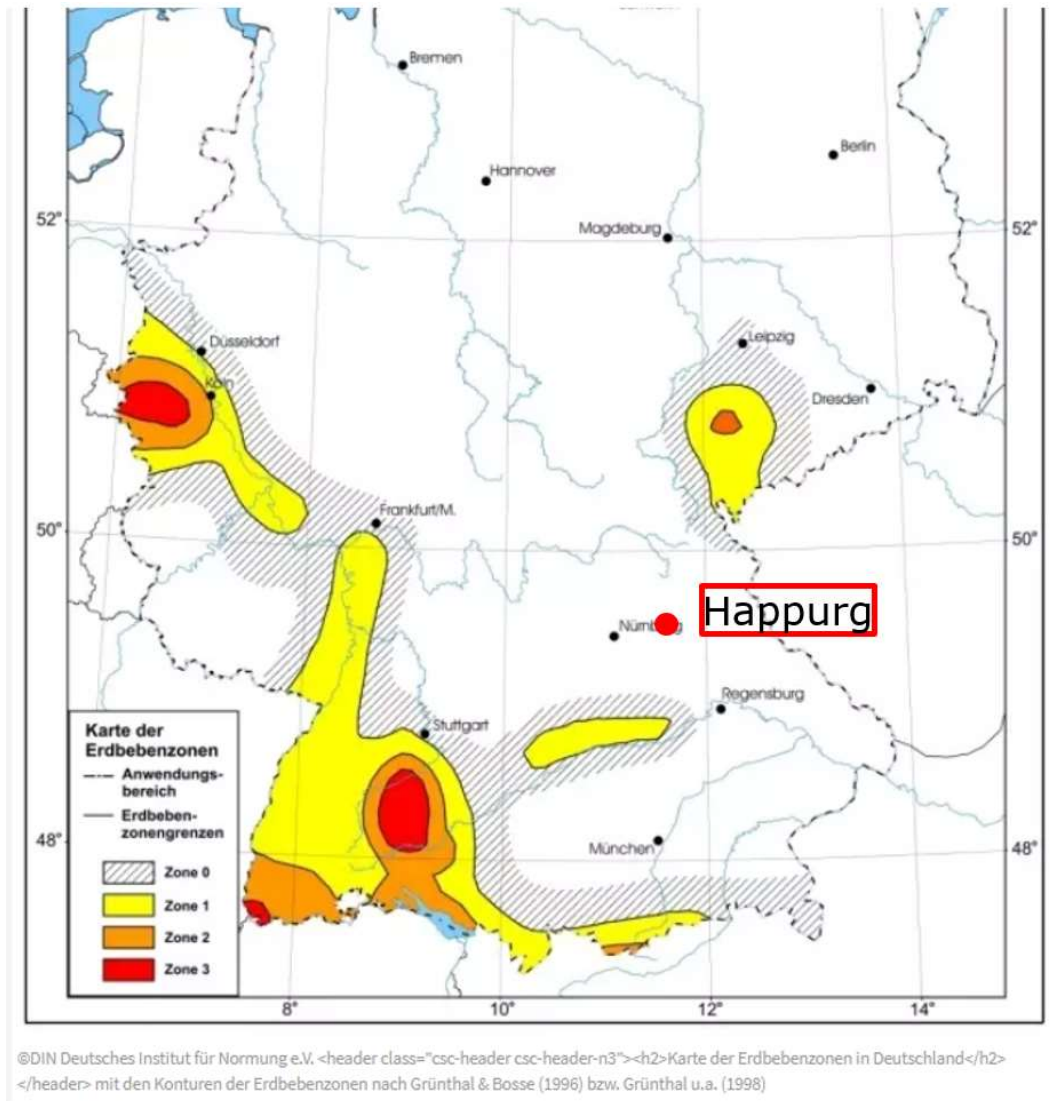


Abbildung 7: Einschätzung der Erdbebengefährdung Deutschlands nach Grünthal & Bosse (1996), ergänzt durch die Ortsmarkierung (Happurg)

Die Teilsicherheitsbeiwerte im Grenzzustand der Tragfähigkeit wurden in den folgenden Tabellen aufgelistet. Diese Werte entsprechend dem Merkblatt DWA-M 542. Diese sind im Vergleich zu den Teilsicherheitsbeiwerten laut DIN 1054:2021-04 als konservativen/sicheren anzusehen.

Tabelle 5: Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen (angewandte Werte gelb markiert)

Einwirkungen	Formelzeichen	Bemessungssituation		
		BS-P	BS-T	BS-A
<b>HYD und UPL: Grenzzustand des Versagens durch hydraulischen Grundbruch und Aufschwimmen</b>				
Destabilisierende ständige Einwirkungen <sup>al</sup>	$\gamma_{G,dst}$	1,05	1,05	1,00
Stabilisierende ständige Einwirkungen	$\gamma_{G,stab}$	0,95	0,95	0,95
Destabilisierende veränderliche Einwirkungen	$\gamma_{Q,dst}$	1,50	1,30	1,00
Stabilisierende veränderliche Einwirkungen	$\gamma_{Q,stab}$	0	0	0
Strömungskraft bei günstigem Untergrund	$\gamma_H$	1,35	1,30	1,20
Strömungskraft bei ungünstigem Untergrund	$\gamma_H$	1,80	1,60	1,35
<b>GEO-3: Grenzzustand des Versagens durch Verlust der Gesamtstandsicherheit</b>				
Ständige Einwirkungen <sup>al</sup>	$\gamma_G$	1,00	1,00	1,00
Ungünstige veränderliche Einwirkungen	$\gamma_Q$	1,30	1,20	1,00
ANMERKUNG				
a) Einschließlich ständigem und veränderlichem Wasserdruck.				

Tabelle 6: Teilsicherheitsbeiwerte für die Bodenkenngrößen (angewandte Werte gelb markiert)

Bodenkenngröße	Formelzeichen	Bemessungssituation		
		BS-P	BS-T	BS-A
<b>HYD und UPL: Grenzzustand des Versagens durch hydraulischen Grundbruch und Aufschwimmen</b>				
Reibungsbeiwert $\tan \varphi'$ bzw. $\tan \varphi_u$ des dränier- ten bzw. des undränierten Bodens	$\gamma_{\varphi}, \gamma_{\varphi_u}$	1,00	1,00	1,00
Kohäsion $c'$ bzw. $c_u$ des dränier- ten bzw. des undränierten Bodens	$\gamma_c, \gamma_{c_u}$	1,00	1,00	1,00
<b>GEO-3: Grenzzustand des Versagens durch Verlust der Gesamtstandsicherheit</b>				
Reibungsbeiwert $\tan \varphi'$ bzw. $\tan \varphi_u$ des dränier- ten bzw. des undränierten Bodens	$\gamma_{\varphi}, \gamma_{\varphi_u}$	1,30	1,20	1,10
Kohäsion $c'$ bzw. $c_u$ des dränier- ten bzw. des undränierten Bodens	$\gamma_c, \gamma_{c_u}$	1,30	1,20	1,10

## 2.2.2 Berechnungsverfahren und Lastfälle

Alle Nachweise wurden mit dem Gleitkreisverfahren nach Morgenstern-Price geführt. Dieses Verfahren hat unter anderem den Vorteil, dass das Kräfte- und Momentengleichgewicht berücksichtigt wird. Sämtliche Nachweise wurden im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) geführt.

Folgend der gültigen Normen wurden für die globale Böschungstabilität die in Tabelle 7 beschriebenen Lastfälle untersucht. Die Teilsicherheitsbeiwerte wurden abhängig von der Bemessungssituation berücksichtigt. Für jeden Lastfall wurden mögliche Gleitkreiseintrittsbereiche bzw. Austrittsbereiche definiert (siehe rote Linien entlang der Dammböschungen - von Abbildung 8 bis Abbildung 16). Mit diesem weit gespannten Bereich ist es möglich sowohl oberflächennahe als auch tiefliegende Gleitkreisversagensmechanismen zu untersuchen. Die

Wahrscheinlichkeit, dass es zu einem Kronenstau kommt wird aufgrund, dass es sich um einen Pumpspeicher ohne natürlichen Zufluss in das Oberbecken handelt, als unwahrscheinlich eingestuft und daher nicht in den Nachweisführungen berücksichtigt. Weiters wird der Stauspiegel mittels redundantem System überwacht (vgl. HAP-OB-070 und HAP-OB-071 [P3]).

Tabelle 7: Bemessungssituationen, Grenzzustand der Tragfähigkeit, globale Böschungsstabilität

Einwirkungen	Bemessungssituationen		
	BS-P1 (wasserseitig)	BS-P2 (luftseitig)	BS-T (wasserseitig)
<b>Ständige</b>			
Eigengewicht	X	X	X
<b>Veränderliche</b>			
Verkehrslast (SLW 30=16,7 kN/m <sup>2</sup> )	X	X	X
Wasserdruck Stauziel (573,55 mNN)		X	
Wasserdruck Absenkziel (561,70 mNN)	X		
Bauzustand (Reservoir leer)			X

P... permanent

T... temporär

Hinsichtlich böschungsp parallelen Gleitens wurden die in Tabelle 8 dargestellten Lastfälle untersucht. Die Teilsicherheitsbeiwerte wurden abhängig von der Bemessungssituation berücksichtigt. Neben den Gleitkreisberechnungen in der Software GeoStudio [S1] (Gleitkreiseverfahren nach Morgenstern-Price) wurden auch analytische Berechnung zur Ergebnisverifizierung für die ständigen Bemessungssituation ausgeführt. Der „Gleitkreis“ wurde entlang der schwächsten Kontaktfuge definiert (Fuge zwischen der Tonbetondichtung und der GTD).

Tabelle 8: Bemessungssituationen, Grenzzustand der Tragfähigkeit, böschungsparallele Gleiten

Einwirkungen	Bemessungssituationen	
	BS-P (wasserseitig)	BS-T (wasserseitig)
<b>Ständige</b>		
Eigengewicht	X	X
<b>Veränderliche</b>		
Verkehrslast Dammkrone (SLW 30=16,7 kN/m <sup>2</sup> )	X	
Verkehrslast Böschung (BW 213=22,8 kN/m <sup>2</sup> )		X
Wasserdruck Absenziel (561,70 mNN)	X	
Bauzustand (Reservoir leer)		X
Schneelast (2 kN/m <sup>2</sup> )	X	

P... permanent

T... temporär

### 2.2.3 Berechnungsergebnisse

Die Berechnungsergebnisse der Stabilitätsberechnung der Dammböschungen zeigen, dass die erforderlichen Sicherheiten für einen ausreichend stabilen Damm gegeben sind (siehe Tabelle 9 bzw. folgende Abbildungen).

Tabelle 9: Berechnungsergebnisse Stabilitätsberechnungen der Dammböschungen, globale Böschungstabilität

Schnitt	Bemessungssituationen		
	BS-P1 (wasserseitig)	BS-P2 (luftseitig)	BS-T (wasserseitig)
0+360 km	DoU=0,93	DoU=0,97	DoU=0,86
0+800 km	DoU=0,92	DoU=0,96	DoU=0,85
1+450 km	DoU=0,93	DoU=0,97	DoU=0,87

DoU – Degree of Utilisation (Ausnutzungsgrad)

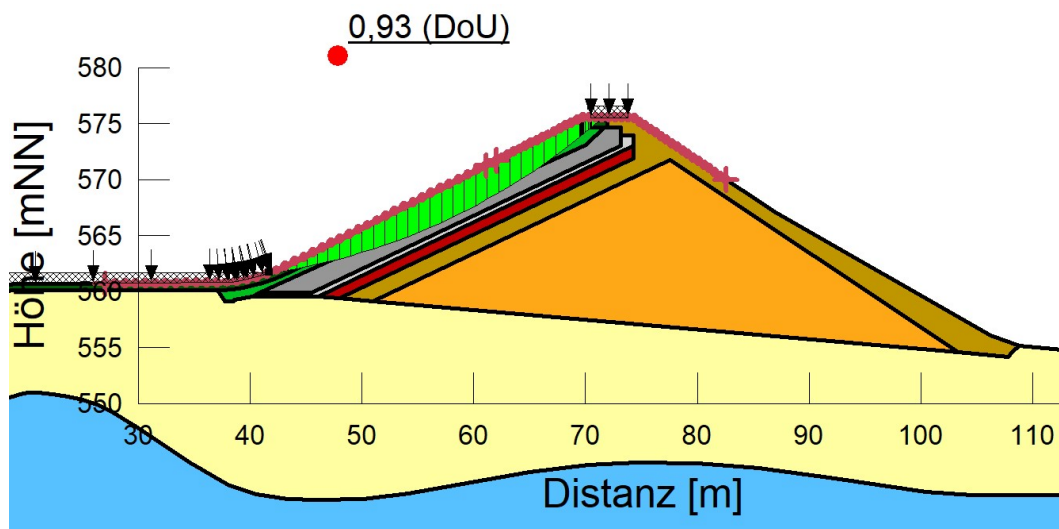


Abbildung 8: Schnitt 0+360 km, BS-P1, globale Böschungstabilität

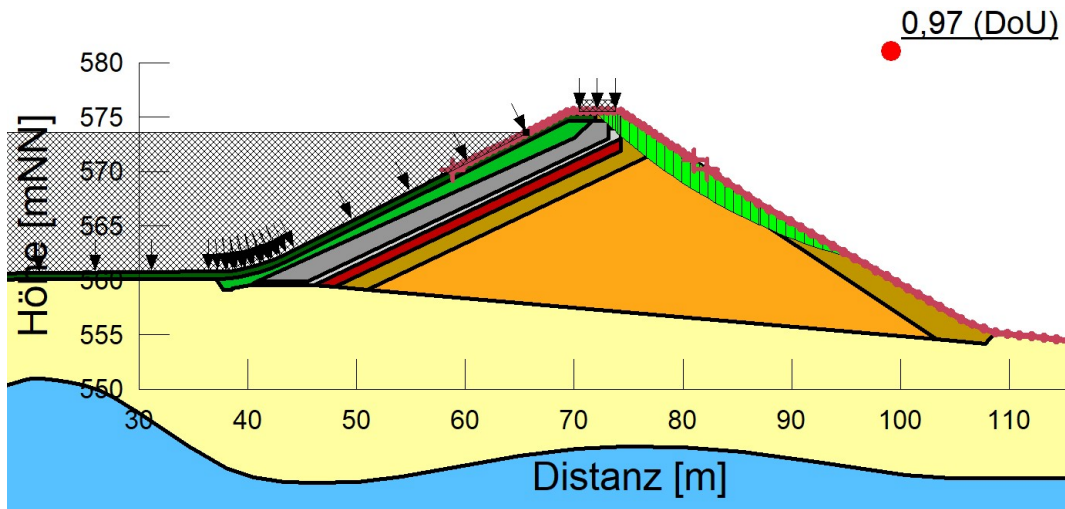


Abbildung 9: Schnitt 0+360 km, BS-P2, globale Böschungsstabilität

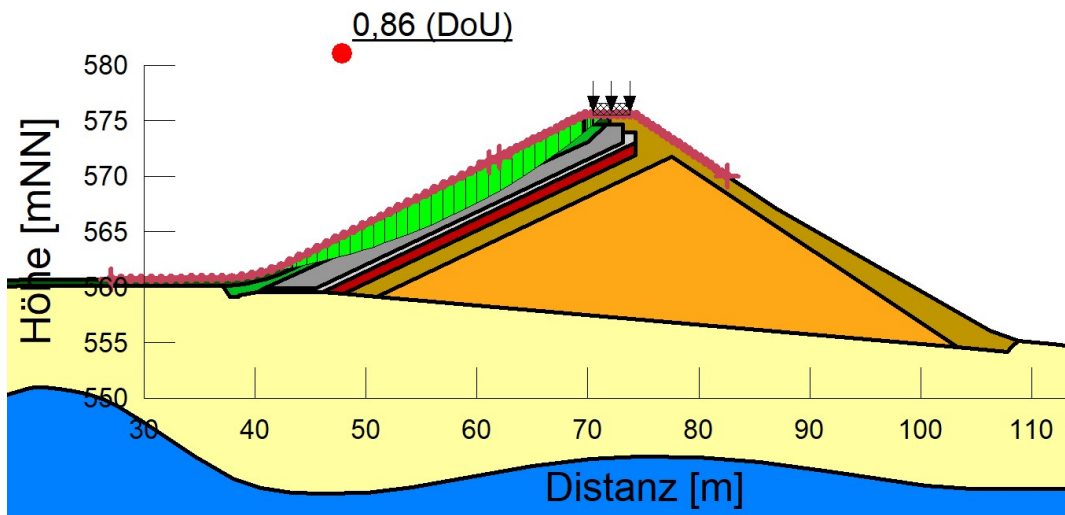


Abbildung 10: Schnitt 0+360 km, BS-T, globale Böschungsstabilität

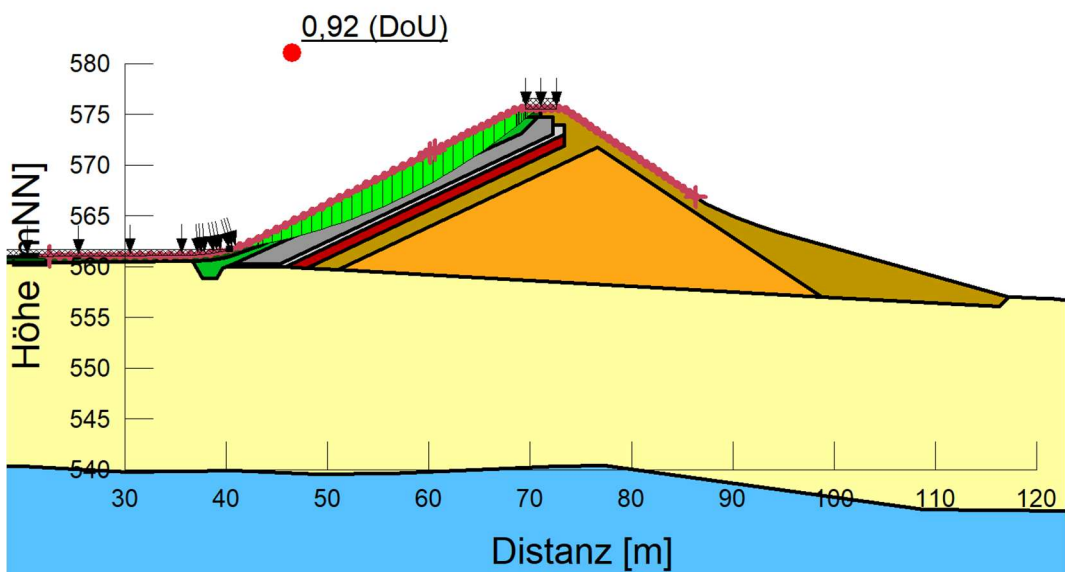


Abbildung 11: Schnitt 0+800 km, BS-P1, globale Böschungsstabilität

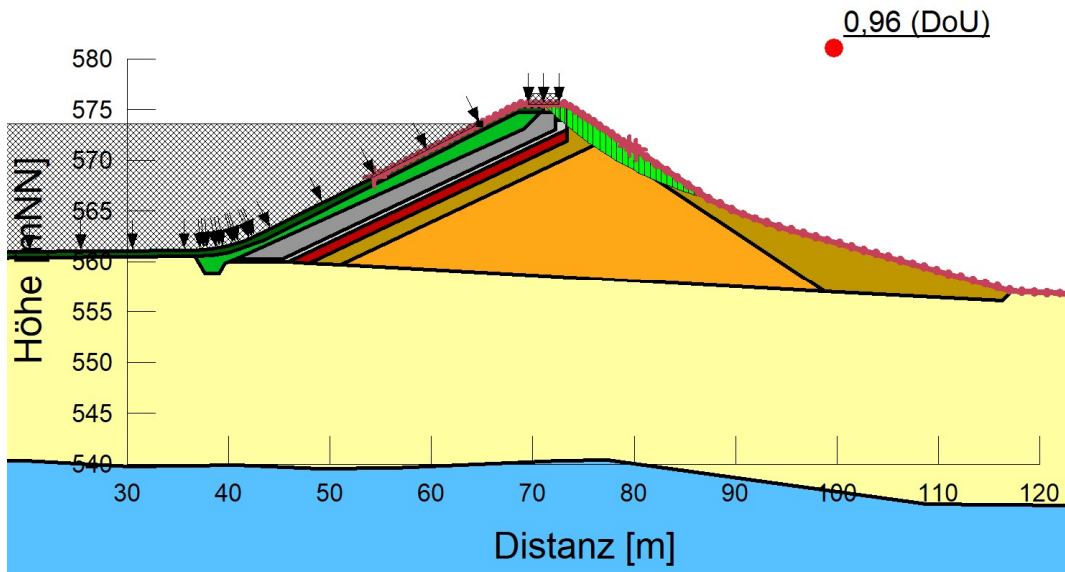


Abbildung 12: Schnitt 0+800 km, BS-P2, globale Böschungsstabilität

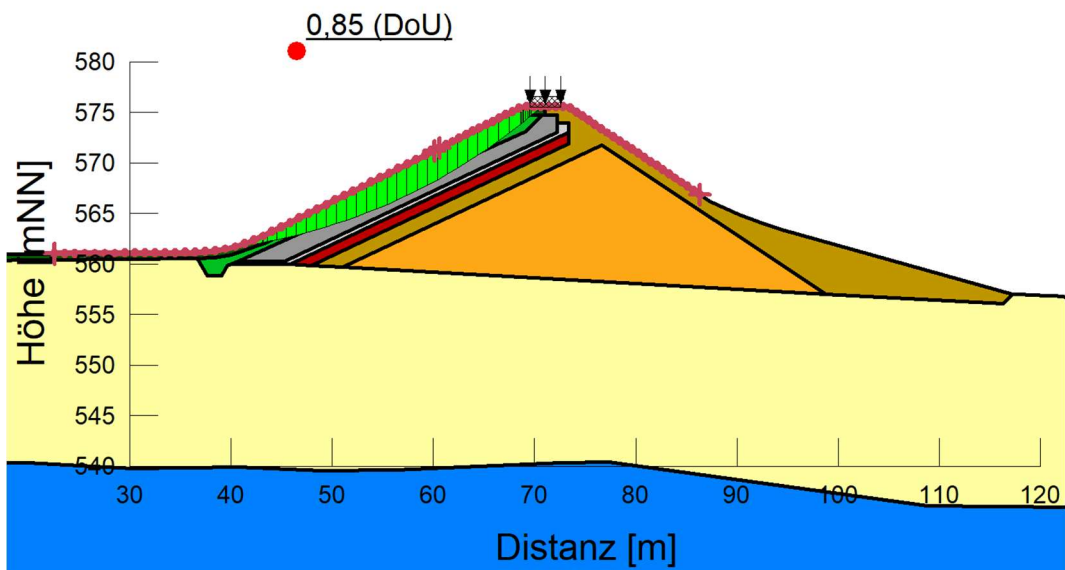


Abbildung 13: Schnitt 0+800 km, BS-T, globale Böschungsstabilität

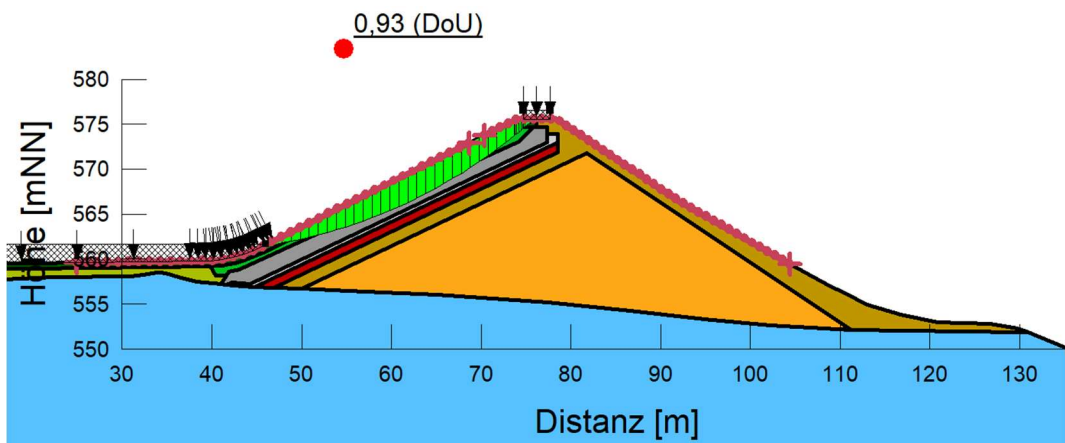


Abbildung 14: Schnitt 1+450 km, BS-P1, globale Böschungsstabilität

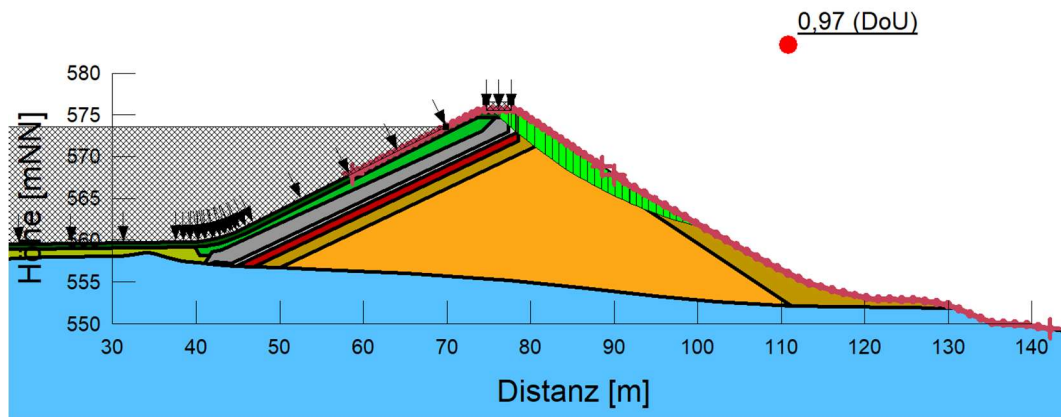


Abbildung 15: Schnitt 1+450 km, BS-P2, globale Böschungsstabilität

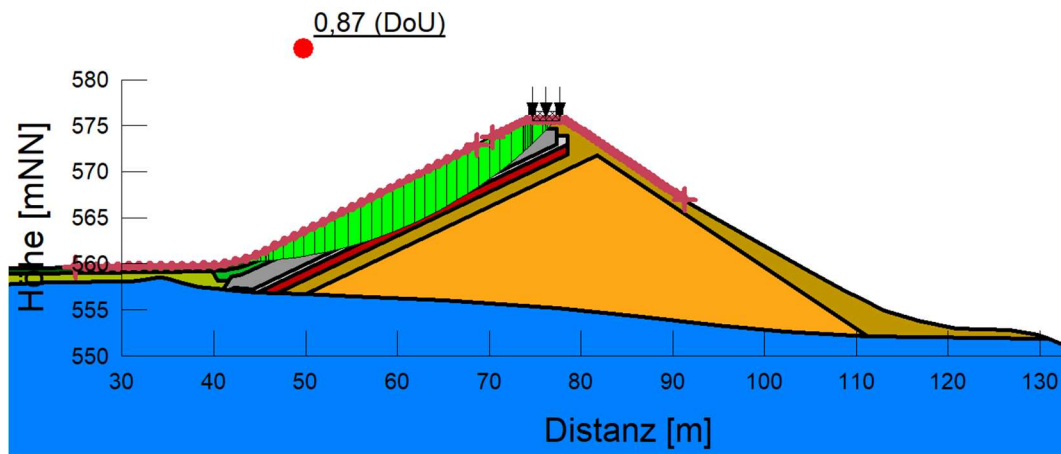


Abbildung 16: Schnitt 1+450 km, BS-T, globale Böschungsstabilität

Die folgenden Ergebnisse/Abbildungen zeigen, dass die Nachweise böschungparallelen Gleitens entlang der schwächsten Kontaktfuge (Fuge zwischen der Sekundärdichtung und der Tonbetondichtung) mit ausreichender Sicherheit erfüllt sind. Es ist darauf hinzuweisen, dass der Kontaktreibungswinkel zwischen der Sekundärdichtung (z. B. NaBento RL-N) und dem Tonbeton mit  $31^\circ$  eine Annahme auf Grundlage vergleichbarer Anwendungen darstellt. Während der Ausführung ist sicherzustellen, dass die Bemessungsannahmen erfüllt sind. Hierzu wird die Ausführung eines Großrahmenscherversuchs empfohlen. Für den Fall dass der angenommene Wert nicht erreicht werden kann, besteht die Möglichkeit das geringfügige Scherfestigkeitsdefizit in der Fuge durch Anwendung von Antigleitbewehrung auszugleichen.

Die ständige Bemessungssituation, welche mit der Software GeoStudio [S1] (Gleitkreisverfahren nach Morgenstern-Price) analysiert wurde, konnte auch durch den analytischen Ansatz bestätigt und verifiziert werden.

Tabelle 10 bzw. die darauffolgenden Abbildungen zeigen die Ergebnisse der Berechnung mittels der Software GeoStudio [S1] (Gleitkreisverfahren nach Morgenstern-Price).

Tabelle 10: Berechnungsergebnisse Stabilitätsberechnungen Dammböschungen, böschungsparalleles Gleiten

Schnitt	Bemessungssituationen	
	BS-P (wasserseitig)	BS-T (wasserseitig)
0+360 km	DoU=0,97	DoU=0,58 (1/3 der Dammböschung) DoU=0,79 (2/3 der Dammböschung) DoU=0,89 (Bauendzustand)

DoU – Degree of Utilisation (Ausnutzungsgrad)

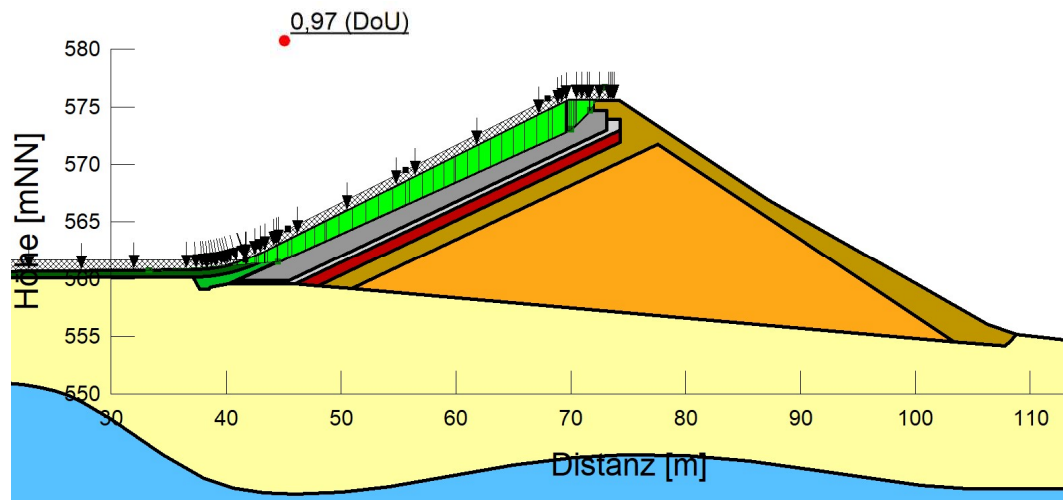


Abbildung 17: Schnitt 0+360 km, BS-P, böschungsparallele Gleiten

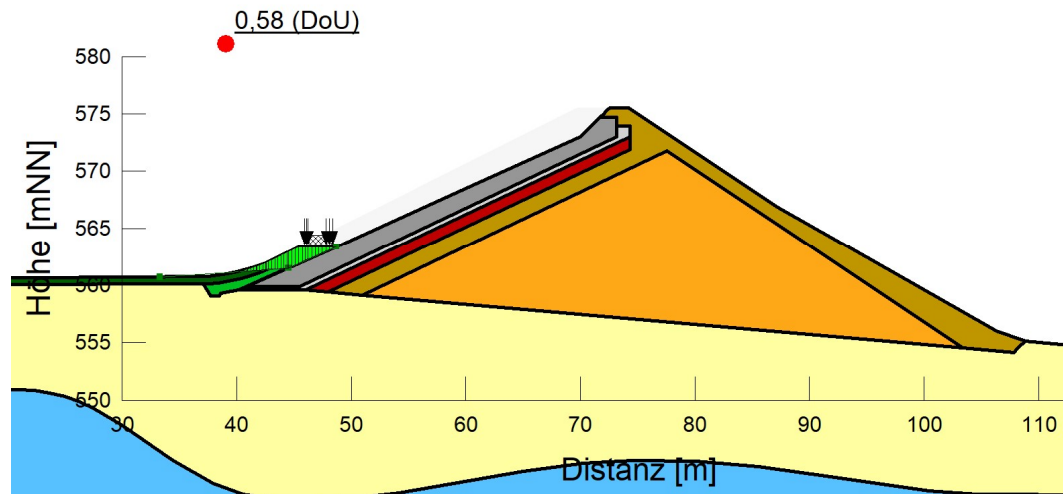


Abbildung 18: Schnitt 0+360 km, BS-T, böschungsparallele Gleiten (1/3 der Dammböschung)



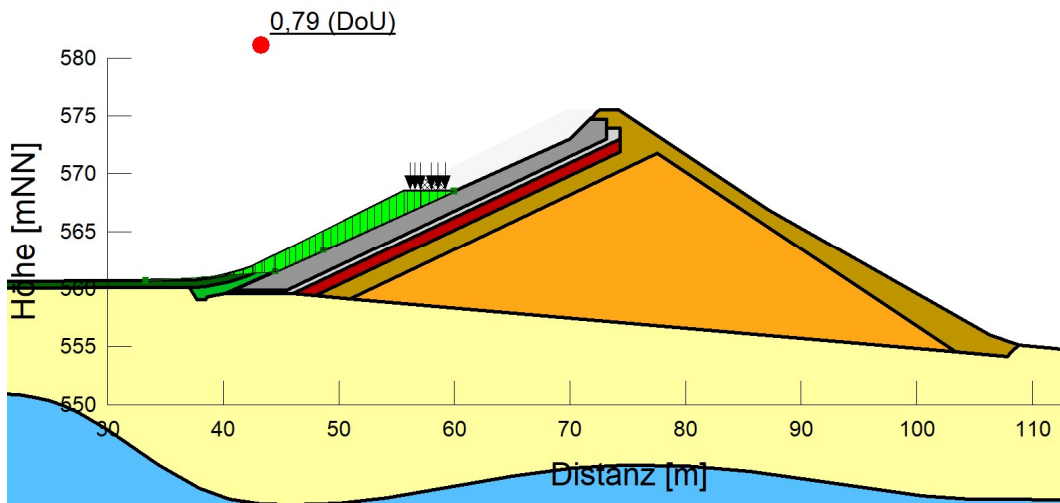


Abbildung 19: Schnitt 0+360 km, BS-T, böschungparallele Gleiten (2/3 der Dammböschung)

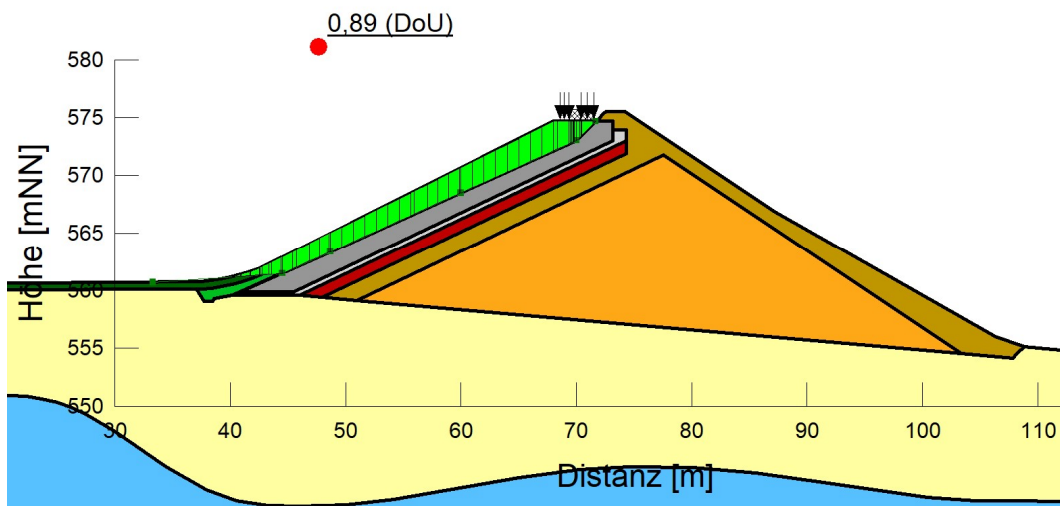


Abbildung 20: Schnitt 0+360 km, BS-T, böschungparallele Gleiten (Bauendzustand)

Tabelle 11 zeigt die analytische Berechnung.

Tabelle 11: Berechnungsergebnisse Stabilitätsberechnungen Dammböschungen, böschungsparallele Gleiten – analytischer Ansatz

Standsicherheitsnachweis gegen böschungsparalleles Gleiten			
DWA-M 542 (07.2017), EBGEO (04.2010) und GDA Empfehlung E 2-7 (08.2015)			
<b>Geometrie</b>			
Böschung 1V:2,2H			
$\beta$ [°]	24,4	Böschungswinkel	
L [m]	30	Böschungslänge	
<b>Materialparameter</b>			
Flächenfilter - als standsicher angenommen			
$\gamma_H$ [kN/m <sup>3</sup> ]	21,5		
$d_H$ [m]	0,5		
Steinschüttung - als standsicher angenommen			
$\gamma_R$ [kN/m <sup>3</sup> ]	21,5		
$d_R$ [m]	1		
<b>Scherparameter in den Gleitfugen</b>			
Steinschüttung gegen Sekundärdichtung (z.B. NaBento RL-N)			
$\delta_R$ [°]	32		
$a_R$ [kPa]	0		
Langzeit-Ersatzreibungswinkel der innerern Scherfestigkeit der Sekundärdichtung (z.B. NaBento RL-N)			
$\delta_{GTDi}$ [°]	37,2	LAGA Zulassung	
$a_{GTDi}$ [kPa]	0		
Sekundärdichtung (z.B. NaBento RL-N) gegen Tonbeton			
$\delta_T$ [°]	31		
$a_T$ [kPa]	0		
Maßgebende Scherparameter			
$\delta_{krit} := \delta_T$ [°]	31	Annahme - Großnahmensherversuche mit tatsächlich eingesetzten Komponenten empfohlen	
$a_{krit} := a_T$ [kPa]	0		
<b>Gleitsicherheit gemäß GDA Empfehlung (E 2-7: Nachweis der Gleitsicherheit von Abdichtungssystemen) in der maßgebenden Kontaktfläche</b>			
p [kPa]	2	Schneelast (Zone 2, ≈ 569 mNN)	
<b>Teilsicherheitsfaktoren</b>			
$\gamma_G$	1	Teilsicherheitsbeiwert für ständige Lasten	
$\gamma_Q$	1,3	Teilsicherheitsbeiwert für veränderliche Lasten	
$\gamma_\delta$	1,3	Teilsicherheitsbeiwert für Reibung	
$\gamma_a$	1,3	Teilsicherheitsbeiwert für Kohäsion/Adhäsion	
$R_d := \left[ (d_R \cdot \gamma_R + d_H \cdot \gamma_H) + p \right] \cdot \frac{\tan(\delta_{krit})}{\gamma_\delta} \cdot L$ $S_d := \left[ (d_R \cdot \gamma_R + d_H \cdot \gamma_H) \cdot \gamma_G + d_w \cdot \gamma_w \cdot \gamma_G + p \cdot \gamma_Q \right] \cdot \tan(\beta) \cdot L$			
$R_d$ [kN/m]	474,91		
$S_d$ [kN/m]	474,26		
$S_d < R_d$	<b>Nachweis erfüllt</b>		

Wie auf den Plänen ersichtlich (e.g. siehe HAP-OB-040 - 042 [P2]), wird die Sekundärdichtung (z. B. NaBento RL-N) an der Dammkrone in einem Graben eingelegt bzw. verankert. Abbildung 21 zeigt die auszuführende Überlappung der Sekundärdichtung am Übergang Böschung zu Beckensohle (PVC-Verbundstoff). Die Bahnen werden in der Draufsicht (vertikaler Einbau) überlappend ausgeführt. Der Bahnüberlappungsbereich (25-50cm vertikal) wird mittels Bentonitpulver/Bentonitpaste gedichtet.

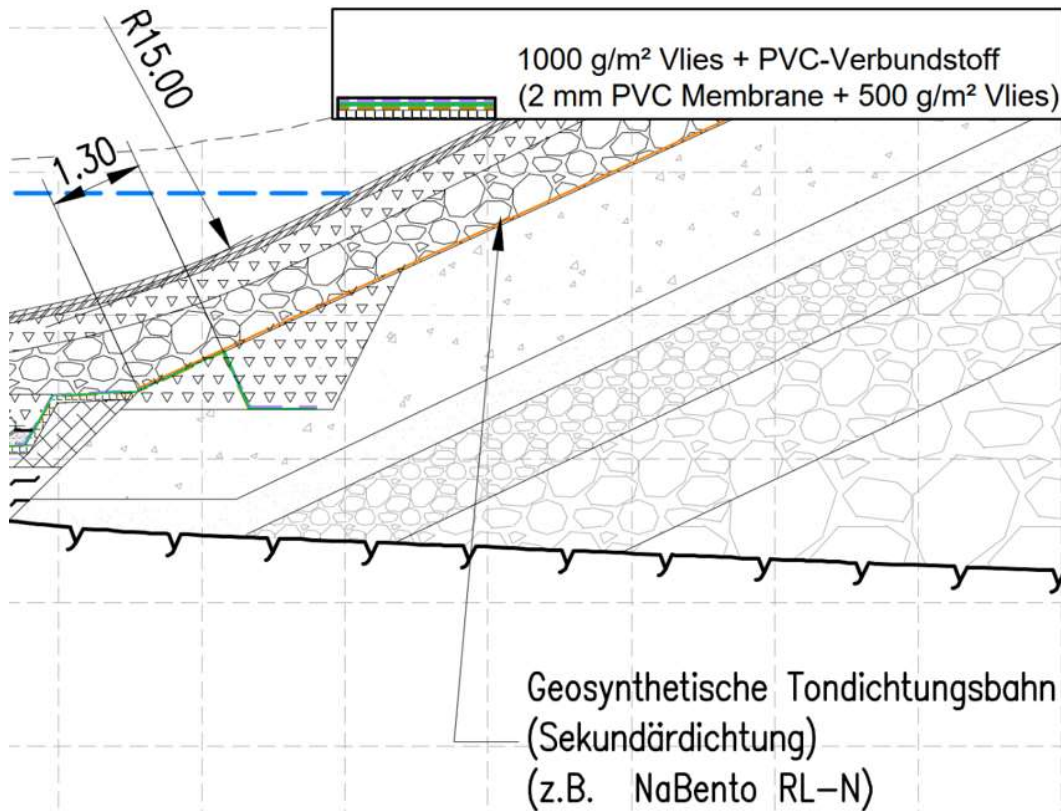


Abbildung 21: Überlappender Übergang zwischen der geosynthetischen Tondichtungsbahn und des PVC-Verbundstoffs am Dammfuß (Auszug aus [P2])

### 2.3 Verformungsberechnungen (Schwächezone im Fels in der Dammaufstandsfläche)

Wie in Abschnitt 1 erläutert wurde im Bestandsprojekt eine Tonbetondichtung an den Dämmen bzw. eine Lehmdichtung in der Beckensohle ausgeführt. Es wird angenommen, dass die Tonbetondichtung tendenziell nicht ausreichend duktil war um beim Einstau auftretende Verformungen/Setzungen schadlos aufzunehmen. Daher wird davon ausgegangen dass durch die Verformungen die Dichtung undicht wurde (primärer Schadensmechanismus). Im Bereich von Schäden (undichte Stellen) an der Tonbetondichtung konnte das durch Druck beaufschlagte Wasser in den Untergrund eindringen und somit durch das Ausspülen von Feinteilen (in z. B. Karsthohlräume) eine progressive Untergrunderosion verursachen (sekundärer Schadensmechanismus).

Der Sanierungsansatz basiert auf einem kontrolliertem zweischaligen Oberflächendichtungssystem. Dieses System soll erneute Wasserzutritte aus dem Speicher in den Untergrund verhindern und unterbindet somit den zuvor beschriebenen Sekundärschadensmechanismus (Erosionsschadenmechanismus). Im Nahbereich der Beckensohle wurden keine natürlichen Grundwasserbewegungen festgestellt die eine Erosion hervorrufen würden (vgl. HAP-OB-001 [B6]).

Es wird davon ausgegangen, dass in der Versturzzone selbst nur bedingt latente Hohlräume vorhanden sind. Um eventuell noch vorhandene Hohlräume im Bereich der Versturzzone

unterhalb des wasserseitigen Dammfußes zu detektieren, werden in der Bauphase zusätzliche Erkundungen (Vollbohrungen) in einem Abstand von 10 m und mit einer Tiefe von maximal 20 m entlang der Dämme ausgeführt (vgl. HAP-OB-070 - 071 [P3]). Eventuell angetroffene Hohlräume werden mittels Injektionen (mit geringem Druck) verfüllt und das Bohrlochraster wird gegebenenfalls entsprechend stufenweise verringert („split spacing“). Weiters wird entlang der wasserseitigen Dammböschung, im Bereich der Versturzone, eine Verformungsmessung mittels Lichtwellenleiter bzw. Setzungsmessinstrumenten installiert. Die Details können auf dazugehörigen Plänen (siehe HAP-OB-070 - 071 [P3]) eingesehen werden.

Aufgrund der langen Betriebszeit und der Tatsache, dass sich der Untergrund unterhalb der Dämme im gleichen Spannungszustand befand, wird das Versagensmechanismus Verbruch aufgrund von instabilen Felshohlräumen als unwahrscheinlich eingestuft. Nichtsdestotrotz, wurde in den Übergangsbereichen, in denen die Felsoberfläche auftaucht, bzw. der Damm auf Fels gegründet ist, ein Versagensmechanismus (Erdfall bzw. Schwächezone im Fels) ähnlich der Planfeststellung 2015 untersucht. Basierend auf den angeführten Überlegungen bzw. der durchgeführten Analysen ist keine weitere Untergrundverbesserung (neben den Injektionen zur Hohlraumverfüllung im Bereich der Versturzone) in der Dammaufstandsfläche geplant.

Mittels 2D Finite Elemente Analysen (FEA - Software GeoStudio [S1]) wurden die Auswirkungen eventueller Schwächezonen im Fels (Karsthohlräume, etc.) untersucht. Diese Analyse fokussiert sich auf Bereiche in denen der Fels im Bereich der Versturzonwandungen an die Oberfläche tritt. Anzumerken ist, dass die Ergebnisse nur als Grundlage für eine konstruktive/ingenieurmäßige Lösung aufgrund der Limitierungen der FEA gesehen werden können. Die Interpretation der Ergebnisse erfolgte über einen „Massenausgleich“ und nicht über absolute Verformungen. Die Ergebnisse zeigen, dass es zu keiner vollständigen Plastifizierung der „Felsbrücken“ kommt. Somit können Verbrücke als „unwahrscheinlich“ bewertet werden. Nichtsdestotrotz wurde basieren auf dem „Massenausgleich“ und Durchmesser vom Trichter an der Dichtungsebene der Durchhang, bzw. der Gradient an der Dichtungsebene ermittelt. Als Kriterium wurde der zulässiger Gradient für das Primärdichtsystem herangezogen, welches mit entsprechenden Sicherheiten mit 0,16 festgelegt wurde (siehe EAAW und RAAW). Diesbezüglich wird festgelegt, dass sich die fertiggestellte Asphalt dichtsicht bei einem Setzungsmuldendurchmesser von 1m um 0,08m (Tiefpunkt der Setzungsmulde, siehe Abbildung 22) ohne undicht zu werden verformen können muss (Nachzuweisen bei  $10 \pm 5^\circ\text{C}$ ). Sollte widererwarten die Asphalt dichtsicht nicht die entsprechenden Verformungsanforderungen erreichen (nachzuweisen in Ausführungsphase), können Glasfasergewebeverstärkungen zwischen Asphaltbinder und Asphalt dichtsicht vorgesehen werden.

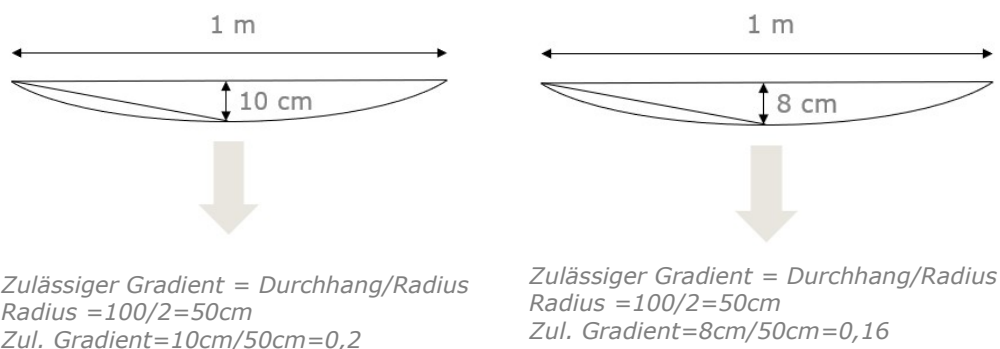


Abbildung 22: Maximale Verformung der Asphaltoberflächendichtung (links EAAW bei  $20 \pm 5^\circ\text{C}$ ; rechts Projektanforderung bei  $10 \pm 5^\circ\text{C}$ )

Die Sekundärdichtung (GTD) verträgt größere Dehnungen ohne dabei die dichtende Wirkung zu verlieren und ist damit nicht maßgebend. Gemäß Herstellerangaben (Fa. Huesker) ist bzgl. der Dichtheit der GTD das Kriterium 10% Längsdehnung gültig.

Es wurde 5 unterschiedliche Fälle analysiert:

- Fall 1 – wasserseitiger Dammfuß, Schwächezone in Aufstandsfläche,  $D_{\text{Schwächezone}}=1$  m (Halbkreis)
- Fall 2 – wasserseitiger Dammfuß, Tiefe 5 m,  $D_{\text{Schwächezone}}=2$  m (Kreis)
- Fall 3 – wasserseitiger Dammfuß, Tiefe 10 m,  $D_{\text{Schwächezone}}=4$  m (Kreis)
- Fall 4 – 20 m vom wasserseitigen Dammfuß entfernt, Schwächezone in Aufstandsfläche,  $D_{\text{Schwächezone}}=4$  m (Halbkreis)
- Fall 5 – 20 m vom wasserseitigen Dammfuß entfernt (15 m unterhalb der Oberkante Tonbetondichtung), Schwächezone in Aufstandsfläche,  $D_{\text{Schwächezone}}=8$  m (Kreis)

In den unterliegenden Auswertungen (Graphen, Abbildungen, Tabellen) wurde für die Ermittlung der Spannungen jeweils der Bauendzustand und darauffolgender Einstau bis zum Stauziel (vor dem Verbruch) mitmodelliert. Die Verformungsbilder und Verformungswerte stellen aber die Werte nur durch den Verbruch dar (exklusive Bauendzustand und Einstau) da diese Betrachtung auf der konservativen Seite liegt (geringerer Durchmesser vom Trichter auf der Dichtungsebene, als mit Einstau). Die Verformungen aufgrund des Bauendzustandes wurden exkludiert da diese während des Bauablaufes ausgeglichen werden.

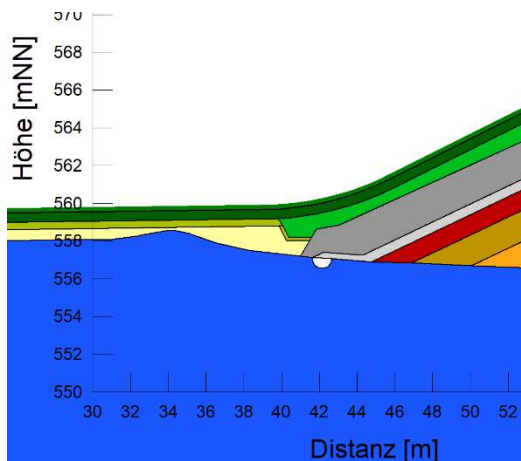


Abbildung 23: Fall 1– wasserseitiger Dammfuß, Schwächezone in Aufstandsfläche,  $D_{\text{Schwächezone}}=1$  m (Halbkreis)

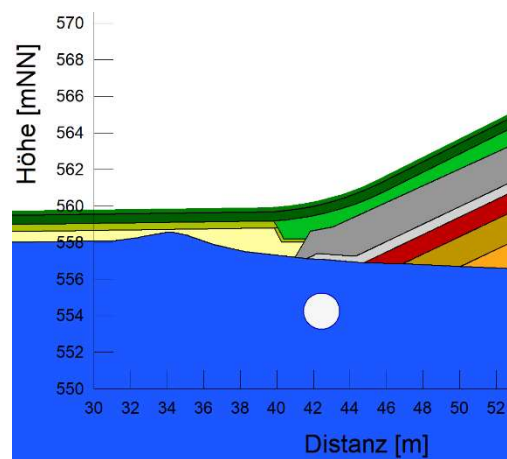


Abbildung 24: Fall 2 – wasserseitiger Dammfuß, Tiefe 5 m,  $D_{\text{Schwächezone}}=2$  m (Kreis)

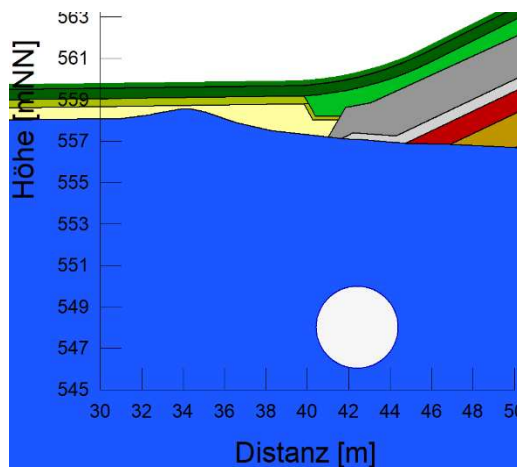


Abbildung 25: Fall 3 – wasserseitiger Dammfuß, Tiefe 10 m,  $D_{\text{Schwächezone}}=4$  m (Kreis)

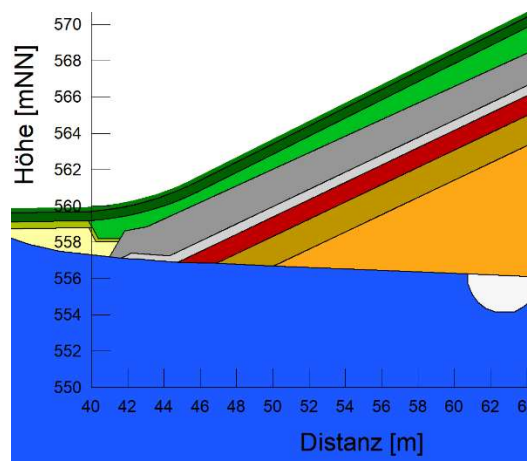


Abbildung 26: Fall 4 – 20 m vom wasserseitigen Dammfuß entfernt, Schwächezone in Aufstandsfläche,  $D_{\text{Schwächezone}}=4$  m (Halbkreis)

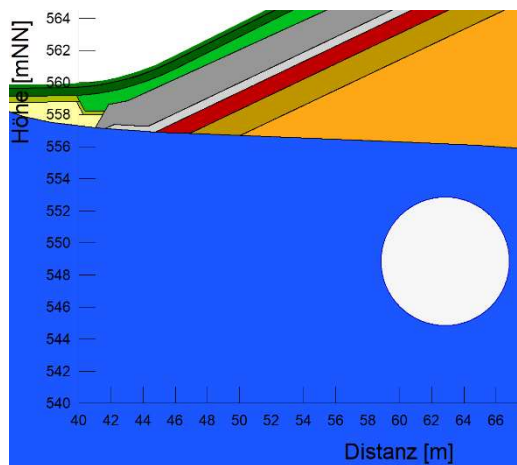


Abbildung 27: Fall 5 - 20 m vom wasserseitigen Dammfuß entfernt (15 m unterhalb der Oberkante Tonbetondichtung), Schwächezone in Aufstandsfläche,  $D_{\text{Schwächezone}}=8$  m (Kreis)

In Abbildung 28 wurden Verformungen entlang der Primär- und Sekundärdichtung für die untersuchten Fälle dargestellt. Die folgenden Verformungsbilder wurden so dargestellt, dass die Gradientenänderungen (Verformungen) gut ersichtlich sind.

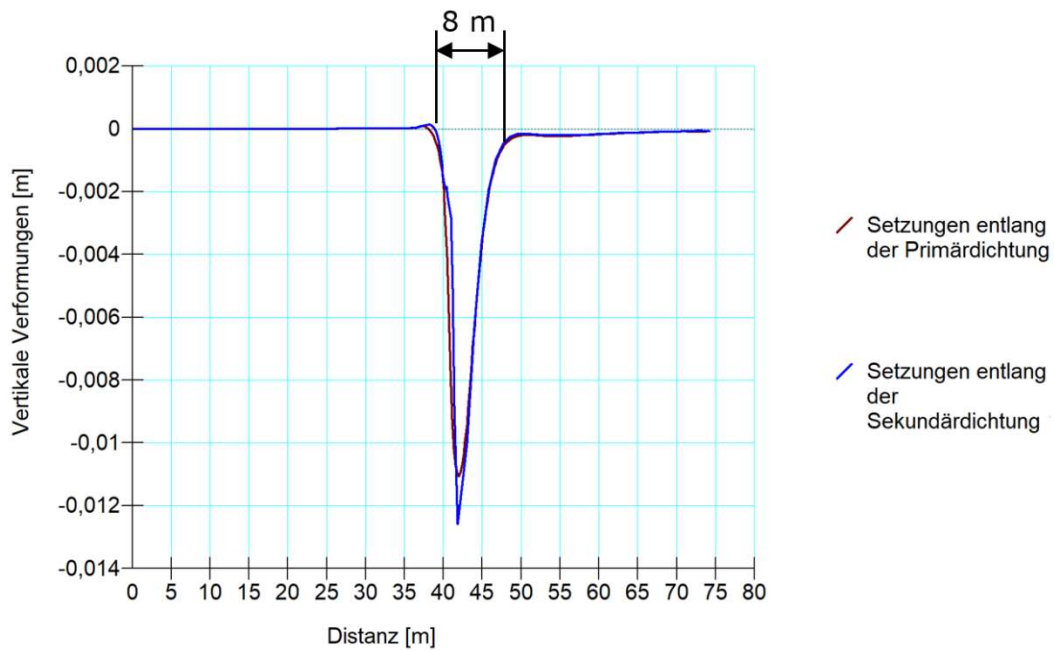


Abbildung 28: Fall 1 - Vertikale Verformungen entlang der Primär- (AOD) und Sekundärdichtung (GTD), Verbrauch (exkl. Bauendzustand und Einstau)

Tabelle 12: Fall 1 - Gradient Dichtungsebene basierend auf dem Massenausgleich

Durchmesser Trichter Dichtungsebene [m]	Fläche Hohlraum [m <sup>2</sup> ]	Durchhang Trichter Dichtungsebene (Massenausgleich) [m]	Gradient Dichtungsebene (Durchhang/Radius Trichter; errechnet versus Grenzwert)
8	0,39 (Halbkreis)	0,06	0,02 < 0,16

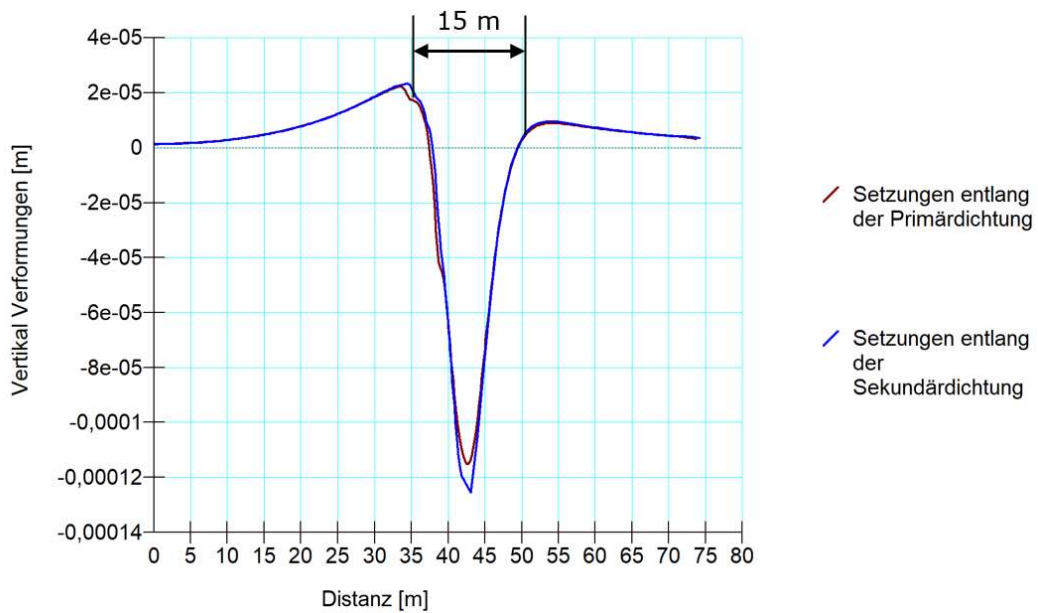


Abbildung 29: Fall 2 - Vertikale Verformungen entlang der Primär- (AOD) und Sekundärdichtung (GTD), Verbrauch (exkl. Bauendzustand und Einstau)

Tabelle 13: Fall 2 - Gradient Dichtungsebene basierend auf dem Massenausgleich

Durchmesser Trichter Dichtungsebene [m]	Fläche Hohlraum [m <sup>2</sup> ]	Durchhang Trichter Dichtungsebene (Massenausgleich) [m]	Gradient Dichtungsebene (Durchhang/Radius Trichter; errechnet versus Grenzwert)
15	3,14 (Kreis)	0,27	0,04 < 0,16



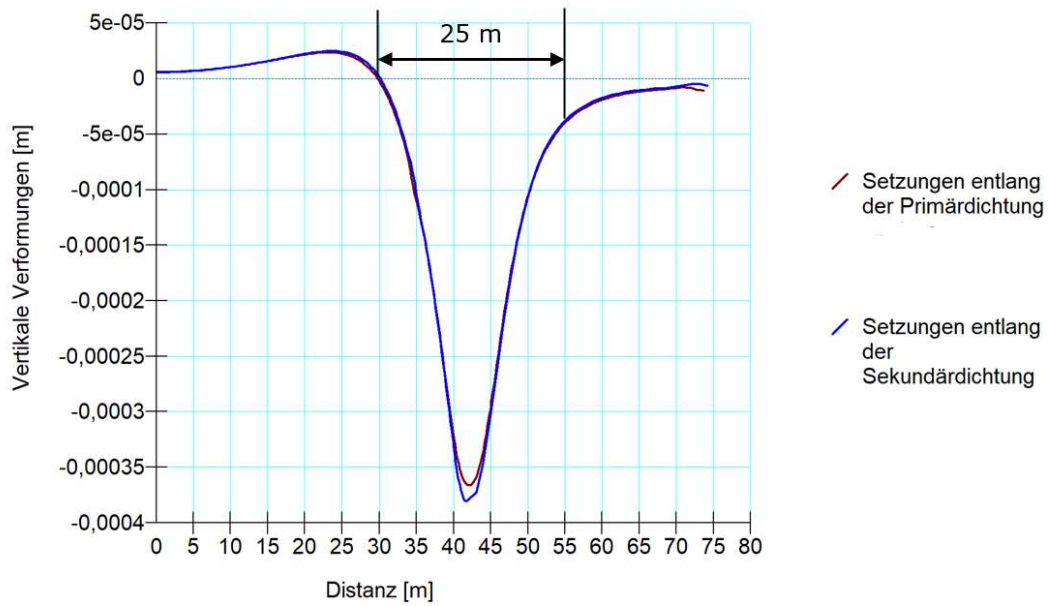


Abbildung 30: Fall 3 - Vertikale Verformungen entlang der Primär- (AOD) und Sekundärdichtung (GTD), Verbrauch (exkl. Bauendzustand und Einstau)

Tabelle 14: Fall 3 - Gradient Dichtungsebene basierend auf dem Massenausgleich

Durchmesser Trichter Dichtungsebene [m]	Fläche Hohlraum [m <sup>2</sup> ]	Durchhang Trichter Dichtungsebene (Massenausgleich) [m]	Gradient Dichtungsebene (Durchhang/Radius Trichter; errechnet versus Grenzwert)
25	12,56 (Kreis)	0,64	0,05 < 0,16

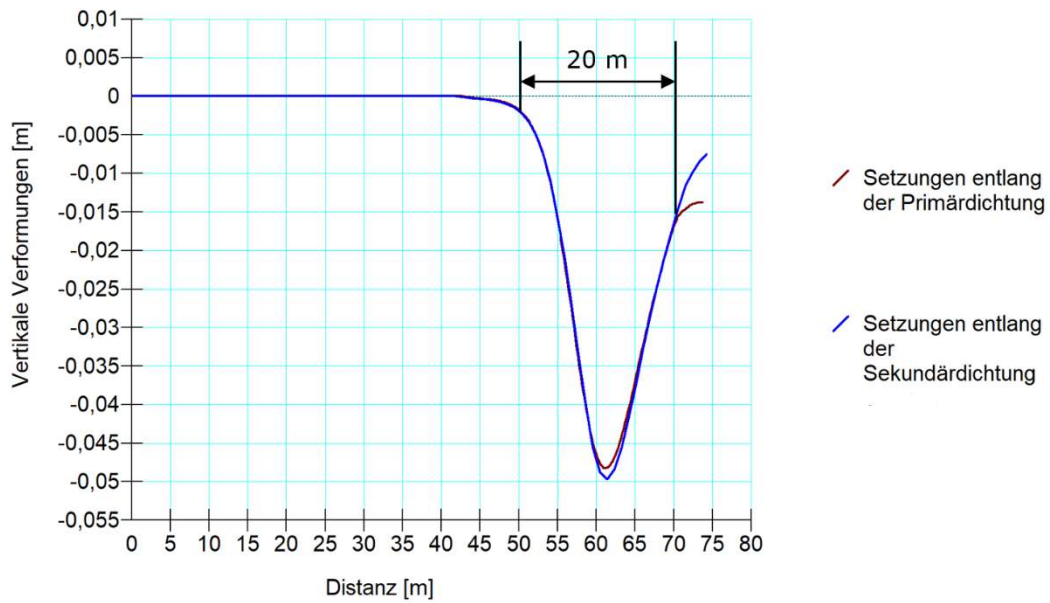


Abbildung 31: Fall 4 - Vertikale Verformungen entlang der Primär- (AOD) und Sekundärdichtung (GTD), Verbrauch (exkl. Bauendzustand und Einstau)

Tabelle 15: Fall 4 - Gradient Dichtungsebene basierend auf dem Massenausgleich

Durchmesser Trichter Dichtungsebene [m]	Fläche Hohlraum [m <sup>2</sup> ]	Durchhang Trichter Dichtungsebene (Massenausgleich) [m]	Gradient Dichtungsebene (Durchhang/Radius Trichter; errechnet versus Grenzwert)
20	6,28 (Halbkreis)	0,4	0,04 < 0,16

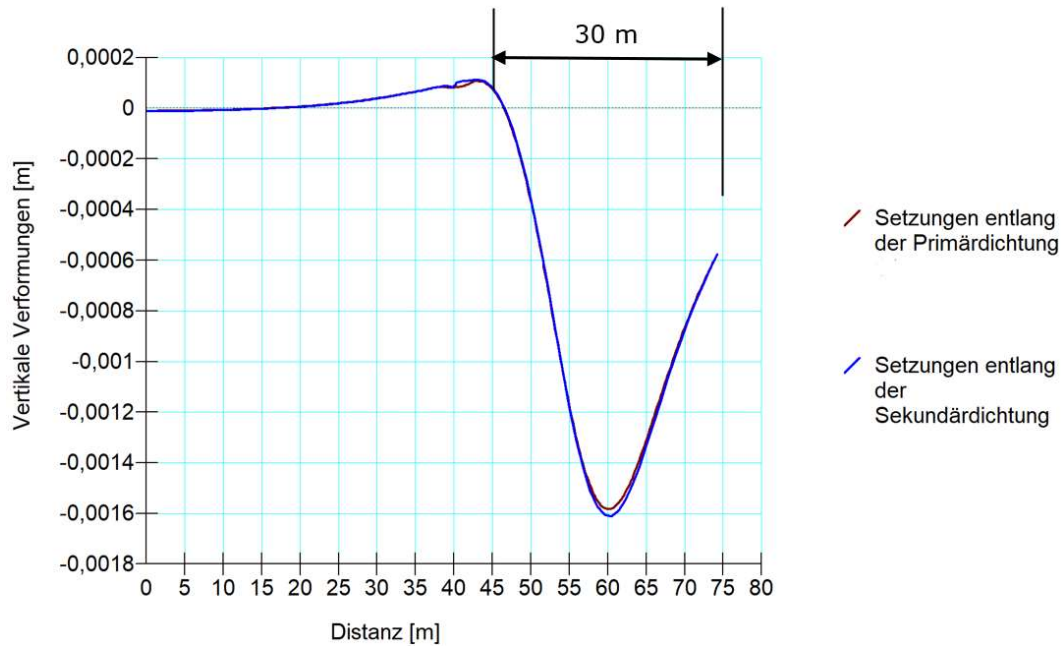


Abbildung 32: Fall 5 - Vertikale Verformungen entlang der Primär- (AOD) und Sekundärdichtung (GTD), Verbruch (exkl. Bauendzustand und Einstau)

Tabelle 16: Fall 5 - Gradient Dichtungsebene basierend auf dem Massenausgleich

Durchmesser Trichter Dichtungsebene [m]	Fläche Hohlraum [m <sup>2</sup> ]	Durchhang Trichter Dichtungsebene (Massenausgleich) [m]	Gradient Dichtungsebene (Durchhang/Radius Trichter; errechnet versus Grenzwert)
30	50,24 (Kreis)	2,13	0,14 < 0,16

Die folgenden Abbildungen zeigen, als ein weiteres Ergebnis der FEA, dass es zu keiner bzw. keiner vollständigen Plastifizierung (gelb markierte Bereiche) im Kalkstein oberhalb der angenommenen Karsthölräume kommt.

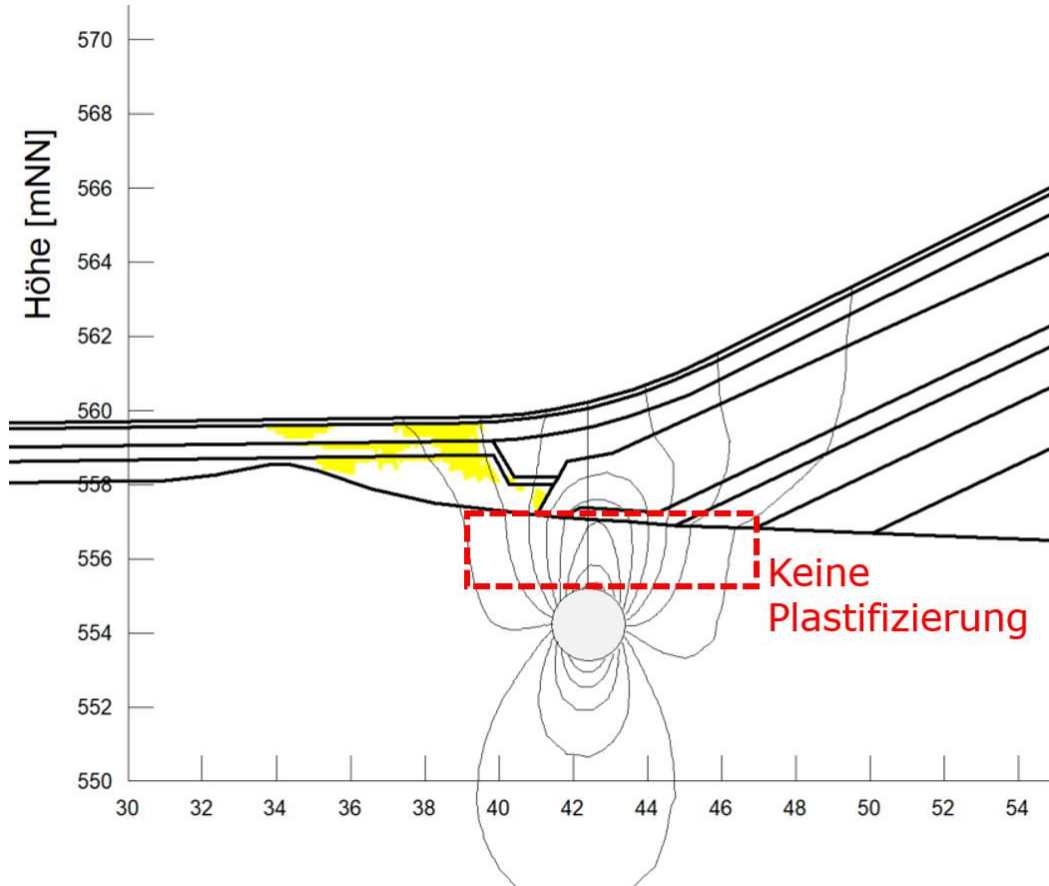


Abbildung 33: Fall 2 – plastische Zonen (gelb) – keine Plastifizierung im Kalkstein

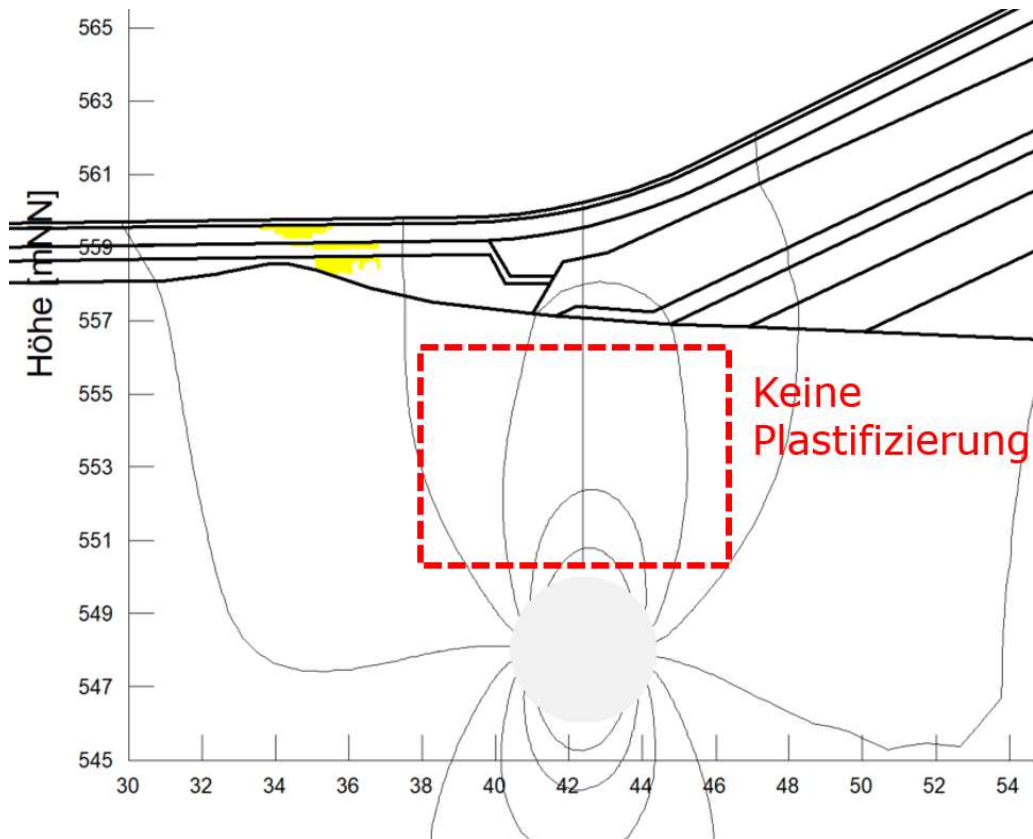


Abbildung 34: Fall 3 – plastische Zonen (gelb) – keine Plastifizierung im Kalkstein

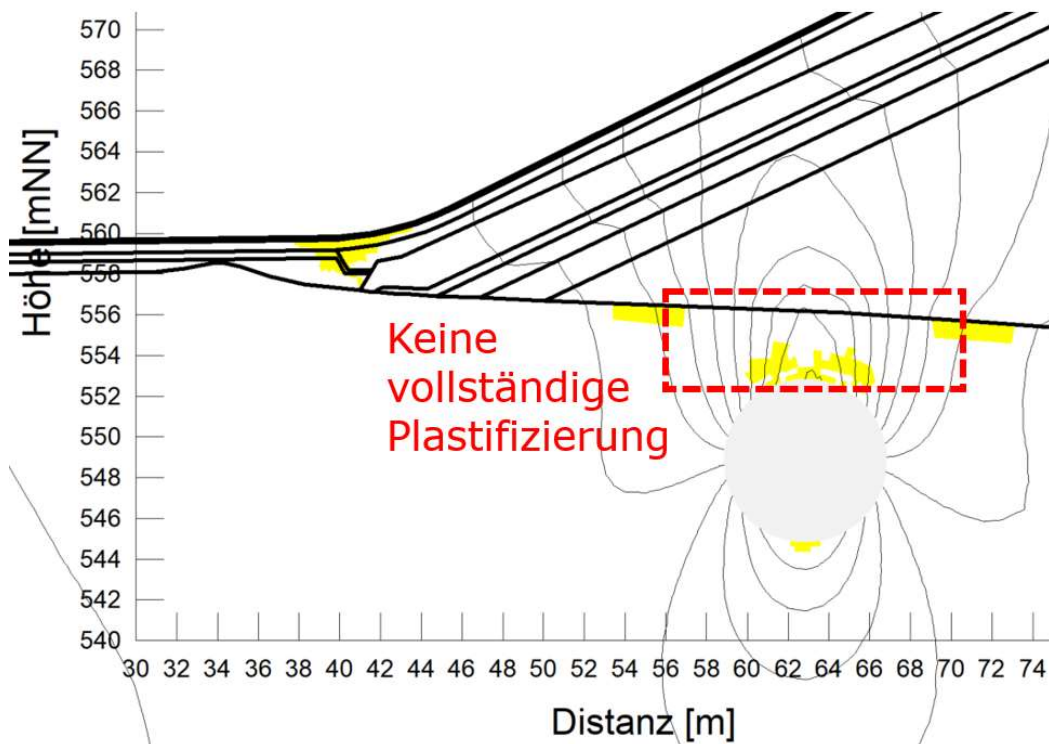


Abbildung 35: Fall 5 – plastische Zonen (gelb) – keine vollständige Plastifizierung im Kalkstein

## 2.4 Böschungsstabilität Dammaushub für Kontrollgangquerung (km 0+740)

Für die Herstellung des Kontrollganges muss eine offene Baugrube im Bereich km 0+740 hergestellt werden. In diesem Bereich ist geplant den gesamten Bestandsdamm abzutragen und nach der Herstellung des Kontrollgangs wieder lagenweise neu zu errichten. Für die Planung der Aushubgeometrie wurde mittels GeoStudio [S1] die Böschungsstabilität überprüft. Für die ausgeführten Berechnungen wurde das gleiche Nachweiskonzept, wie im Abschnitt 2.2.1 beschrieben, angewandt. Da es sich um einen Bauzustand handelt, wurde nur die temporäre Bemessungssituation untersucht und entsprechende Teilsicherheitsfaktoren wie in Tabelle 5 und Tabelle 6 angeführt berücksichtigt. Angewandte Materialparameter sind Abschnitt 2.1 zu entnehmen.

Abbildung 36 zeigt die untersuchte bzw. geplante Aushubgeometrie. Für die analysierten Lastfälle wurden mögliche Gleitkreiseintrittsbereiche bzw. Austrittsbereiche definiert (siehe rote Linien entlang der Baugrubenböschungen - von Abbildung 37 bis Abbildung 40). Der Bereich wurde so variiert um sowohl oberflächennahe als auch tiefliegende Gleitkreisversagensmechanismen zu untersuchen.

Die Berechnungsergebnisse zeigen, dass die erforderlichen Sicherheiten für einen ausreichend stabile Böschung gegeben sind (siehe Tabelle 17 bzw. folgende Abbildungen).

Tabelle 17: Berechnungsergebnisse Böschungsstabilität Dammaushub für Kontrollgangquerung

Definierte Gleitkreiseintrittsbereiche bzw. Austrittsbereiche	Bemessungssituationen
	BS-T (Bauzustand)
Erste Berme + global	DoU=1,0
Zweite Berme + global	DoU=0,8
Dritte Berme + global	DoU=0,9
Vierte Berme + global	DoU=0,4
Fünfte Berme + global	DoU=0,3

DoU – Degree of Utilisation (Ausnutzungsgrad)

Für den Aushub im Bereich km 0+020 wird orografisch rechts ist eine vergleichbare Aushubgeometrie vorgesehen. Orografisch links wird die Baugrube durch das Einlaufbauwerk begrenzt.

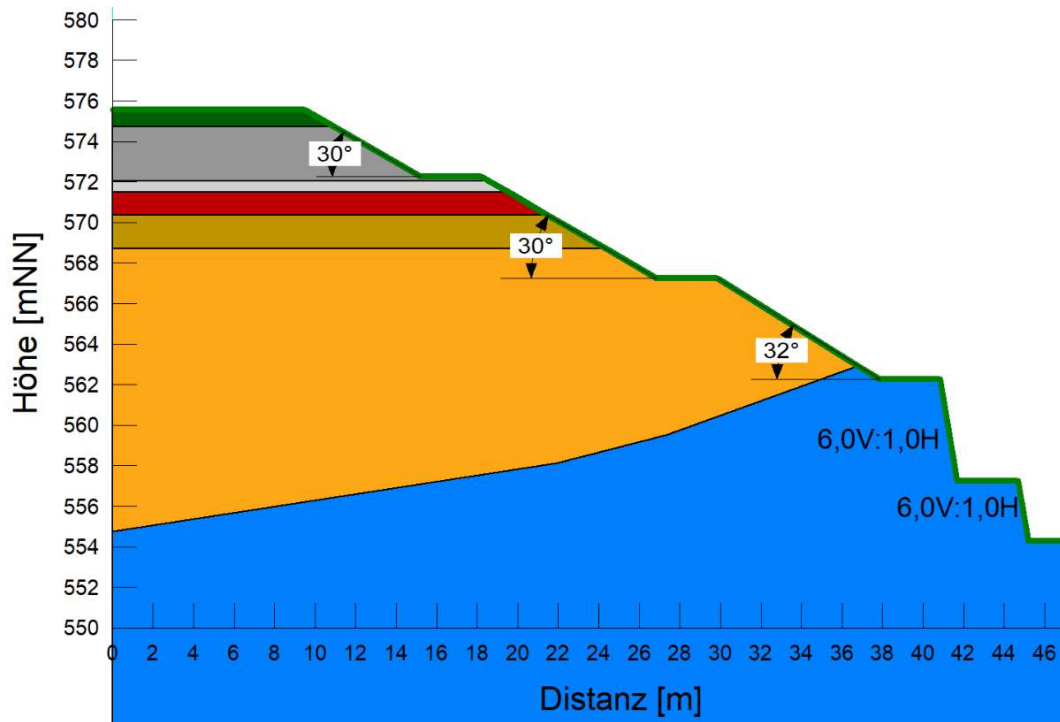


Abbildung 36: Geometrie Dammaushub für Kontrollgangquerung

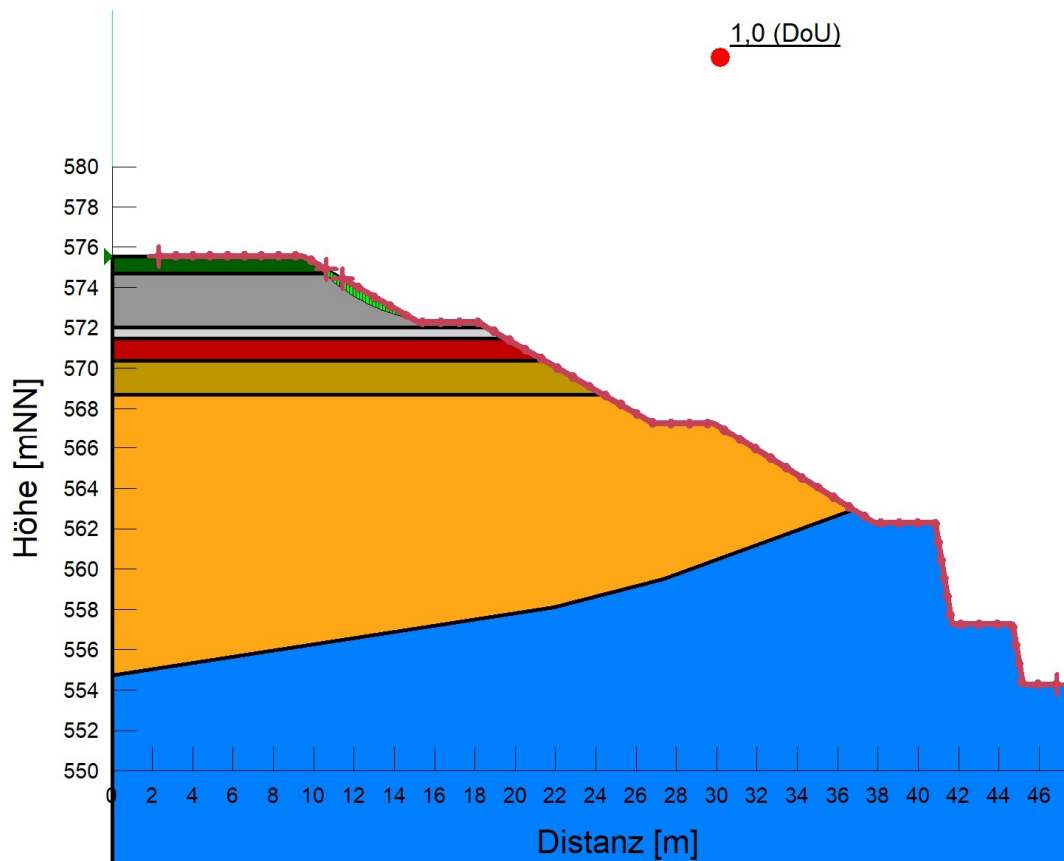


Abbildung 37: Dammaushub für Kontrollgangquerung, BS-T, Stabilität erste Berme + global

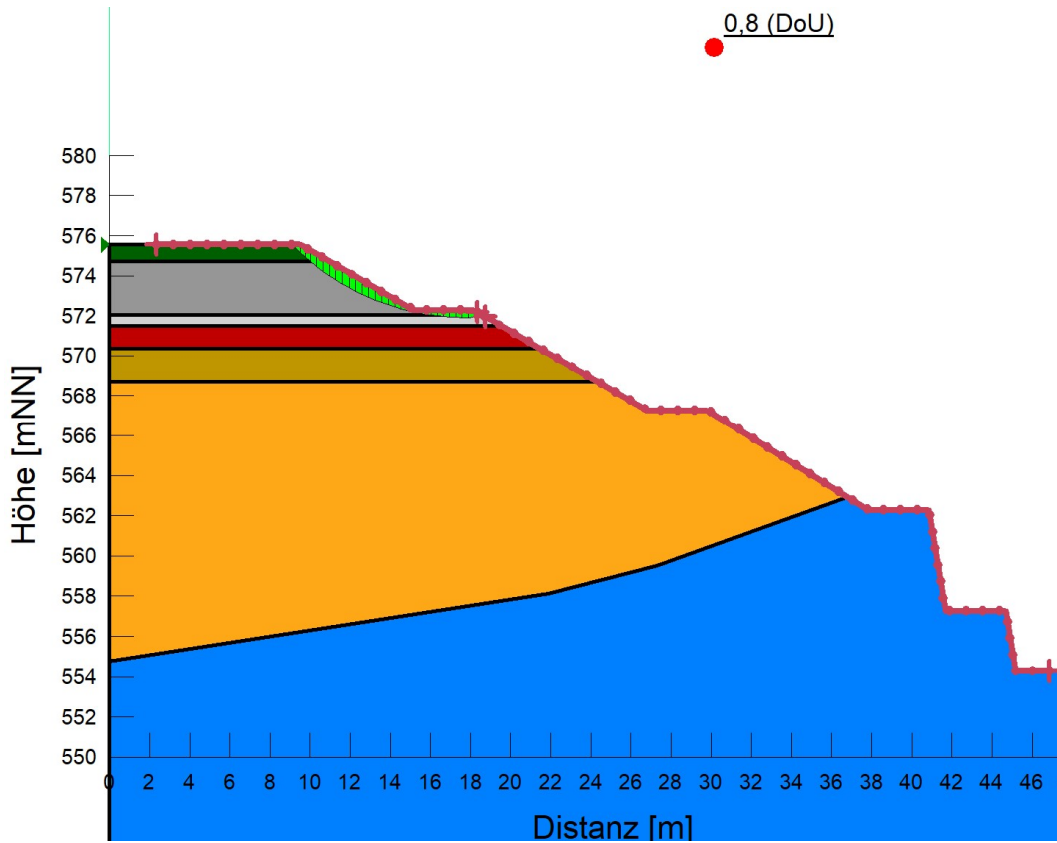


Abbildung 38: Dammaushub für Kontrollgangquerung, BS-T, Stabilität zweite Berme + global

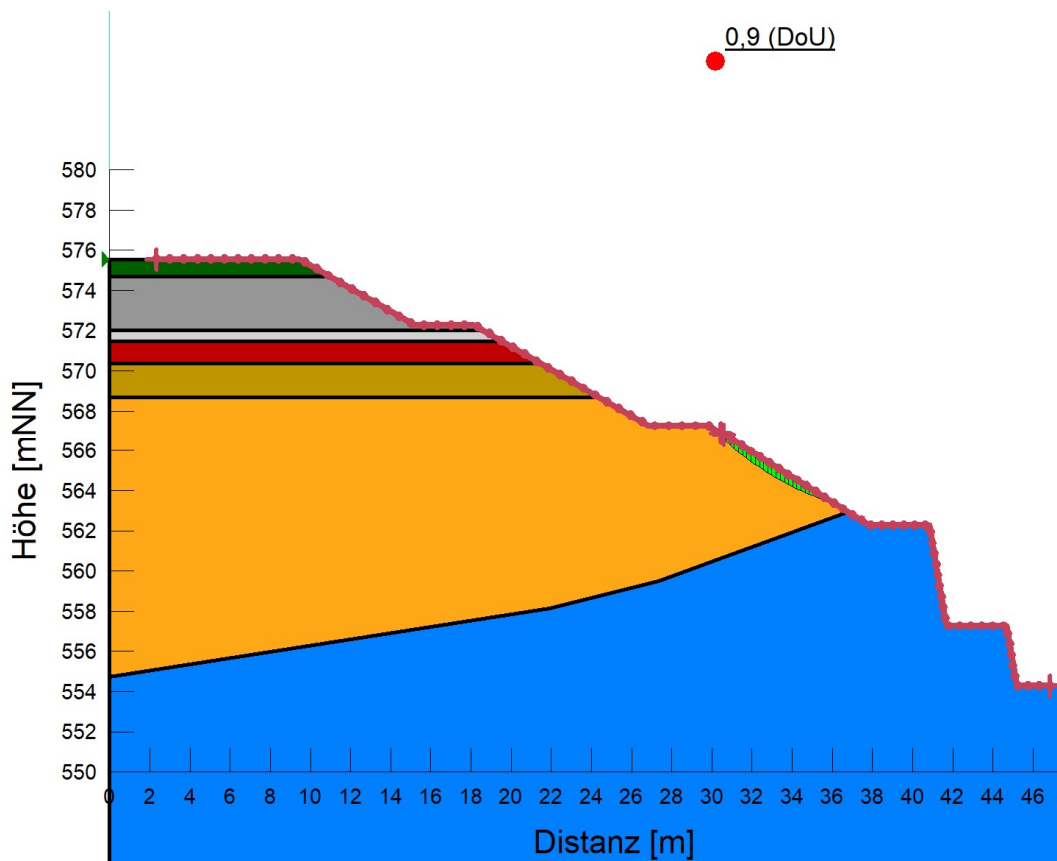


Abbildung 39: Dammaushub für Kontrollgangquerung, BS-T, Stabilität dritte Berme + global



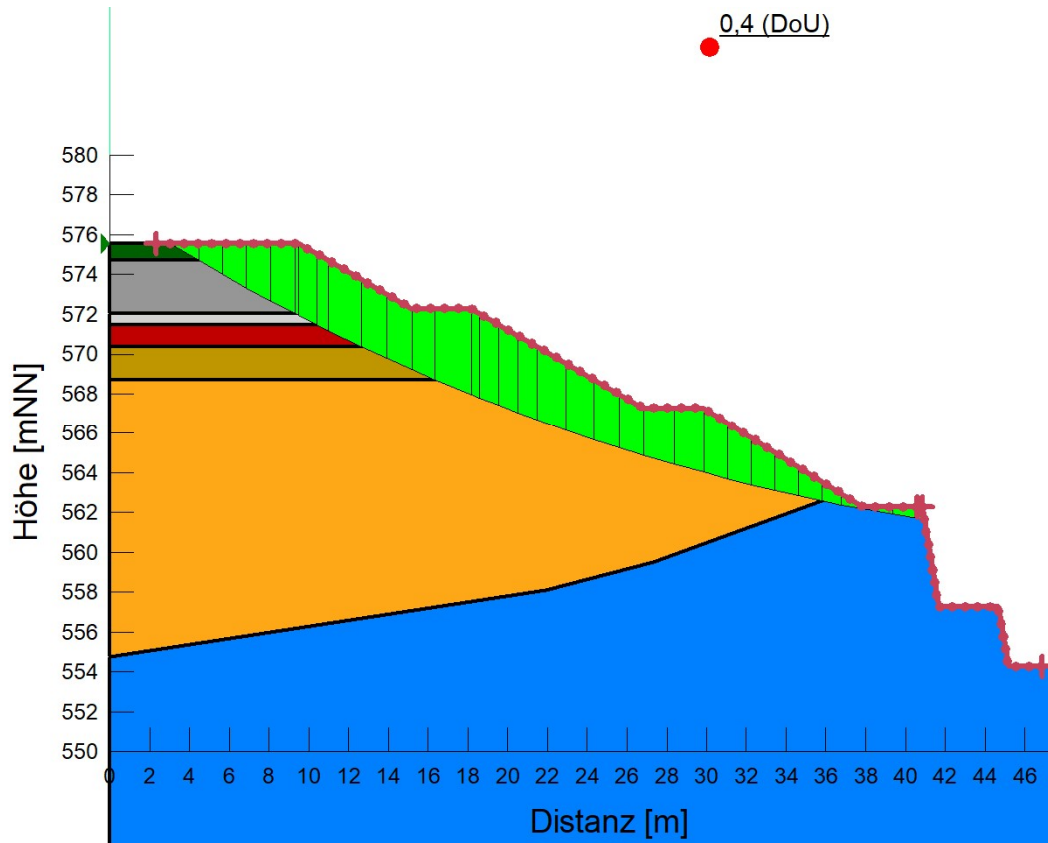


Abbildung 40: Dammaushub für Kontrollgangquerung, BS-T, Stabilität vierte Berme + globala

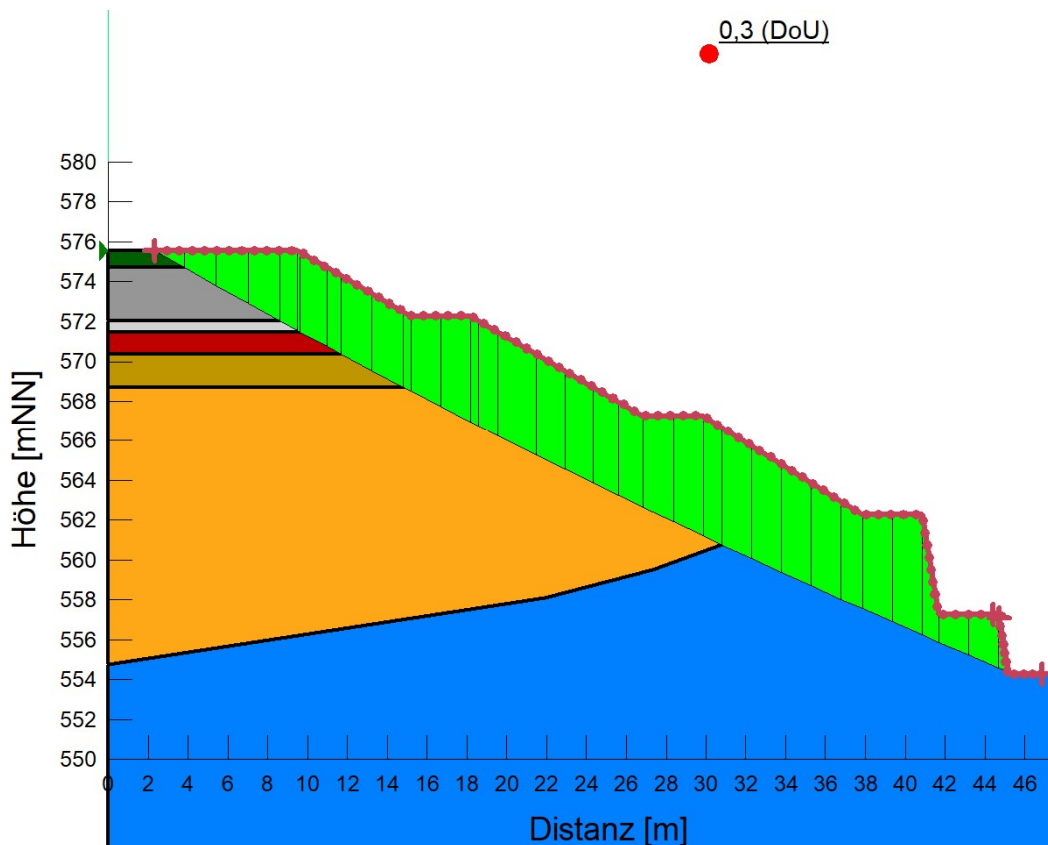


Abbildung 41: Dammaushub für Kontrollgangquerung, BS-T, Stabilität fünfte Berme + global

### 3 Zusammenfassung

Die Berechnungsergebnisse der Stabilitätsanalysen der Dammböschungen (sowohl global als auch böschungsparell entlang der schwächsten Kontaktfuge) zeigen, dass die normativen Anforderungen mit ausreichender Sicherheit gegeben sind.

Es wird davon ausgegangen, dass in der Versturzone selbst nur bedingt latente Hohlräume vorhanden sind. Um eventuell noch vorhandene Hohlräume im Bereich der Versturzone unterhalb des wasserseitigen Dammfußes zu detektieren, werden in der Bauphase zusätzliche Erkundungen (Vollbohrungen) in einem Abstand von 10 m und mit einer Tiefe von maximal 20 m entlang der Dämme ausgeführt (vgl. HAP-OB-070 - 071 [P3]). Eventuell angetroffene Hohlräume werden mittels Injektionen (mit geringem Druck) verfüllt und das Bohrlochraster wird gegebenenfalls entsprechend stufenweise verringert („split spacing“). Weiters wird entlang der wasserseitigen Dammböschung, im Bereich der Versturzone, eine Verformungsmessung mittels Lichtwellenleiter bzw. Setzungsmessinstrumenten installiert. Die Details können auf dazugehörigen Plänen (siehe HAP-OB-070 - 071 [P3]) eingesehen werden.

Aufgrund der langen Betriebszeit und der Tatsache, dass sich der Untergrund unterhalb der Dämme im gleichen Spannungszustand befand, wird das Versagensmechanismus Verbruch aufgrund von instabilen Felshohlräumen als unwahrscheinlich eingestuft. Nichtsdestotrotz, wurde in den Übergangsbereichen, in denen die Felsoberfläche auftaucht, bzw. der Damm auf Fels gegründet ist, ein Versagensmechanismus (Erdfall bzw. Schwächezone im Fels) ähnlich der Planfeststellung 2015 untersucht. Basierend auf den angeführten Überlegungen bzw. der durchgeführten Analysen ist keine weitere Untergrundverbesserung (neben den Injektionen zur Hohlraumverfüllung im Bereich der Versturzone) in der Dammaufstandsfläche geplant.

Folgend der ausgeführten Dammstabilitäts- und Verformungsberechnungen wurde gezeigt, dass die Sanierungsmaßnahmen bzw. die errechneten Sicherheiten sämtlichen gültigen Normen und Richtlinien genüge tragen.