

PSKW – Happurg: Einreichplanung Sanierung Oberwasserspeicher

Geotechnischer Entwurfsbericht – Untergrundverbesserung

Dok.-Nr.:

HAP-OB-B-003

Dateiname:

HAP-OB-B-003.docx

Rev:

00

Uniper Kraftwerke GmbH

HAP/OB: Planfeststellung

Autor
DI. Corina Seidl

Datum
22/12/2022

Mobil
+43 664 828 7003

Projekt ID
119001685-001

E-mail
corina.seidl@afry.com

Kunde
Uniper Kraftwerke GmbH

Inhaltsverzeichnis

1	Grundlagen	8
1.1	Planungsunterlagen.....	8
1.1.1	Berichte	8
1.1.2	Pläne.....	9
1.1.3	Normen und Richtlinien	9
1.1.4	Literatur	10
1.1.5	Software.....	10
2	Methodik der Berechnungen.....	11
2.1	Übersicht der identifizierten Versagensmechanismen.....	11
2.1.1	Differentialsetzung – Risse in Asphaltoberflächendichtung	11
2.1.2	Karsthöhlenverbrüche	12
2.1.3	Hydraulisch verursachter Verbruch in Versturzzone (Erosion von Sandlinsen, etc.)	16
2.2	Sanierungsansatz.....	16
2.3	Berechnungsübersicht	17
2.3.1	Analytische Bemessung der Rüttelstopfsäulen.....	17
2.3.2	2D FE Verformungsberechnung	17
2.3.3	Analytische Berechnung der Karsthohlraumverbrüche	17
2.3.4	Analyse der kritischen Karsthohlräume im Bereich außerhalb der Versturzzone	17
2.3.5	2D FE Berechnung Karsthohlraumverbrüche.....	17
2.3.6	Analytische Bemessung der Geogitter.....	18
2.3.7	3D FE Berechnung	18
2.4	Topographie und Geologisches Modell	18
2.4.1	FE - Berechnungsschnitte	18
2.4.2	Ausschnitt 3D Berechnung	20
2.5	Materialparameter.....	22
3	Berechnungen.....	24
3.1	Analytische Bemessung der Rüttelstopfsäulen	24
3.1.1	Lastannahmen	24
3.1.2	Undrainierte Scherfestigkeit	24
3.1.3	Teilsicherheitsbeiwerte	26
3.1.4	Berechnung	26
3.2	2D FE Verformungsberechnung	33
3.2.1	Lastannahmen	33
3.2.2	Teilsicherheitsbeiwerte	33
3.2.3	Materialparameter	33
3.2.4	Berechnung Schnitt 0+800	34
3.2.5	Berechnung Schnitt bei Kontrollgang.....	36
3.3	Analytische Berechnung der Karsthohlraumverbrüche.....	39
3.3.1	Lastannahmen	39
3.3.2	Teilsicherheitsbeiwerte	39

3.3.3	Berechnung	41
3.4	Analytische Berechnung von Hohlräumen innerhalb der Versturzzone	44
3.5	Analyse der kritischen Karsthohlräume im Bereich außerhalb der Versturzzone	47
3.6	2D FE Berechnung Karsthohlraumverbrüche.....	49
3.6.1	Lastannahmen	49
3.6.2	Teilsicherheitsbeiwerte	49
3.6.3	Berechnung	49
3.7	Analytische Bemessung der Geogitter	57
3.7.1	Allgemein.....	57
3.7.2	Lastannahmen	59
3.7.3	Teilsicherheitsbeiwerte	59
3.7.4	Berechnung	60
3.8	3D FE Berechnung	65
3.8.1	Lastannahmen	65
3.8.2	Teilsicherheitsbeiwerte	65
3.8.3	Materialparameter	65
3.8.4	Modell	66
3.8.5	Ergebnisse	68
4	Zusammenfassung der Sanierungsmaßnahmen.....	71

Abbildungs- und Tabellenverzeichnis

Abbildung 1: Maximale Verformung der Asphaltoberflächendichtung (links EAAW bei 20 ± 5 °C; rechts Projektanforderung bei 10 ± 5 °C)	11
Abbildung 2: Felslinie aus 3D Untergrundmodell abgesenkt auf Felslinie -1m, Felslinie -2m und Felslinie -3m (weiß: Karsthöhlen, rot: verfüllte Karsthöhlen)	12
Abbildung 3: Luftbild nach Verbruch 2011 aus Anlage 2 von [B1]	13
Abbildung 4: Ausschnitt TSP-HAP-0060 Übersicht Schadstellen aus Anlage 2 von [B1]	14
Abbildung 5: Schadstellen im Randbereich der Versturzzone aus Anlage 2 von [B1]	14
Abbildung 6: Exemplarische Darstellung Karsthohlraumverbruch/Tagbruch/Erdfallszenario	15
Abbildung 7: Statistische Auswertung des Durchmessers von mehr als 100 seit Inbetriebnahme des Beckens aufgetretene Einbruchtrichtern im Zeitraum 1958-2011 (entnommen aus [B1] Kapitel 4.2 Bild 4.5)	15
Abbildung 8: Geologischer Lageplan entnommen aus HAP-OB-020	19
Abbildung 9: Geologischer Schnitt 0+800 entnommen aus HAP-OB-022	20
Abbildung 10: Schnitt entlang Kontrollgang im Bereich der Versturzzone (Export Leapfrog-3D Untergrundmodell)	20
Abbildung 11: Ausschnitt für die 3D Berechnung zwischen Schnitt 0+800 und 0+900	21
Abbildung 12: 3D Ansicht des Berechnungsausschnittes aus Leapfrog 3D Untergrundmodell	21
Abbildung 13: Geologisches 3D Modell des Berechnungsbereiches aus Leapfrog 3D Untergrundmodell (Ansicht Nord-Süd auf Schnitt 0+800)	22
Abbildung 14: Geologisches 3D Modell des Berechnungsbereiches aus Leapfrog 3D Untergrundmodell (Ansicht Süd-Nord auf Schnitt 0+900)	22
Abbildung 15: Tabelle 7.6, Teil 1 aus Baugrund- und Sanierungsgutachten Moormann 2012 [B1]	25
Abbildung 16: Tabelle 7.3 aus Baugrund- und Sanierungsgutachten Moormann 2012 [B1]	26
Abbildung 17: Anordnung der Säulen im Quadratischen Raster und Umrechnungsfaktor auf Einheitszelle	30
Abbildung 18: Übersicht Berechnungsschnitt im geologischen Lageplan	34
Abbildung 19: Berechnungsausschnitt 0+800 aus dem geologischen Schnitt entnommen aus 3D Untergrundmodell	34
Abbildung 20: 2D Finite Elemente Modell mit Darstellung der Materialien	35
Abbildung 21: Verformungen in vertikaler Richtung aufgrund von Einstau bis auf Stauzielniveau (aus FE-Berechnung)	35
Abbildung 22: Steilster Gradient der Asphaltoberflächendichtung in der Becksohle (aus FE-Berechnung)	35
Abbildung 23: Maximaler Gradient (aus FE-Berechnung)	36
Abbildung 24: Übersicht Berechnungsschnitt im geologischen Lageplan	36
Abbildung 25: Berechnungsausschnitt Kontrollgang aus dem geologischen Schnitt entnommen aus 3D Untergrundmodell	37
Abbildung 26: 2D Finite Elemente Modell mit Darstellung der Materialien	37
Abbildung 27: Verformungen in vertikaler Richtung aufgrund von Einstau bis auf Stauzielniveau (aus FE-Berechnung)	37
Abbildung 28: Steilster Gradient der Asphaltoberflächendichtung in der Becksohle (aus FE-Berechnung)	38
Abbildung 29: Maximaler Gradient (aus FE-Berechnung)	38
Abbildung 30: Bereich der Vollbohrungen (schwarze Punkte) sowie Einteilung in Zone 1 und 2 [B7]	48
Abbildung 31: Variante a- Durchmesservariation von 1-7 m	50
Abbildung 32: Variante b- Durchmesservariation von 1-7 m	50
Abbildung 33: Variante c- Durchmesservariation von 1-7 m	51
Abbildung 34: Ergebnis s_v mit plastischen Zonen (gelb) bei Variante a mit 2 m Durchmesser	51
Abbildung 35: Ergebnis s_v der plastischen Zonen bei Variante b mit 2 m Durchmesser	52

Abbildung 36: Ergebnis s_v mit plastischen Zonen (gelb) bei Variante c mit 2 m Durchmesser	52
Abbildung 37: Ergebnis s_v mit plastischen Zonen (gelb) bei Variante a mit 3 m Durchmesser	53
Abbildung 38: Ergebnis s_v mit plastischen Zonen (gelb) bei Variante b mit 3 m Durchmesser	53
Abbildung 39: Ergebnis s_v mit plastischen Zonen (gelb) bei Variante c mit 3 m Durchmesser	54
Abbildung 40: Ergebnis s_v mit plastischen Zonen (gelb) bei Variante a mit 5 m Durchmesser	54
Abbildung 41: Ergebnis s_v mit plastischen Zonen (gelb) bei Variante b mit 5 m Durchmesser	55
Abbildung 42: Ergebnis s_v mit plastischen Zonen (gelb) bei Variante c mit 5 m Durchmesser	55
Abbildung 43: Ergebnis s_v mit plastischen Zonen (gelb) bei Variante a mit 7 m Durchmesser	56
Abbildung 44: Ergebnis s_v mit plastischen Zonen (gelb) bei Variante b mit 7 m Durchmesser	56
Abbildung 45: Ergebnis s_v mit plastischen Zonen (gelb) bei Variante c mit 7 m Durchmesser	57
Abbildung 46: Senkungsbereich über dem Erdenbruch. $d_{s,max}$ ist die zulässige Einsenkung an der Geländeoberfläche, aus [EBGEO] S. 239.	58
Abbildung 47: Unterschiedliche Lastabtragungsmodelle und dazu anwendbare Berechnungsverfahren, aus [EBGEO] S. 252	58
Abbildung 48: Gesamtansicht Zonen (Ansicht Süd-Nord)	66
Abbildung 49: Ansicht Kalksteinformation (Ansicht Süd-Nord)	66
Abbildung 50: Ansicht Zonen mit FE Netz (Ansicht Süd-Nord)	67
Abbildung 51: Bereich Dammfuß mit Drainage (Ansicht Süd-Nord auf Schnitt 0+900)	67
Abbildung 52: Bereich Damm mit Schichtaufbau (Ansicht Süd-Nord auf Schnitt 0+900) ...	67
Abbildung 53: Bereich Beckensohle (Ansicht Nord-Süd auf Schnitt 0+800)	68
Abbildung 54: Geogitter als 3D Membrane (Ansicht Süd-Nord)	68
Abbildung 55: Vertikale Verformung nach Einstau	68
Abbildung 56: Vertikale Verformung nach Einstau Ansicht Nord-Süd auf Schnitt 0+800	69
Abbildung 57: Vertikale Verformung nach Einstau Ansicht Süd Nord auf Schnitt 0+900	69
Abbildung 58: Vertikale Verformung im Längsschnitt durch die Karsthöhlen	69
Abbildung 59: Vertikale Spannung im Längsschnitt durch die Karsthöhlen	70
Abbildung 60: Vertikale Verformung im Längsschnitt durch die Karsthöhle	70
Abbildung 61: Vertikale Spannung im Längsschnitt durch die Karsthöhle	70
Tabelle 1: Materialparameter Beckensohle	23
Tabelle 2: Materialparameter Bereich Damm	23
Tabelle 3: Aufbau der Beckensohle	24
Tabelle 4: Wasserlast	24
Tabelle 5: Berechnung des Versagensmechanismus Ausbauchen	28
Tabelle 6: Berechnung des Versagensmechanismus Scherbruch	28
Tabelle 7: Charakteristische Pfahlmantelwiderstände aus Tabelle A.7 aus ÖNORM B 1997-1-3: 2015	29
Tabelle 8: Berechnung des Versagensmechanismus Versinken	29
Tabelle 9: Berechnung der einwirkenden vertikalen Spannung auf die Säule	30
Tabelle 10: Ergebnis: Globale Sicherheitsfaktoren	30
Tabelle 11: Berechnung des Baugrundverbesserungsfaktors	31
Tabelle 12: E-Modul des verschmierten homogenisierten Rüttelstopfsäulenbereiches	31

Tabelle 13: Ergebnis der verschmierten Festigkeitsparameter	32
Tabelle 14: Teilsicherheitsbeiwerte im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit gem. DIN 1054	33
Tabelle 15: Eingangparameter, Teilsicherheitsbeiwerte und Wasserauflast der analytischen Berechnung	41
Tabelle 16: Treibende und Rückhaltende Kräfte der analytischen Berechnung	42
Tabelle 17: Berechnungsergebnis der analytischen Berechnung mit Angabe der Sicherheit	42
Tabelle 18: Berechnungsergebnis der Parameterstudie der Karsthöhlen im Kalkstein ohne Überlagerung von Versturzzone	43
Tabelle 19: Ergebnis der Parameterstudie.....	43
Tabelle 20: Grenzwerte der Kalksteinüberlagerung für kritische Hohlräume	44
Tabelle 21: Eingangparameter, Teilsicherheitsbeiwerte und Wasserauflast der analytischen Berechnung	45
Tabelle 22: Treibende und Rückhaltende Kräfte der analytischen Berechnung	45
Tabelle 23: Berechnungsergebnis der analytischen Berechnung mit Angabe der Sicherheit	45
Tabelle 24: Berechnungstabellen nach Zielwertanalyse mit Sicherheit 1.0	46
Tabelle 25: Berechnungsergebnis der Parameterstudie im Versturzzonenmaterial	47
Tabelle 26: Grenzwerte der Kalksteinüberlagerung für kritische Hohlräume (entspricht Tabelle 20 aus 3.3.3)	49
Tabelle 27: Verwendete Materialparameter, exportiert aus Geostudio [S2]	49
Tabelle 28: Eingangparameter für die Berechnung nach dem RAFAEL Verfahren	61
Tabelle 29: Teilsicherheitsbeiwerte im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit gem. DIN 1054	65

Versionsverlauf

Ver.	Anmerkung	Erstellt	Datum	Geprüft	Datum
00	Erstausgabe	SeC	17.12.22	SmM	22.12.22

1 Grundlagen

Das PSW Happurg wurde in den Jahren 1954 bis 1957 errichtet. Für die Abdichtung des Oberbeckens wurde in der Beckensohle eine Lehmdichtung sowie an den wasserseitigen Dammböschungen eine Tonbetondichtung ausgeführt. Aufgrund der inhomogenen Gründungsverhältnisse und Wasserzutritte in den Untergrund (Undichtheiten 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 [B7]) erstellt.

Im Rahmen des vorliegenden Geotechnischen Entwurfsberichts der Untergrundverbesserung werden die Grundlagen und die Methodik für die Bemessung der Sanierungsmaßnahmen sowie der Verformungsanalysen erläutert. Weiters werden die Berechnungsergebnisse diskutiert und übersichtlich dargestellt.

1.1 Planungsunterlagen

1.1.1 Berichte

Verweis Nr.	Inhalt
[B1]	Pumpspeicherkraftwerk Happurg Sanierung Oberbecken Untergrundsanierung im Bereich der verfüllten Versturzzone, Baugrund und Sanierungsgutachten, Professor Dr.-Ing. habil. Christian Moormann, 31.1.2012 (Planfeststellung 22.12.2022, Anlage 3, [A3] aus HAP-OB-B-000, AFRY)
[B2]	Ergänzende Kernbohrungen außerhalb der Versturzzone im Februar 2012, Prof Moormann, 16.3.2013 (Planfeststellung 22.12.2022, Anlage 3, [A8] aus HAP-OB-B-000, AFRY)
[B3]	Stellungnahme zu den ergänzenden Erkundungen 2022 – Boley Geotechnik GmbH 2022 (Planfeststellung 22.12.2022, Anlage 3, [A6] aus HAP-OB-B-000, AFRY)
[B4]	Stand sicherheitsuntersuchungen Ringdamm, Fichtner, 2012 (Planfeststellung 2015, Antragsunterlagen - Anlage 10.1)
[B5]	Stand sicherheitsberechnung Einbruch unter luftseitigem Damm, Universität Stuttgart, 2011 (Planfeststellung 2015, Antragsunterlagen - Anlage 10.2)
[B6]	Statische Bemessung Geogitterbewehrte Tragschicht, Universität Stuttgart, 2012 (Planfeststellung 2015, Antragsunterlagen - Anlage 10.3)
[B7]	HAP-OB-B-001: Geologisch, geotechnischer Untersuchungsbericht (Planfeststellung 22.12.2022, Anlage 1, [B1] aus HAP-OB-B-000, AFRY)
[B8]	Erkundungsphase 6 - Rasterförmige Erkundung von Verdachtsflächen außerhalb der Versturzzone in der Beckensohle mittels Vollbohrungen. 4. Ergänzung zum

	Baugrund- und Gründungsgutachten vom 31.01.2012. Prof. Moormann, 15.09.2014. (Planfeststellung 22.12.2022, Anlage 3, [A7] aus HAP-OB-B-000, AFRY)
[B9]	HAP-OB-B-000 Antrag auf Planfeststellung der Sanierungsmaßnahme (Planfeststellung 22.12.2022, AFRY)

1.1.2 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-030 - 032	Lageplan, Regeldetails und Schnitte Baugrundverbesserung (Planfeststellung 22.12.2022, Anlage 2 aus HAP-OB-B-000, AFRY)
[P3]	HAP-OB-040 - 042	Dammschnitte (Planfeststellung 22.12.2022, Anlage 2 aus HAP-OB-B-000, AFRY)
[P4]	HAP-OB-045	Lageplan und Regeldetails-Primärdichtung (Planfeststellung 22.12.2022, Anlage 2 aus HAP-OB-B-000, AFRY)
[P5]	HAP-OB-070 - 071	Mess- und Kontrolleinrichtungen (Planfeststellung 22.12.2022, Anlage 2 aus HAP-OB-B-000, AFRY)

1.1.3 Normen und Richtlinien

Dok.-nr.	Titel
DIN EN 1990: 2010-12	Geotechnische Erkundung und Untersuchung, Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Fels
DIN EN 1990/NA: 2010-12	Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung
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
EBGEO	Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrung aus Geokunststoffen (EBGEO), Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., Ernst & Sohn, 2.Auflage, 2010
EA Pfähle	Empfehlungen des Arbeitskreises "Pfähle", Deutsche Ge- sellschaft für Geotechnik e.V., Ernst & Sohn, 2012, ISBN: 978-3-433-03005-9
EAAW	Empfehlungen für die Ausführung von Asphaltarbeiten im Wasserbau, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, 5. Ausgabe 2008
RAAW	Richtlinie für Arbeiten im Asphaltwasserbau, Österreichs Energie, ISBN 978-3-9022222-36-7, 2013

1.1.4 Literatur

Verweis Nr.	Titel
[L1]	Bodenmechanik und Grundbau Band 2, Bauwerk BBB, Kempfert H., Raithel M., 2008
[L2]	Modeling Stone Columns, Jorge Castro, Materials 2017,10,782
[L3]	Modellierung der Baugrundverbesserung mit Schotterssäulen, Diss. ETH Nr. 17321, Weber T. 2007
[L4]	Sicherungsmaßnahmen gegen Erdfallgefährdung, von Wolffersdorff P.A., Geo- technikseminar Weimar, 2002
[L5]	Geomembrane Sealing Systems for Dams, Design principles and review of ex- perience, Bulletin 135, CIGB ICOLD 2010

1.1.5 Software

Ver- weis Nr.	Inhalt
[S1]	Diana FEA 10.6
[S2]	GeoStudio 2021.4
[S3]	RocLab (RocScience)

2 Methodik der Berechnungen

Für die sichere und optimierte Auslegung der Baugrundverbesserungen bzw. weiterer Sanierungsmaßnahmen, ist es notwendig mögliche Versagensmechanismen, welche in der Vergangenheit zu den Havarien führten bzw. im Zuge der Sanierung unterbunden werden müssen, zu identifizieren. Für das gegenständliche Projekt wurden drei Versagensmechanismen identifiziert, welche im Folgenden genauer beschrieben werden.

2.1 Übersicht der identifizierten Versagensmechanismen

2.1.1 Differentialsetzung – Risse in Asphaltoberflächendichtung

Kritische Bereiche: Übergangsbereich zwischen steifem Fels und weicher Versturzone

Die Differentialsetzungen, die sich durch unterschiedliches Steifigkeitsverhalten vom „weichem“ Verformungsverhalten der Versturzone und „steifem“ Verformungsverhalten des oberflächennahen Kalksteines ergeben, werden mittels Finite Elemente Analysen (FEA) untersucht. Das Setzungsverhalten, während des Einstaus bis auf Stauzielniveau, wird auf Verträglichkeit geprüft. Dabei ist der limitierende Faktor die Verformungsfähigkeit der Asphaltoberflächendichtung. Diesbezüglich wird festgelegt, dass sich die fertiggestellte Asphaltlichtschicht bei einem Setzungsmuldendurchmesser von 1m um 0,08m (Tiefpunkt der Setzungsmulde, siehe Abbildung 1) ohne undicht zu werden verformen können muss (Nachzuweisen bei $10 \pm 5^\circ\text{C}$). Sollte widererwarten die Asphaltlichtschicht nicht die entsprechenden Verformungsanforderungen erreichen (Nachzuweisen in Ausführungsphase), können Glasfasergewebeverstärkungen zwischen Asphaltbinder und Asphaltlichtschicht vorgesehen werden.

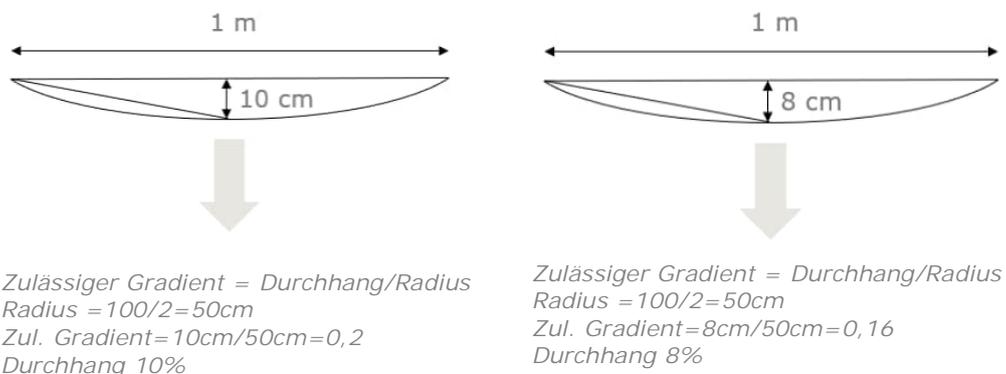


Abbildung 1: Maximale Verformung der Asphaltoberflächendichtung (links EAAW bei $20 \pm 5^\circ\text{C}$; rechts Projektanforderung bei $10 \pm 5^\circ\text{C}$)

Die Sekundärdichtung (PVC Verbundwerkstoff) verträgt deutlich größere Dehnungen ohne dabei die dichtende Wirkung zu verlieren und ist damit nicht maßgebend [L5]. Gemäß Herstellerangaben (Fa. CarpiTech) kann der PVC Werkstoff eine maximale Dehnung von $>200\%$ standhalten. Bei einer z.B. zehnpromzentigen Längsdehnung ist die Durchlässigkeit nur in einem vernachlässigbar geringen Anteil beeinflusst, da die Durchlässigkeit proportional zur Stärke der Membrane ist. Bei einer Längsdehnung von 10% ist die Abnahme der Membranstärke unerheblich gering und hat keinen Einfluss auf die Durchlässigkeit. Die Bruchdehnung der Schweißnähte bei 20kN/m passiert bei einer Längsdehnung von 30% was einer Auslastung bei zehnpromzentiger Längsdehnung von 0,33 entspricht. Da aber die Längsdehnung der PVC Membrane bei einem Durchhang bei 1m von 10cm nicht gleich 10% ist, sondern deutlich geringer ist (unter der Annahme eines parabelförmigen Durchhanges von 10% ergibt sich eine Längsdehnung von 2,65%), ist die maximale Längsdehnung sowohl in der Membrane ($>200\%$) als auch in dem Verbindungsbereich (30%) bei weitem nicht erreicht.

Um die Differentialsetzungen möglichst zu minimieren werden Rüttelstopfsäulen (RSS) zur Erhöhung der Steifigkeit des Versturzzonenmaterials geplant. Mit dem Einsatz von RSS wird zum einen erreicht, dass das Versturzzonenmaterial höhere Steifigkeiten erzielt, zum anderen wird der Bereich der Versturzzone, der eine starke Inhomogenität aufweist, homogener und verbessert. Eventuelle latente Hohlräume in der Versturzzone aus früheren Havarien werden aufgefüllt bzw. verschlossen.

2.1.2 Karsthöhlenverbrüche

2.1.2.1 Kritische Bereiche: Oberflächennahen Kalksteinzone (Bereich verwitterter Fels, außerhalb der Versturzzone)

Die kritischen Karsthohlräume, die bereits durch den systemischen Erkundungsraster der Vollbohrungen erkundet wurden (siehe [B7]), werden mittels Bohrung verifiziert und mit Magerbeton verfüllt. Mittels 3D Untergrundmodell wurden kritische Hohlräume bzw. deren Lage/Geometrie analysiert. Dabei wurde schrittweise die Felslinie „nach unten“ verschoben und somit Hohlräume schrittweise sichtbar gemacht.

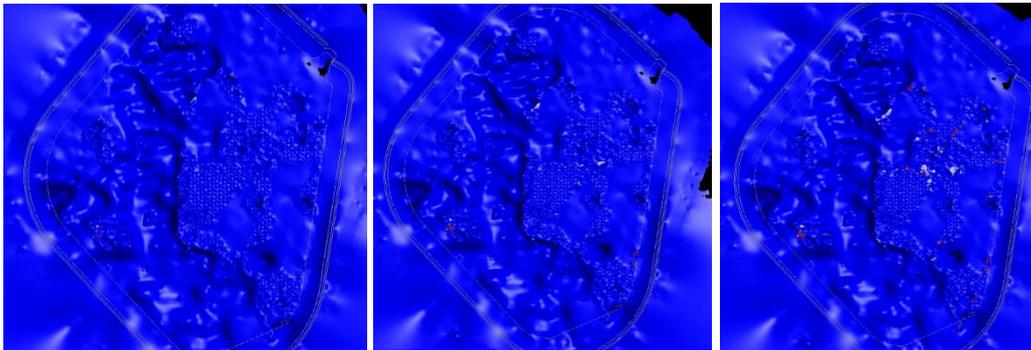


Abbildung 2: Felslinie aus 3D Untergrundmodell abgesenkt auf Felslinie -1m, Felslinie -2m und Felslinie -3m (weiß: Karsthöhlen, rot: verfüllte Karsthöhlen)

Mittels analytischem Berechnungsansatz wurde eine Parameterstudie durchgeführt, bei der die Felsüberlagerung, der Karsthohlraumdurchmesser und die Überlagerungsmächtigkeit des Versturzzonenmaterials variiert wurden. Dabei wurden jene Karsthohlräume ermittelt, die zu geringe Sicherheiten aufweisen sowie kritische Parametersets definiert.

2.1.2.2 Kritische Bereiche: Randbereich der Versturzzone an den Felsflanken

Folgend der Auswertung der Verteilung der bisherigen Schadstellen zeigt sich, dass der Randbereich der Versturzzone am kritischsten einzustufen ist (siehe Abbildung 3 und Abbildung 4).



Abbildung 3: Luftbild nach Verbrauch 2011 aus Anlage 2 von [B1]

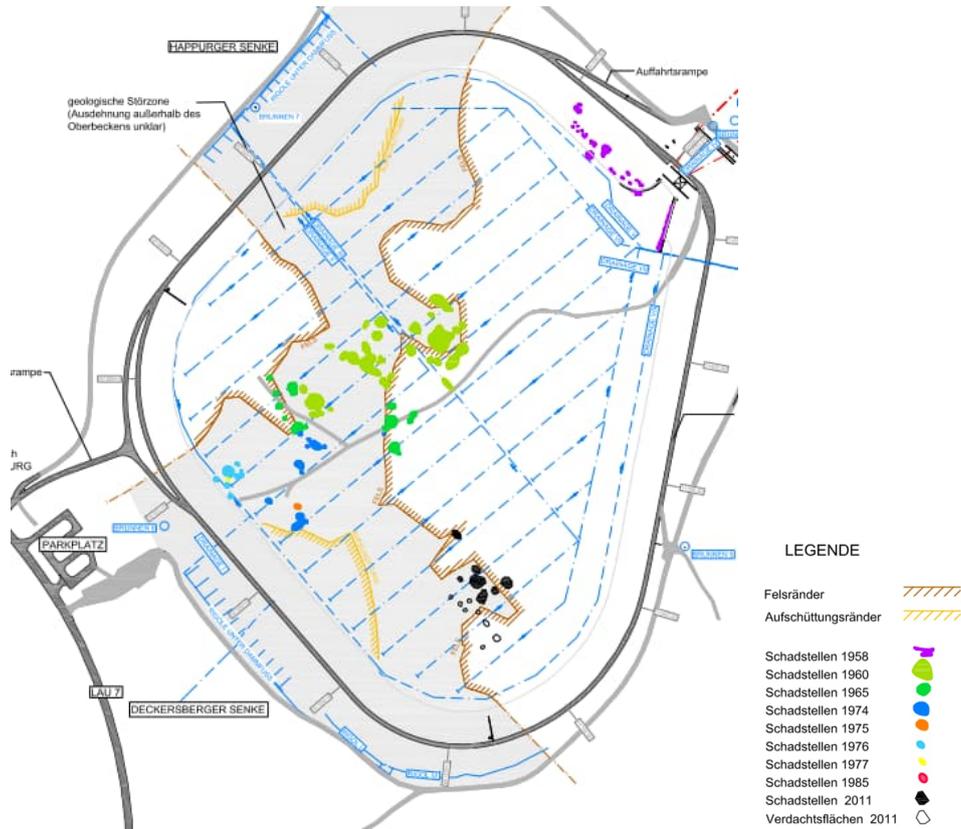


Abbildung 4: Ausschnitt TSP-HAP-0060 Übersicht Schadstellen aus Anlage 2 von [B1]



Bild 21: Blick am 28.04.2011, 10:02 Uhr, von Osten auf den neuen Einbruchtrichter 17



Bild 7: Blick von Nordwesten auf Einbruchtrichter nach Abräumen der Schutzschicht außerhalb des Einbruchtrichters Lehmichtung aus Tallehm (homogen, ohne Schadstelle, steif), im Einbruchtrichter eingebrochenes Schutzschichtmaterial

Abbildung 5: Schadstellen im Randbereich der Versturzzone aus Anlage 2 von [B1]

Aufgrund der Gebirgs-genese ist mit einer Häufung von Schwäche-zonen (Karsthohl-räumen, etc.) im Bereich der Erosionsrinne zu rechnen. Im Falle eines Karsthohlraum-verbuchs (Übergangsbereich Fels zu RSS/Störzone) wird davon ausgegangen, dass sich der Verbuch nach oben bis zu den Geogittern fort-pflanzt (siehe Abbildung 6). Dieser Ver-sagensmechanismus kann lediglich durch im Grenzgleichgewicht stehende „Felsbrücken“ über Hohlräumen entstehen.

Aufgrund der langen Betriebszeit (Untergrund war bereits über viele Jahre im gleichen Spannungszustand bzw. wurde im PSKW-Betrieb betrieben) wird das Tagbruch-versagens-szenario als unwahrscheinlich eingestuft.

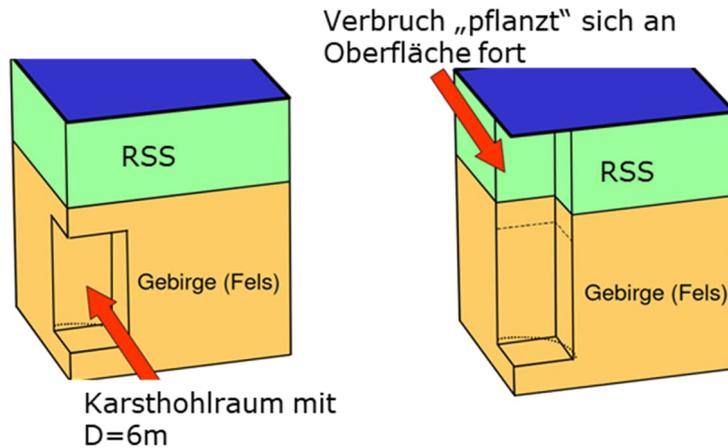


Abbildung 6: Exemplarische Darstellung Karsthohlraumverbrauch/Tagbruch/Erdfallszenario

Abbildung 7 zeigt die statistische Auswertung der bisherigen bekannten Schadstellen (Becken vor Sanierung) im Hinblick auf Durchmesser und Verbruchshäufigkeit.

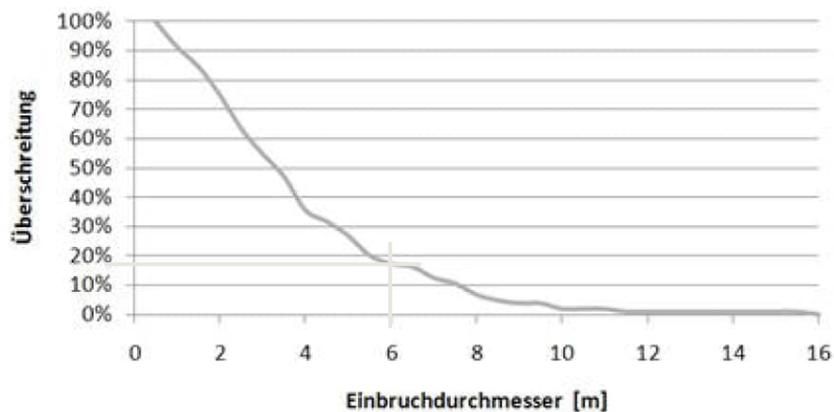


Abbildung 7: Statistische Auswertung des Durchmessers von mehr als 100 seit Inbetriebnahme des Beckens aufgetretene Einbruchtrichtern im Zeitraum 1958-2011 (entnommen aus [B1] Kapitel 4.2 Bild 4.5)

Die Statistik bzw. Grafik zeigt, dass Einbruchdurchmesser >6 m mit einer statistischen Häufigkeit von $<18\%$ auftraten. Durch die Sanierungsmaßnahmen (RSS in Kombination mit Gogitterbewehrung samt Tragschicht) wird der Untergrund im Vergleich zum Bestand deutlich verbessert. Das zweilagige Dichtsystem, mit dazwischenliegender redundanter Sickerwasserkontrolle, unterbindet das Eindringen von Wasser aus dem Becken in den Untergrund. Es wird direkt dem Versagensmechanismus Erdfall bzw. dessen Ursache entgegengewirkt. Somit kann aus technischer Sicht festgehalten werden, dass die Wahrscheinlichkeit von zukünftigen Erdfallversagensszenarien mit einem Durchmesser von ≤ 6 m und insbesondere mit Durchmessern >6 m als unwahrscheinlich eingestuft werden. Das Risiko für Fremd- oder Personenschäden bei einem auftretenden Schadensereignis in der Beckensohle wird gleichzeitig als sehr gering eingeschätzt, vielmehr stellen mögliche Schäden betriebliche Einschränkungen für den Betreiber dar. Folgend den zuvor angeführten Überlegungen wurde daher für die Erdfallbemessung ein Durchmesser ≤ 6 m berücksichtigt. Erdfälle mit größerem Durchmesser hätten ein entsprechendes Versagen der primären Asphaltoberflächendichtung zur Folge, die Sekundärdichtung würde erst bei deutlich größeren Verformungen versagen ($>200\%$ igen Längsdehnung bzw. im Bereich der Schweißverbindungen $>30\%$). Sickerwasser würde daher zunächst nur bis zur sekundären Dichtebene eindringen und mittels redundanten Sickerwasserkontrollsystem (Drainage- und LWL-Sickerwasserkontrollsystem) detektiert werden. Folgend der Detektion kann das Oberbecken in wenigen Stunden (abhängig vom Füllstand) abgesenkt werden.

2.1.2.3 Im Bereich der Versturzzone

- Hohlräume im Versturzzonenmaterial

Folgend [B7] werden latente großvolumige Hohlräume im Versturzzonenmaterial als unwahrscheinlich eingestuft. Die Rüttelstopfsäulen mit einer Tiefe von 12 m decken den kritischen Überlagerungsbereich deutlich ab (Siehe Ergebnisse aus Kapitel 3.4). Es ist anzuführen, dass durch die Herstellung der Rüttelstopfsäulen Lockerbereiche/Hohlstellen im genannten Bereich (und teilweise darunter) verdichtet werden und somit diesbezüglich kein nennbares Risiko besteht.

- Hohlräume im Fels unterhalb Versturzzone

Für Karsthohlräume im Bereich des Kalksteins unterhalb der Versturzzone gelten dieselben Kriterien wie in den Kapiteln 2.1.2.1 und 2.1.2.2 erläutert.

2.1.3 Hydraulisch verursachter Verbruch in Versturzzone (Erosion von Sandlinsen, etc.)

Kritische Bereiche: Wasserlinsen/Wasserwege im Versturzzonenbereich

Folgend den Auswertungen in [B7] ist nicht von oberflächennahem Grundwasser auszugehen, der Grundwasserspiegel liegt deutlich (ca. 20 m) unterhalb der Versturzzone.

Durch das kontrollierte zweischalige Dichtsystem wird der unbemerkte Zutritt von druckbeaufschlagtem Wasser aus dem Becken während des Speicherbetriebs unterbunden. Somit ist keine diesbezügliche Erosionsgefahr gegeben.

2.2 Sanierungsansatz

Ein kontrolliertes zweischaliges Oberflächendichtungssystem verhindert erneute (Druck-) Wasserzutritte aus dem Becken in den Untergrund und unterbindet somit den zuvor beschriebenen Erosionsschadensmechanismus (vgl. Kapitel 2.1.3).

Im Bereich der Versturzzone im Becken wird der Untergrund mittels gering durchlässiger ($k_f \leq 10^{-5}$ m/s) filterstabiler Rüttelstopfsäulen (Säulenraster quadratisch 2x2 m) auf eine Tiefe von 12 m homogenisiert bzw. dessen Trag- und Scherfestigkeit erhöht. Eventuell noch vorhandene latente Hohlräume im Lockergestein (bedingt durch Erosion – PSW Betrieb; Bestand vor Sanierung) werden verschlossen. Die Schleusenrüttlerdaten werden während der Ausführung aufgezeichnet bzw. entsprechend ausgewertet. Bei Hinweisen auf Hohlräume wird im Zuge der Rüttelstopfsäulenherstellung entsprechend verbessert bzw. verfüllt. Weiters wird eine zweilagige Geogitterbewehrung im Bereich der Störzone über den RSS hergestellt (bewehrte Tragschicht), welche mögliche Erdfälle (Karsthohlraumverbrüche verursacht durch im Grenzgleichgewicht stehende Karsthohlräume) bis zu einem Durchmesser von 6 m überbrücken kann (Verformungen werden auf entsprechend verträgliches Maß für das zweischalige Oberflächendichtungssystem begrenzt, siehe Abschnitt 2.1.1).

Es ist aufgrund von Vorbemessungen (Verformung der Dichtsysteme bei Berücksichtigung von 8 m langen RSS) davon auszugehen, dass sofern die erforderliche Länge von 12 m bei 7 von 10 RSS erreicht werden kann, der Untergrund im vorgesehenen Sanierungsbereich ausreichend verbessert bzw. homogenisiert werden kann, eine Mindestdiefe von 8 m muss in jedem Fall immer erreicht werden. Für Bereiche, in denen die erforderliche Länge von 12 m nicht eingehalten werden kann, gilt es die Mindestlänge von 8 m und das Kriterium 7/10 einzuhalten. Das genannten Kriterium ist in weiteren Planungsphasen zu verifizieren.

Um eventuell latente Hohlräume im Bereich Versturzzone, unterhalb des wasserseitigen Dammfußes zu detektieren, werden in der Bauphase zusätzliche Erkundungen (Vollbohrungen) in einem Abstand von 10m (max. Tiefe 20 m oder 5 m in Fels) entlang der wasserseitigen Dammböschungen ausgeführt. Eventuell angetroffene Hohlräume werden mittels Injektionen verfüllt. Beim Antreffen von Hohlräumen kann der Erkundungsabstand mittels des „split-

spacing“ Ansatzes schrittweise reduziert werden. Weiters können die RSS bei Bedarf unter den wasserseitigen Dammfuß erweitert werden (siehe zugehörige Pläne [P5]).

Zur aktiven Dammüberwachung wird an der wasserseitigen Dammböschung, im Bereich der Versturzzone, eine Verformungs- und Sickerwassermessung mittels LWL (Lichtwellenleiter) ausgeführt. Weiters werden Inklinometer, geodätische Messpunkte sowie Piezometer hergestellt (siehe Pläne HAP-OB-070 – 071 [P5]). Eine detaillierte Beschreibung der Dammüberwachung ist in [B9] gegeben.

Durch den Aushub für die Beckensohle (außerhalb der Versturzzone) wird teilweise die Felsoberfläche freigelegt werden. In den Bereichen, an denen die Felsoberfläche freigelegt wird, ist die Oberfläche hinsichtlich möglicher Karststrukturen durch einen Geologen/Geotechniker zu prüfen und zu dokumentieren. Kritische Karsthohlräume sind durch Magerbeton zu verfüllen. In Bereichen, in denen die Felsoberfläche nicht freigelegt wird, ist die Aufstandsfläche durch dynamische Vorbelastungen mittels 20t Vibrationswalze vorzubelasten, um noch nicht durch Geophysik und Bohrungen detektierte oberflächennahe Karststrukturen bzw. Erdfall anfällige Strukturen sichtbar zu machen. Bei Auffälligkeiten, Vertiefungen oder lokalen Schwächezonen müssen diese ausgehoben werden und mit mineralischem Material lagenweise eingebaut und verdichtet werden bzw. bei ungünstiger Geometrie muss ein Felsersatz durch Magerbeton hergestellt werden. Sämtliche Maßnahmen sind entsprechend zu dokumentieren.

2.3 Berechnungsübersicht

2.3.1 Analytische Bemessung der Rüttelstopfsäulen

Die Rüttelstopfsäulen werden mittels bekannten analytischen Bemessungsansätzen nach Soyez (1987) und Bergado et al. (1994) vorbemessen. Zusätzlich werden verschmierte Materialparameter für einen homogenen Ansatz des Rüttelstopfbereiches ermittelt, welche in den FE Berechnungen angesetzt wurden.

2.3.2 2D FE Verformungsberechnung

Anhand von 2 repräsentativen Schnitten wird das Verformungsverhalten der Beckensohle mittels finiter Elemente Methode berechnet und im Hinblick auf die Verformungsverträglichkeit der Oberflächendichtungen untersucht (vgl. Abschnitt 2.1.1).

2.3.3 Analytische Berechnung der Karsthohlräumverbrüche

Das mögliche Versagenspotenzial eventuell vorhandener Karsthohlräume im Kalkgestein wird mittels analytischer Berechnung analysiert (siehe Abschnitt 3.3). Das mögliche Versagenspotenzial eventuell vorhandener latenter Hohlräume im Lockergestein wird ebenfalls mittels analytischer Berechnung analysiert (siehe Abschnitt 3.4).

2.3.4 Analyse der kritischen Karsthohlräume im Bereich außerhalb der Versturzzone

Vergleiche Kapitel 2.1.2.1

Folgend den Berechnungsergebnissen (siehe Abschnitt 3.3.3) werden in den weiteren Projektphasen aus den vorhandenen Erkundungen [B7] bekannte kritische Karsthohlräume markiert. Diese werden im Zuge der Ausführung verifiziert und gegebenenfalls mittels Magerbeton verfüllt.

2.3.5 2D FE Berechnung Karsthohlräumverbrüche

Das Verformungsverhalten an der Beckensohle wird mittels 2D FE Berechnungen ermittelt. Dabei wird eine Variantenstudie der Karsthohlräume gemacht, die sowohl die Karsthohlräumdurchmesser, die Überlagerung im Fels als auch die Mächtigkeit der darüberliegenden Lockergesteinszone variiert.

2.3.6 Analytische Bemessung der Geogitter

Die Geogitter werden mittels analytischen Methoden gem. EBGEO untersucht.

Die Geogitter wirken als Sicherung gegen Erdfall der darunterliegenden Schichten (Tagbruchszenario unter Ausfall der Rüttelstopfsäulen im Bereich der Erdfälle).

2.3.7 3D FE Berechnung

Mittels 3D FE Berechnungen wird das Systemverformungsverhalten untersucht und der räumliche Einfluss untersucht. Der Berechnungsausschnitt wurde so gewählt, dass die in Kapitel 2.4.2 angeführten Kriterien erfüllt sind.

Zusätzlich werden im 3D Modell mögliche Karsthohlräume im Nahbereich der Versturzone modelliert und die sich daraus resultierenden Verformungen auf Verträglichkeit mit dem Sanierungssystem geprüft. Die Anforderungen an die maximalen Verformungseigenschaften der Primär- und Sekundärdichtung sind dabei der entscheidende, limitierende Faktor.

2.4 Topographie und Geologisches Modell

Die Topographie und die geologischen Schichtgrenzen (Einheiten) wurden aus dem geologischen 3D Untergrundmodell übernommen, die geotechnischen Parameter aus [B7] entnommen.

2.4.1 FE - Berechnungsschnitte

Abbildung 8 zeigt den Grundriss des Oberwasserbeckens. Die dargestellten Isolinien, welche die Felsoberfläche zeigen, lassen die geometrische Ausdehnung der Versturzone erkennen. Im Lageplan sind sowohl die Berechnungsschnitte eingezeichnet als auch der 3D-Berechnungsausschnitt dargestellt.

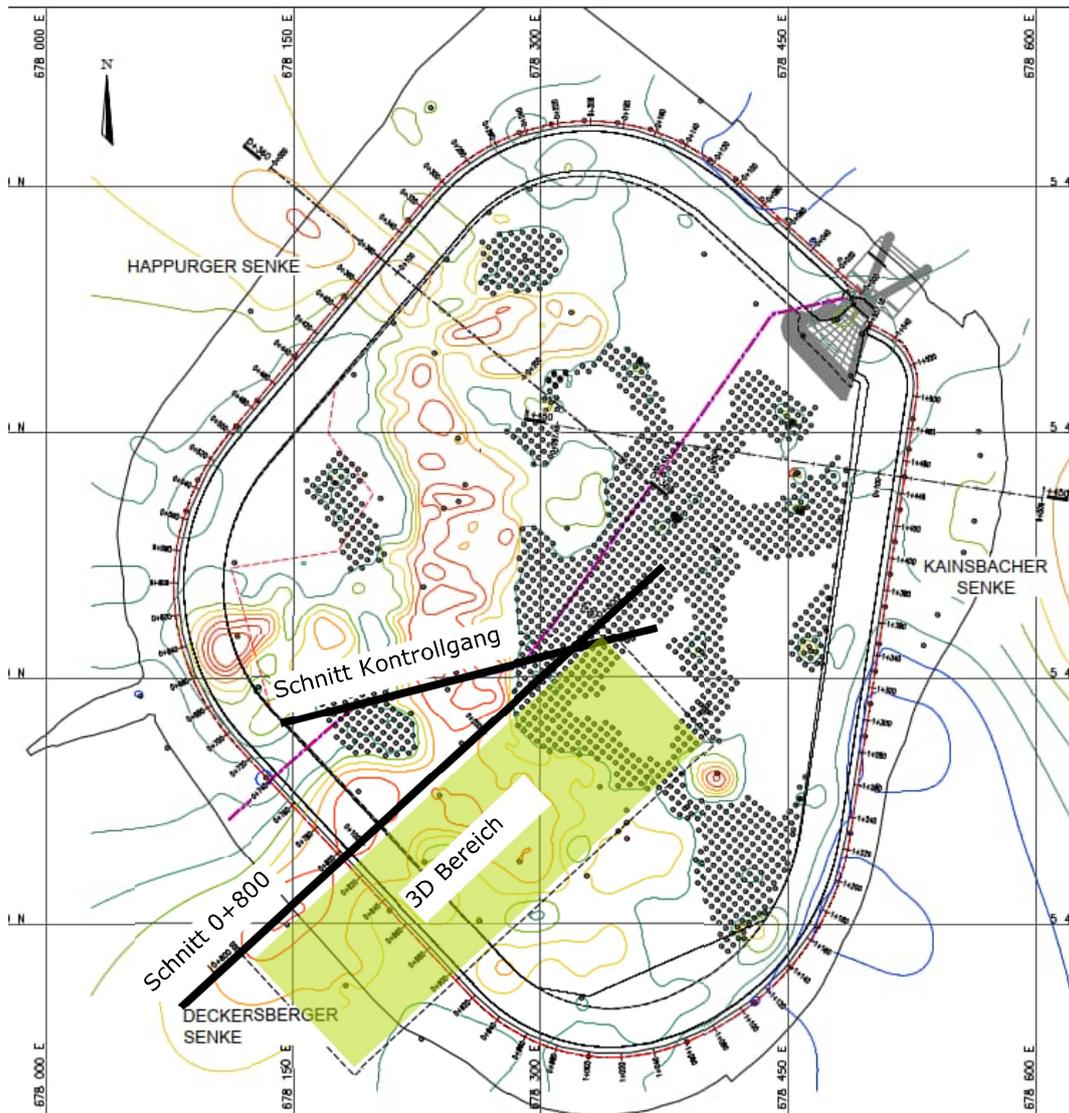


Abbildung 8: Geologischer Lageplan entnommen aus HAP-OB-020

2.4.1.1 Berechnungsschnitt 1: 0+800

Repräsentativer Schnitt zur Ermittlung der kritische Differentialsetzung am Übergang vom „weichem“ Verformungsverhalten der Versturzzone zum „steiferen“ Verformungsverhalten außerhalb der Versturzzone.

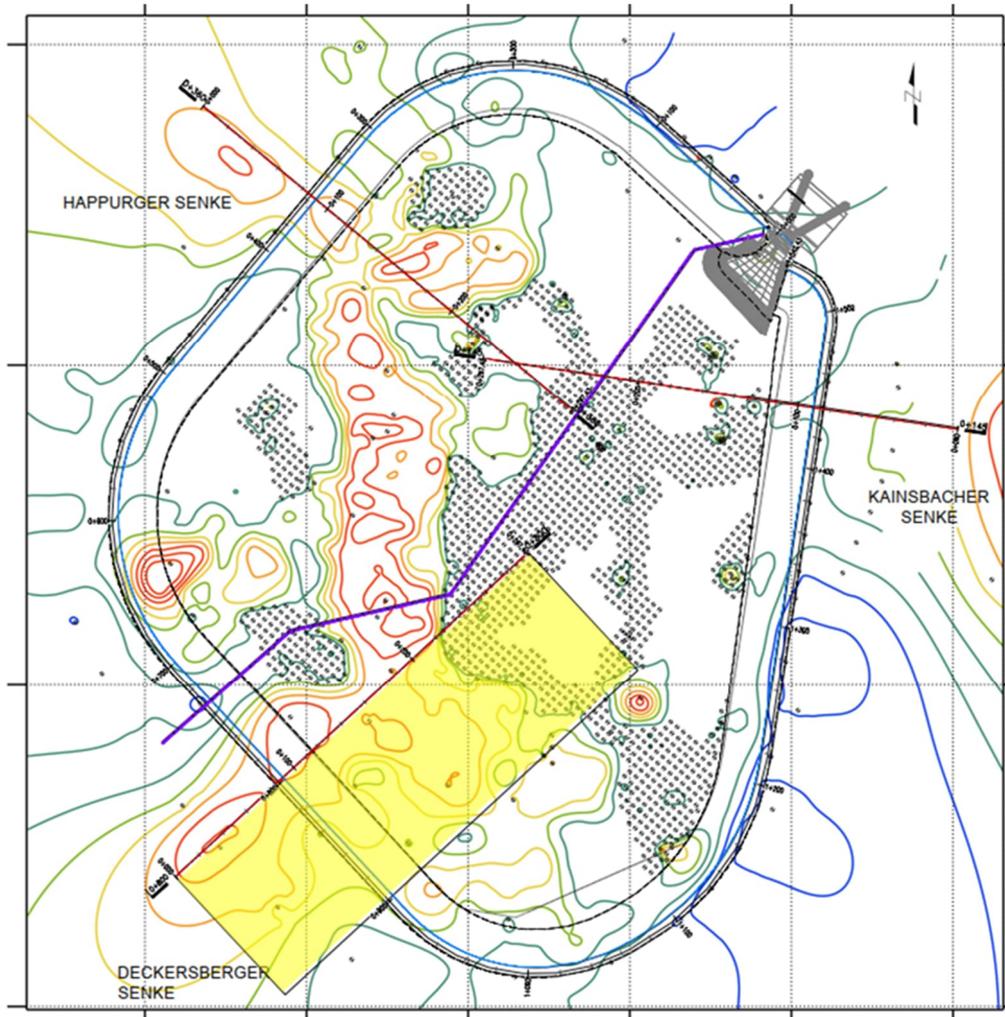


Abbildung 11: Ausschnitt für die 3D Berechnung zwischen Schnitt 0+800 und 0+900

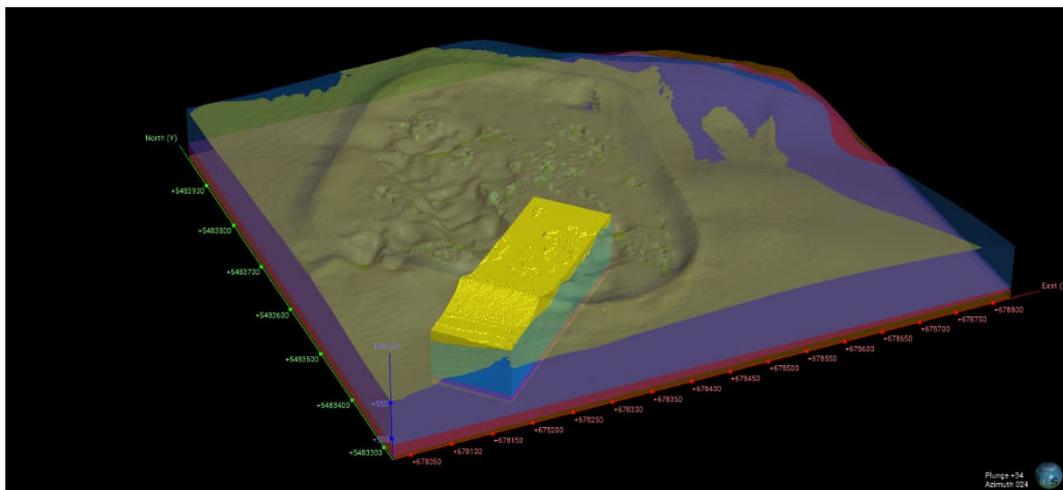


Abbildung 12: 3D Ansicht des Berechnungsausschnittes aus Leapfrog 3D Untergrundmodell

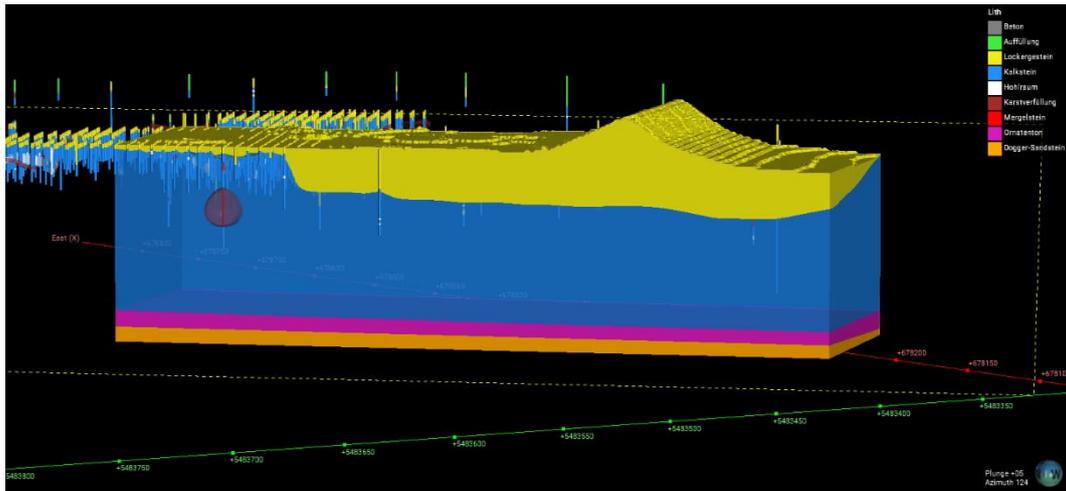


Abbildung 13: Geologisches 3D Modell des Berechnungsbereiches aus Leapfrog 3D Untergrundmodell (Ansicht Nord-Süd auf Schnitt 0+800)

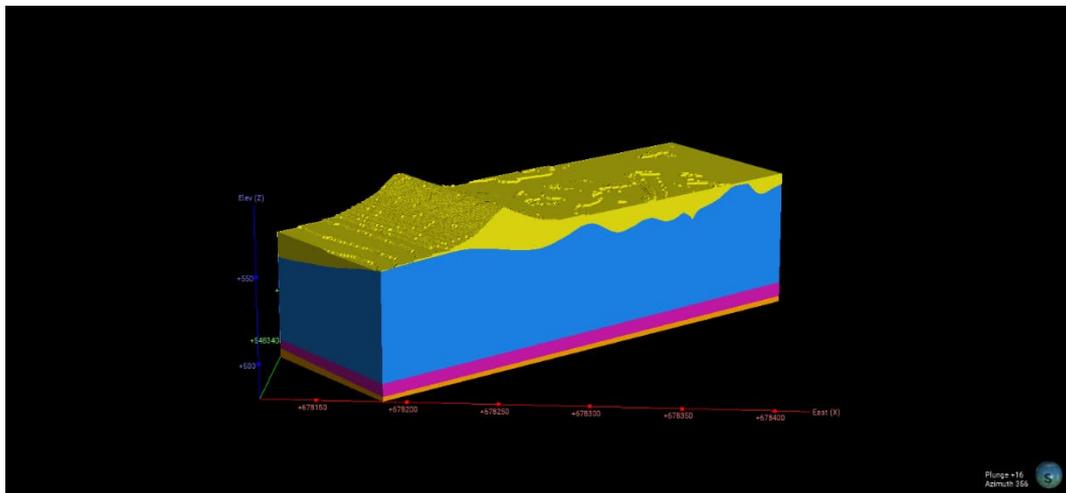


Abbildung 14: Geologisches 3D Modell des Berechnungsbereiches aus Leapfrog 3D Untergrundmodell (Ansicht Süd-Nord auf Schnitt 0+900)

2.5 Materialparameter

Die Topographie, das geologische Untergrundmodell sowie die Materialparameter für die geologisch/geotechnischen Einheiten werden detailliert in [B7] erläutert.

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

- Anlage 10.1 (Standsicherheitsuntersuchungen Ringdamm, Fichtner 2012), Tabelle 3 [B4]
- Anlage 10.2 (Standsicherheitsberechnung Einbruch unter luftseitigem Damm, Universität Stuttgart, 2011), Tabelle 1 [B5]
- Anlage 10.3 (Statische Bemessung Geogitter-bewehrte Tragschicht, Universität Stuttgart, 2012), Tabelle 1 [B6]
- Anlage 9.2.1 (Baugrund- und Sanierungsgutachten, Moormann, 2012), Tabelle 10.1 [B1]

Die Parameter für die Dammmaterialien sowie die Materialien zur Sanierung der Beckensohle, die im Zuge der Sanierung ergänzt/eingebaut werden (z.B. Filter, Steinschüttung, bewehrte und unbewehrte Tragschicht etc.) wurden anhand von Erfahrungswerten und anerkannter

Literatur 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.

Tabelle 1 zeigt Materialparameter, welche für die Berechnungen der Beckensohle verwendet wurden

Tabelle 1: Materialparameter Beckensohle

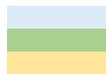
Schicht	g [kPa]	g_{sat} [kPa]	Es [kN/m ²]	E [kN/m ²]	n [-]	c [kN/m ²]	f [°]	y [°]
Versturzonenverfüllung/ Karsthohlraumverfüllung	19	19	40000	29700	0,3	5	27,5	0
Kalkstein Weißjura GSI 30	25	25		1560000	0,25	140*	58*	0
Trennflächen d. Kalkstein	-	-	-	-	-	30	20	-
Flächenfilter	21,5	21,5		45000	0,3	0	37,5	0
Sand	19	21	20000	14857	0,3	0	32,5	0
Tragschicht	21,5	21,5		45000	0,3	0	37,5	0
Rüttelstopfsäule	19	19	80000	59429	0,3	0	43	0

In der Tabelle 2 sind Materialparameter für den Dammbereich dargestellt.

Tabelle 2: Materialparameter Bereich Damm

Schicht	g [kPa]	g_{sat} [kPa]	Es [kN/m ²]	E [kN/m ²]	n [-]	c [kN/m ²]	f [°]	y [°]
Steinschüttung, lehmhaltig	21	21	50000	37143	0,3	5	32,5	0
Dammerschüttung, Stützkörper (Steinschüttung mit wenig Lehm)	22	22	80000	59429	0,3	0	37,5	0
Lehmiger Talschotter	19	20	5000	3714	0,3	5	27,5	0
Sand	19	21	20000	14857	0,3	0	32,5	0
Dammdichtung, Tonbeton	19	20	10000	7429	0,3	0	32,5	0
Kalkstein Weißjura GSI 30	25	25		1560000	0,25	140*	58*	0
Asphaltoberflächendichtung (Dichtasphalt + Bit)	23,5	23,5	0	40000	0,2			
Flächenfilter	21,5	21,5	0	45000	0,3	0	37,5	0
Steinschüttung (Mindestanforderung)	21,5	21,5	0	45000	0,3	0	37,5	0

Neubau
Bestand Untergrund
Bestand Ringdammmaterialien



* entspr. $s_{H1}=150\text{MPa}$

Für den Fels wurden zunächst spannungsabhängige Festigkeitsparameter nach Hoek Brown unter Berücksichtigung der Gebirgs- und Trennflächeneigenschaften (GSI, D etc.) ermittelt (vergleiche [B7]). Mit dem Programm RocLab [S3] wurden Mohr Coulombsche Festigkeitsparameter bei zugehöriger Horizontalspannung ausgewertet.

3 Berechnungen

3.1 Analytische Bemessung der Rüttelstopfsäulen

3.1.1 Lastannahmen

Für die analytische Bemessung der Rüttelstopfsäulen werden folgende Lasten angesetzt:

Tabelle 3: Aufbau der Beckensohle

Eigengewicht:

Schicht	Dicke [cm]	g' [kPa]	s_v [kN/m ²]
Dichtasphalt	7	24	1,7
Binderschicht	8	23	1,8
Flächenfilter 4/32	40	21,5	8,6
Kunststoffdichtungsbahn	0,5		0,0
Sand	10	19	1,9
Tragschicht unbewehrt	60	21,5	12,9
Tragschicht bewehrt	100	21,5	21,5
GESAMT	225,5		48,4

Tabelle 4: Wasserlast

Wasserlast:

Wasserlast	mNN	Absolute Höhe	g' [kPa]	s_v [kN/m ²]
Stauziel	573,55	14,05	10	140,5
Absenkziel	561,7	2,2	10	22
Beckensohle OK	559,5			

Erdruchdruck:

Der Erdruchdruck ergibt sich in der Versturzone wie folgt:

Der Erdruchdruck ist gegeben durch:

$$\sigma_r = \sigma_z \cdot K_r$$

Für **bindige Böden** ist die Terzaghi-Formel für die Berechnung von K_r im Programm implementiert:

$$K_r = \frac{\nu}{1-\nu} \quad K_0 = \frac{\nu}{1-\nu} = \frac{0,3}{1-0,3} = 0,43 [-]$$

wo: ν - Poissonzahl

Für **kohäsionslose Böden** wird die Berechnung nach Jäky verwendet:

$$K_r = 1 - \sin \varphi$$

wo: φ - Winkel der inneren Reibung des Bodens

3.1.2 Undrainierte Scherfestigkeit

Für die Bemessung der Rüttelstopfsäulen ist der Materialparameter undrainierte Scherfestigkeit ein maßgebender. Da die undrainierte Scherfestigkeit des Versturzonmaterials in keinem Labortest erprobt wurde, wird diese im Baugrund- und Sanierungsgutachten, Moormann, 2012 [B1] anhand der Schlagzahl der DPH der schweren Rammsondierungen in der Versturzone anhand von Angaben aus der Literatur ausgewertet:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Christian Moormann - Direktor des Institutes für Geotechnik der Universität Stuttgart
 PSW Happing - Oberbecken Baugrund- und Sanierungsgutachten 31.01.2012

DPH		1	4	5	6	7	16c	20c	31	35	36	37	38	39
Tiefe unter Beckensohle														
0 - 1,0 m	B	3-26	2-6	2-11	1-8	1-38	1-21	2-7	2-7	2-10	2-6	2-26	2-17	2-38
	M	6	3	4	4	10	8	4	3	5	4	4	9	4
1,0 - 2,0 m	B	2-8	2-11	2-34	6-22	3-11	6-26	3-34	5-28	2-8	3-18	3-100	4-9	3-78
	M	5	5	4	12	6	9	10	11	7	8	11	5	2
2,0 - 3,0 m	B	3-6	2-4	6-14	4-8	3-5	100	7-25	7-18	5-100	100		3-46	100
	M	4	3	7	6	4	> 100	14	12	> 100	> 100		17	> 100
3,0 - 4,0 m	B	5-42	3-5	5-6	6-11	3-5		9-18	9-15				8-21	
	M	6	4	6	8	4		12	10				14	
4,0 - 5,0 m	B	64-100	4-5	4-6	6-14	3-100		16-22	8-13				11-20	
	M	> 100	5	5	11	7		17	11				15	
5,0 - 6,0 m	B		3-5	4-6	8-20			16-100	7-14				12-100	
	M		4	5	12			26	10				15	
6,0 - 7,0 m	B		3-4	2-4	7-16				8-10					
	M		4	4	10				9					
7,0 - 8,0 m	B		2-3	2-4	8-13				8-13					
	M		3	3	9				11					
8,0 - 9,0 m	B		1-10	3-5	12-100				9-15					
	M		2	4	13				11					
9,0 - 10,0 m	B		1-10	3-10					10-20					
	M		2	5					15					
10,0 - 11,0 m	B		1-2	7-13					9-17					
	M		1	10					11					
11,0 - 12,0 m	B		1-1	8-11					9-12					
	M		1	10					10					
12,0 - 13,0 m	B		1-8	9-16					10-12					
	M		5	13					11					
13,0 - 14,0 m	B		9-11	14-100					10-13					
	M		11	16					11					
14,0 - 15,0 m	B		6-11						9-15					
	M		8						11					
15,0 - 16,0 m	B		28-58						6-9					
	M		37						7					
16,0 - 17,0 m	B								4-12					
	M								7					
17,0 - 18,0 m	B								4-10					
	M								8					

Tab. 7.6, Teil 1: Schichtbezogene Ergebnisse der Schweren Rammsondierungen DPH in der verfüllten Verstürzhöhle im Beckenbereich: Bandbreite (B) und gewichtetes Mittel (M) der Schlagzahlen N_{10} ; Abgleich mit nächstliegenden Kernbohrungen

Abbildung 15: Tabelle 7.6, Teil 1 aus Baugrund- und Sanierungsgutachten Moormann 2012 [B1]

Für bindige, gewachsene Böden - wie sie als sandige, teilweise tonige Schluffe und als mittel- und ausgeprägt plastische Tone in weiten Bereichen der Versturzzone aufgeschlossen wurden - sind in Tabelle 7.3 die Messwerte - hier die Schlagzahlen der DPH - anhand von Angaben in der Literatur (LAMBE & WHITMAN 1969, PLACZEK 1985 und KIEKBUSCH 1999) Konsistenzen und undrained Scherfestigkeiten zugeordnet.

Konsistenz	undrained Scherfestigkeit c_u [kN/m ²]	Drucksondierung q_c [MN/m ²]	Schlagzahl DPH N_{10} [-]	Schlagzahl BDP (SPT) N_{30} [-]
breiig	< 20	< 2,0	0 - 2	< 2
weich	20 - 60	2,0 - 5,0	2 - 5	2 - 6
steif	60 - 200	5,0 - 8,0	5 - 9	6 - 15
halbfest	> 200	8,0 - 15,0	9 - 17	15 - 30
fest	> 400	> 15,0	> 17	> 30

Tab. 7.3: Zusammenhang zwischen der Konsistenz bindiger Böden, der undrained Scherfestigkeit c_u und dem Spitzendruck q_c der Drucksonde, den Schlagzahlen N_{10} der Schweren Rammsonde (DPH) sowie N_{30} der Bohrlochrammsondierungen (BDP, früher: SPT)

Abbildung 16: Tabelle 7.3 aus Baugrund- und Sanierungsgutachten Moormann 2012 [B1]

Der Wert der undrained Scherfestigkeit wird mit $c_u=30\text{kPa}$ sehr konservativ gewählt.

Die Anwendungsgrenze des Rüttelstopfverfahrens liegt bei einer Scherfestigkeit des undrained Bodens von etwa: $15 \leq c_u \leq 50$ bis 70 kN/m^2 .

3.1.3 Teilsicherheitsbeiwerte

Da die analytischen Berechnungsansätze ausgelegt wurden, lange bevor es ein Teilsicherheitskonzept gab, gilt das Globale Sicherheitskonzept. Die Teilsicherheitsbeiwerte auf Last und Materialeite sind 1,0. Es wird ein globaler Sicherheitsfaktor errechnet.

3.1.4 Berechnung

Gewählte Dimensionen und Raster der Rüttelstopfsäulen basierend auf Vorbemessungsergebnis:

Ø70cm

Raster: 2,0 x 2,0m quadratisch

Länge: 12 m

3.1.4.1 Versagen der Einzelsäule

Folgende Versagensmechanismen werden untersucht:

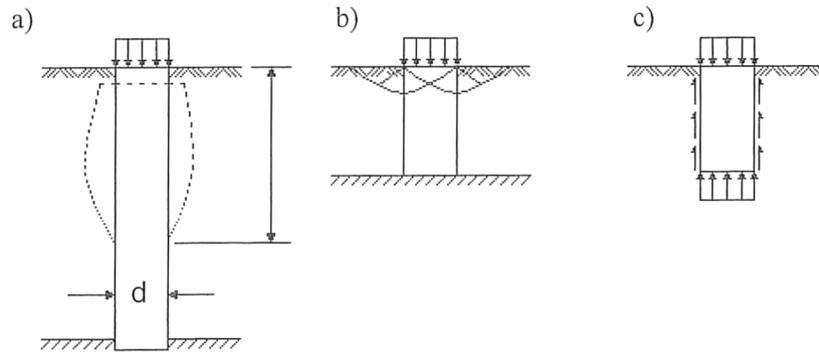


Abb. 15.12: Versagensformen einer Stopfsäule in einer homogenen, weichen Bodenschicht:
a) Bruch durch Stauchung (Ausbauchung), b) Scherbruch, c) Versinken

Für den Bereich der Rüttelstopfsäulen, die nicht im Fels einbinden, können die Versagensmechanismen a und b ausgeschlossen werden, da die Rüttelstopfsäulen in diesem Bereich schwimmend wirken. Der Versagensmechanismus c ist ausschlaggebend.

Dennoch reichen gerade im Randbereich der Versturzzone etliche Rüttelstopfsäulen bis an die Felsoberkante, für jene müssen alle drei Versagensformen untersucht werden.

Ergebnis ist die maximale Vertikalspannung auf die Säule für den gegebenen Lastfall.

a) Ausbauchen

$$S'_{v,max} = K_{p,S} \cdot S'_{h,max}$$

mit

$S'_{v,max}$: maximale vertikale Effektivspannung auf der Säule

$S'_{h,max}$: maximale horizontale Effektivspannung des Bodens

$K_{p,S}$: Erdwiderstandsbeiwert für den Rankine'schen Sonderfall

$$S'_{h,max} = (S'_{h,0} + u_0) + k \cdot c_u$$

mit

$S'_{h,0}$: horizontale Effektivspannung des Bodens vor Säulenherstellung

u_0 : Porenwasserdruck vor Säulenherstellung

k : Einflussfaktor (E_B : Elastizitätsmodul des Bodens) $= k = 1 + \ln \frac{E_B}{3 \cdot c_u}$

Tabelle 5: Berechnung des Versagensmechanismus Ausbauchen

$c_u =$	30 [kN/m ²]
$\varphi_s =$	43 [°]
$\varphi_{\text{Boden}} =$	27,5 [°]
Gefälle Oberfl	0,8 %
$\delta_s = 45 + \varphi_s/2 =$	66,5 [°]
$\sigma'_{v,0} =$	48,4 [kN/m ²]
Bodenart	bindig
$K_0 =$	0,43 [-]
$\sigma'_{h,0} =$	20,8 [kN/m ²]
$\beta_B =$	0,46 [°]
$\lambda =$	27,50 [°]
$K_{p,s} =$	2,72 [-]
$u_0 =$	0 [kN/m ²]
$E_B =$	29700 [kN/m ²]
$k =$	6,80 [-]
$\sigma_{h,\text{max}} =$	224,7 [kN/m ²]
$\sigma_{v,\text{max}} =$	610,2 [kN/m ²]

$$S_{v,\text{max}} = 610,2 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

b) Scherbruch

$$\sigma'_{v,\text{max}} = c_u \cdot \left[\frac{\sigma}{c_u} + \frac{2}{\sin(2\delta)} \right] \cdot \left[1 + \frac{\tan \delta_s}{\tan \delta} \right] \cdot \tan^2 \delta_s$$

mit

$$\delta_s = 45 + \frac{\varphi_s}{2}$$

Tabelle 6: Berechnung des Versagensmechanismus Scherbruch

$\sigma'_{v,0} =$	48,4 [kN/m ²]
$\alpha_B =$	70 [°]
$S_{v,\text{max}} =$	1377,5 [kN/m ²]

Wobei der Winkel der Kegelneigung mit etwa $d=60^\circ$ angenommen werden kann, wenn der Baugrund neben den Säulen nicht belastet ist, bei belastetem Baugrund können Winkel bis ca. 70° angesetzt werden.

$$S_{v,\text{max}} = 1377,5 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

c) Versinken

Das Verhalten von schwimmenden Schottersäulen ist vergleichbar mit dem eines Pfahles mit Spitzendruck und Mantelreibung.

Der Spitzendruck ergibt sich zu $9c_u$ gem. Literatur [L1].

Gemäß DIN 1054/2021-04 dürfen für die unterschiedlichen Pfahlarten Erfahrungswerte der Pfahlwiderstände nach EA-Pfähle: 2012,5.4 [B6] verwendet werden.

In der EA Pfähle werden folgende Werte für die Pfahlmantelreibung angegeben:

$q_{s,k}$ [kPa] ¹⁾ gemäß der EA Pfähle								
Kohäsionslose Böden			Kohäsive Böden			Gesteine/Felsen		
q_c ²⁾ [MN/m ²]			c_u ³⁾ [kN/m ²]			$q_{u,k}$ ⁴⁾ [MN/m ²]		
7,5	15	25	60	150	250	0,5	5	20
55 - 80	105 - 140	130 - 170	30 - 40	50 - 65	65 - 85	70 - 250	500 - 1000	500 - 2000

Da der Wert der undrainierten Scherfestigkeit des Versturzonenmaterials mit 30kPa unterhalb der angegeben Werte liegt, wird eine Mantelreibung auf sicherer Seite von 20kPa angenommen.

Der nationale Anhang der ÖNORM B 1997-1-3:2015 gibt in Tabelle A.7 ebenfalls charakteristische Pfahlwiderstände abhängig von der Konsistenz an:

Tabelle 7: Charakteristische Pfahlmantelwiderstände aus Tabelle A.7 aus ÖNORM B 1997-1-3:2015

Tabelle A.7 — Charakteristische Pfahlmantelwiderstände ($q_{s,k}$) in bindigen / feinkörnigen Böden, abhängig von der Konsistenzzahl bzw. einachsigen Druckfestigkeit q_u , ohne Mantelverpressung

Konsistenz	Charakteristischer Wert des Pfahlmantelwiderstandes ($q_{s,k}$)	
	für den Gebrauchstauglichkeitsnachweis	für den Grenztragfähigkeitsnachweis
	MN/m ²	MN/m ²
weich	0,010	0,015
steif	0,020	0,030
sehr steif	0,035	0,052
halbfest	0,050	0,075
fest	0,070	0,105

Zwischenwerte dürfen geradlinig interpoliert werden.

Die angegebenen Werte der Tabelle bestätigen die konservative Annahme mit 20kPa und entsprechen dem Wert für Konsistenz weich bis steif in bindigen/feinkörnigen Böden.

Tabelle 8: Berechnung des Versagensmechanismus Versinken

$S_{\text{Spitze}} = 9c_u$	270	[kN/m ²]
$t_M = q_{s,k}$	20	[kN/m ²]
l_{gew}	12	[m]
$F_M =$	527,8	kN
$A_S =$	0,38	m ²
$S_{v,\text{max}} =$	1641,4	kN/m ²

$$S_{v,\text{max}} = 1641,4 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Die maximale einwirkende vertikale Spannung auf die Säule errechnet sich analytisch aus der Gleichgewichtsbedingung wie folgt:

$$\sigma \cdot A_E = \sigma_s \cdot A_s + \sigma_B \cdot (A_E - A_s)$$

mit

σ : mittlere Spannung aus Bauwerksauflast

σ_s : Vertikalspannung auf die Säule

σ_B : Vertikalspannung auf den Boden

$$A_E = d_e^2 \cdot \frac{\pi}{4} \quad (\text{Gesamtoberfläche der Einheitszelle})$$

$$A_s = d^2 \cdot \frac{\pi}{4} \quad (\text{Säulenquerschnitt})$$

Tabelle 9: Berechnung der einwirkenden vertikalen Spannung auf die Säule

$S_v = S'_{v,0} + S'_q$	188,92 [kN/m ²]
$F_{\text{ges}} = S \cdot A_E$	757,9 kN
$E_E =$	29700 [kN/m ²]
$E_s =$	59429 [kN/m ²]
$S_s =$	344,9 [kN/m ²]

Es ergeben sich folgende Globale Sicherheitsfaktoren für die einzelnen Versagensformen:

Tabelle 10: Ergebnis: Globale Sicherheitsfaktoren

	$S_{v,\text{max}}$	S_s	h
a)	610,2	344,9	1,77
b)	1377,5	344,9	3,99
c)	1641,4	344,9	4,76

Der Lastfall Ausbauchen ist maßgebend, dieser kommt wie zu Beginn des Kapitels erläutert bei den Säulen im Randbereich der Versturzzone zu tragen. Ein globaler Sicherheitsfaktor >1,77 beweist ausreichende Sicherheit. Für die schwimmenden Säulen in Versturzzonenmitte ergibt sich ein Teilsicherheitsfaktor von 4,76 gegen Abtauchen.

3.1.4.2 Betrachtung der Säulengruppe

Die Säulen werden im quadratischen Raster mit einem Abstand von 2,0m x 2,0m angeordnet.

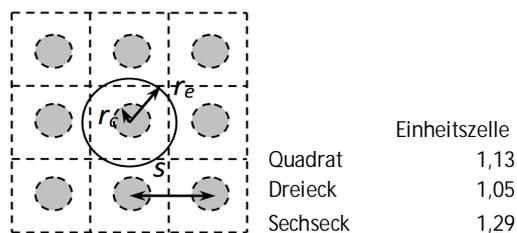


Abbildung 17: Anordnung der Säulen im Quadratischen Raster und Umrechnungsfaktor auf Einheitszelle

Die Wirksamkeit einer Rüttelstopfverdichtung wird ausgedrückt durch den Parameter β (Baugrundverbesserungsfaktor = Setzungsverminderung)

$$\beta = \frac{\text{Setzung des unbehandelten Untergrundes}}{\text{Setzung des verbesserten Untergrundes}}$$

Unter Berücksichtigung der Säulengruppe lässt sich der Baugrundverbesserungsfaktor wie folgt berechnen:

$$\beta = 1 + a_s \cdot \left[\frac{0,5 + f(v', a_s)}{K_{a,s} \cdot f(v', a_s)} - 1 \right] \quad (15.7)$$

mit

$$f(v', a_s) = \frac{1 - v'^2}{1 - v' - 2 \cdot v'^2} \cdot \frac{(1 - 2 \cdot v') \cdot (1 - a_s)}{1 - 2 \cdot v' + a_s} \quad (15.8)$$

Tabelle 11: Berechnung des Baugrundverbesserungsfaktors

Raster:	Quadrat
s=	2 [m]
n'=	0,3 [m]
d _E =	2,26 [m]
S _s =	188,92 [kN/m ²]
A _E =	4,01 [m ²]
A _s =	0,38 [m ²]
a _s =	0,10 [-]
f(n', a _s)=	1,28
K _{a,s} =	0,19 [-]
b =	1,61 [-]

Ebenso lässt sich aus der Säulengruppe ein homogenisierter Parametersatz ermitteln, der den Einfluss der Rüttelstopfsäulen im Versturzonenmaterial verschmiert.

Der verschmierte E-Modul errechnet sich nach [L2] wie folgt:

$$E_m = E_s(1 - a_r) + E_c a_r$$

Tabelle 12: E-Modul des verschmierten homogenisierten Rüttelstopfsäulenbereiches

E-Modul	
E _s =	29700 [kN/m ²]
a _r	0,10 [-]
E _c =	59429 [kN/m ²]
<u>E_m=</u>	<u>32552 [kN/m²]</u>
Steifemodul:	
<u>E_{s,m}=</u>	<u>43837 [kN/m²]</u>

Die verschmierten Festigkeitsparameter errechnen sich nach [L1] wie folgt:

$$\bar{\gamma} = \gamma_s \cdot a_s + \gamma_B \cdot (1 - a_s) \quad (15.9)$$

$$\bar{c} = (1 - m) \cdot c_B + m \cdot c_s \quad (15.10)$$

$$\tan \bar{\varphi} = (1 - m) \cdot \tan \varphi_B + m \cdot \tan \varphi_s \quad (15.11)$$

mit

$\bar{\gamma}, \bar{c}, \bar{\varphi}$: mittlere Bodenkennwerte des verbesserten Bodens

φ_s, c_s : Reibungswinkel und Kohäsion der Säule

φ_B, c_B : Reibungswinkel und Kohäsion des Bodens

Für m setzt *Di Maggio* einfach a_s ein. *Priebe* plädiert dagegen für eine differenzierte

$$a_s = m_{\min} \leq m \leq m_{\max} = \frac{A_s \cdot \sigma_s}{A_E \cdot \sigma}$$

mit

m_{\min} : Lastanteil ohne Umlagerung

m_{\max} : Lastanteil nach vollständiger Umlagerung

Tabelle 13: Ergebnis der verschmierten Festigkeitsparameter

Ansatz nach DiMaggio:		Ansatz nach Priebe	
γ, c, φ		c, φ	
$\gamma_m =$	19,0 [kN/m ²]	$m_{\min} =$	0,10 [-]
$m = a_s =$	0,10 [-]	$m_{\max} =$	0,18 [-]
$c_m =$	4,5 [kN/m ²]	$m_{\text{gew}} =$	0,14 [-]
$\varphi =$	29,3 [°]	$c_m =$	4,3 [kN/m ²]
		$\varphi =$	30,0 [°]

Für die weiteren Berechnungen wird der Parametersatz für den verschmierten Rüttelstopfsäulenbereich homogen nach dem Ansatz von Priebe verwendet, da dieser den Lastanteil der Umlagerung berücksichtigt.

Die analytische Bemessung der Rüttelstopfsäulen kann tendenziell als konservativ betrachtet werden. Mittels FE-Berechnungen können in weiteren Planungsphasen, eventuell mit diskreter Säulen- bzw. Geogittermodellierung, die Bodenverbesserungsmaßnahmen optimiert werden.

3.2 2D FE Verformungsberechnung

3.2.1 Lastannahmen

Da die Verformungsberechnung darauf abzielt, die Verformung der Asphaltoberflächendichtung zu kontrollieren, wird der Lastfall Einstau bis auf Stauziel genauer untersucht.

3.2.1.1 Eigengewicht

Das Eigengewicht errechnet sich nach den Wichten angegeben in den Materialparametertabellen in Kapitel 2.5.

3.2.1.2 Wasserlast

Die Wasserlast ist dem Kapitel 3.1.1 Lastannahmen Tabelle 4 zu entnehmen.

3.2.2 Teilsicherheitsbeiwerte

Die Verformungsberechnung entspricht einem Gebrauchstauglichkeitsnachweis nach EN 1997 bzw. DIN 1054: 2021-04 Tabelle A2.1 bei dem die Einhaltung der maßgebenden Verformungen kontrolliert wird.

Tabelle 14: Teilsicherheitsbeiwerte im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit gem. DIN 1054

Einwirkung bzw. Beanspruchung	Formelzeichen	Bemessungssituation		
		BS-P	BS-T	BS-A/BS-E
SLS: Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit				
$\gamma_G = 1,00$ für ständige Einwirkungen bzw. Beanspruchungen				
$\gamma_Q = 1,00$ für veränderliche Einwirkungen bzw. Beanspruchungen				
^a einschließlich ständigem und veränderlichem Wasserdruck.				
^b nur im Sonderfall nach 7.6.3.1 A (2).				

3.2.3 Materialparameter

3.2.3.1 Damm

Die Materialparameter für den bestehenden Damm sind der Tabelle 2 zu entnehmen.

3.2.3.2 Untergrund

Die Materialparameter für die Untergrundmaterialien sind der Tabelle 1 zu entnehmen.

3.2.3.3 Materialien zur Sanierung

Die Parameter für die Dammmaterialien sowie die Materialien zur Sanierung der Beckensohle, die im Zuge der Sanierung ergänzt/eingebaut werden sind den Tabelle 1 und Tabelle 2 zu entnehmen.

3.2.3.4 Rüttelstopfsäulen

Der Bereich der durch Rüttelstopfsäulen verbessert wird, wird verschmiert als homogenes verbessertes Versturzzonen/Rüttelstopfsäulen – Material angesetzt. Die verschmierten Parameter wurden im Zuge der analytischen Bemessung der Rüttelstopfsäulen ermittelt (siehe Kapitel 3.1.4.2) und sind den Tabelle 12 und Tabelle 13 zu entnehmen.

3.2.4 Berechnung Schnitt 0+800

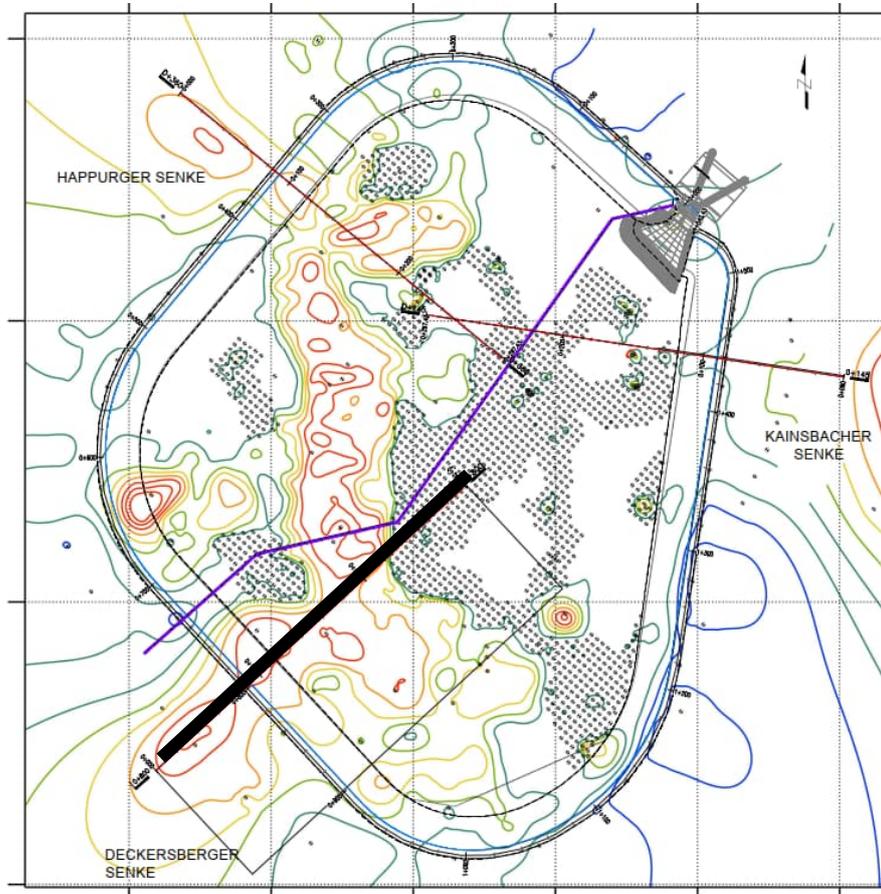


Abbildung 18: Übersicht Berechnungsschnitt im geologischen Lageplan

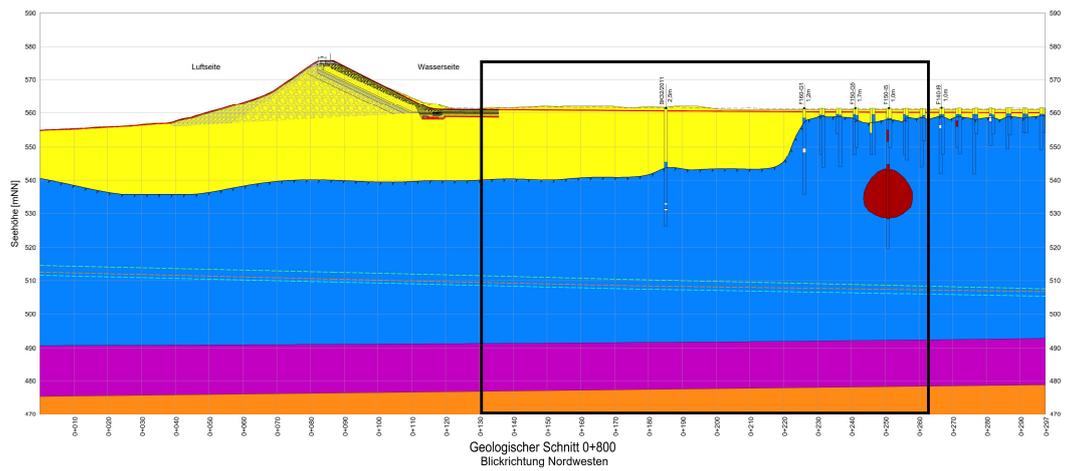


Abbildung 19: Berechnungsausschnitt 0+800 aus dem geologischen Schnitt entnommen aus 3D Untergrundmodell

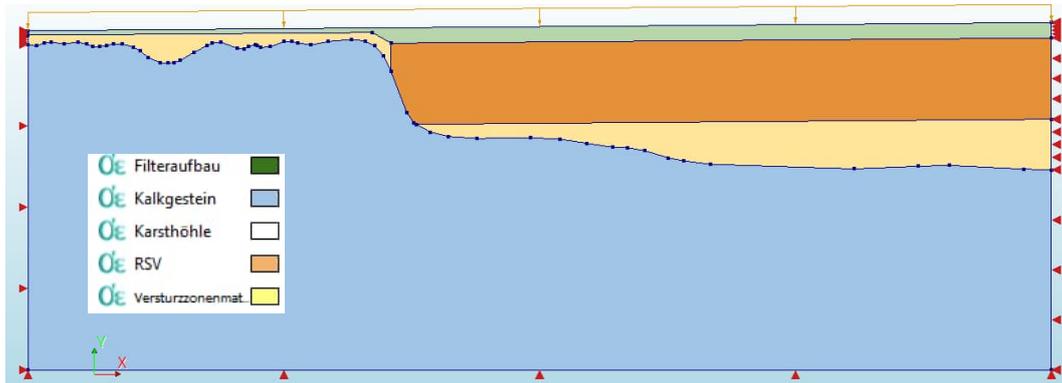


Abbildung 20: 2D Finite Elemente Modell mit Darstellung der Materialien

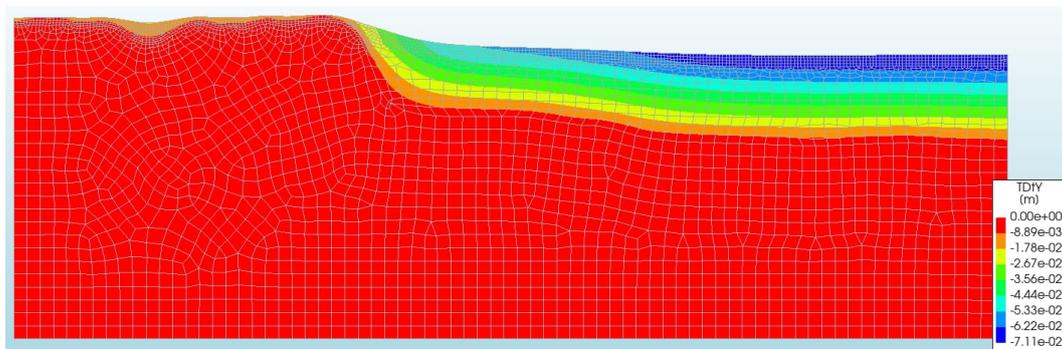


Abbildung 21: Verformungen in vertikaler Richtung aufgrund von Einstau bis auf Stauzielniveau (aus FE-Berechnung)

Es treten maximale Verformungen von 7,1 cm auf. Der steilste Gradient wird ausgewertet:

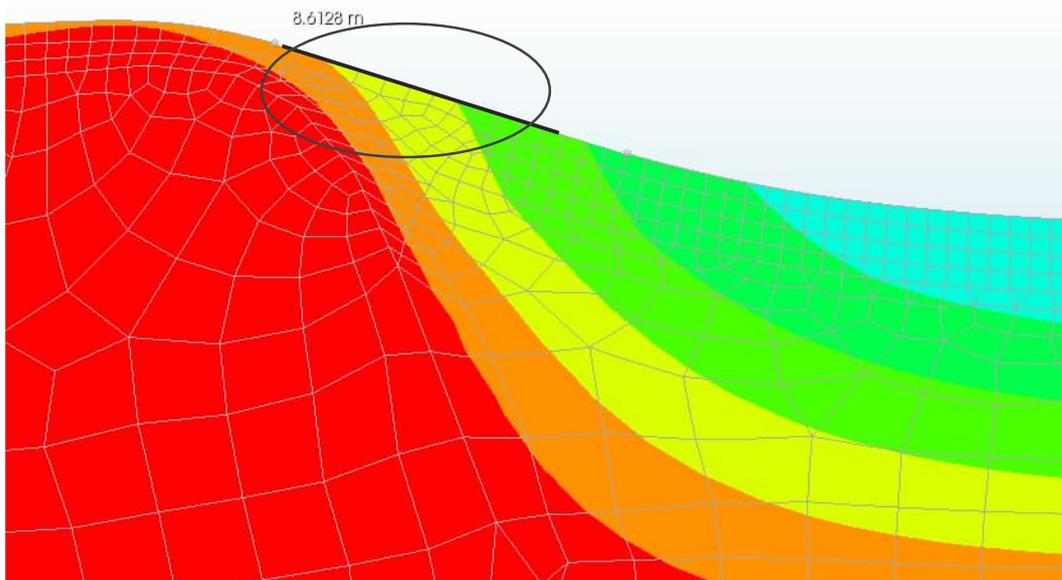


Abbildung 22: Steilster Gradient der Asphaltoberflächendichtung in der Beckensohle (aus FE-Berechnung)

Der steilste Gradient und damit die ungünstigste Verformung für die Asphaltoberflächendichtung ergibt sich im direkten Übergangsbereich zwischen Fels und Versturzzone.

Der Gradient errechnet sich über eine Länge von 8,61 m und einer Differentialsetzung von 3,8 cm - 1,1 cm = 2,7 cm zu 0,003 und ist damit kleiner als der maximal verträgliche Gradient

der Asphaltoberflächendichtung von 0,2 bzw. 0,16 (Vergleiche Abbildung 1). Die Berechnung zeigt, es gibt ausreichend Sicherheit gegen ein Versagen der Asphaltoberflächendichtung.

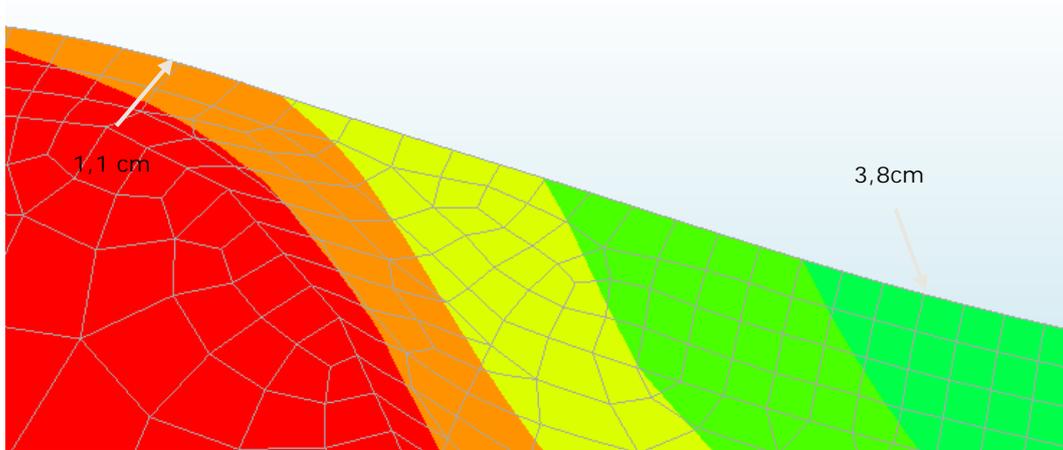


Abbildung 23: Maximaler Gradient (aus FE-Berechnung)

3.2.5 Berechnung Schnitt bei Kontrollgang

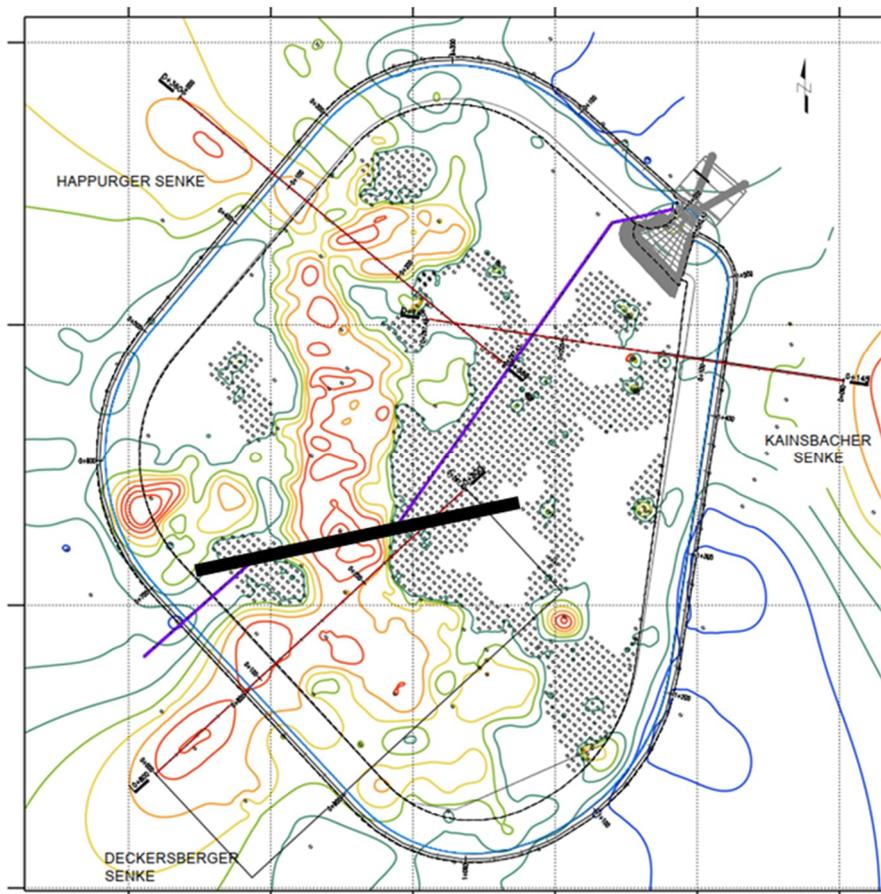


Abbildung 24: Übersicht Berechnungsschnitt im geologischen Lageplan

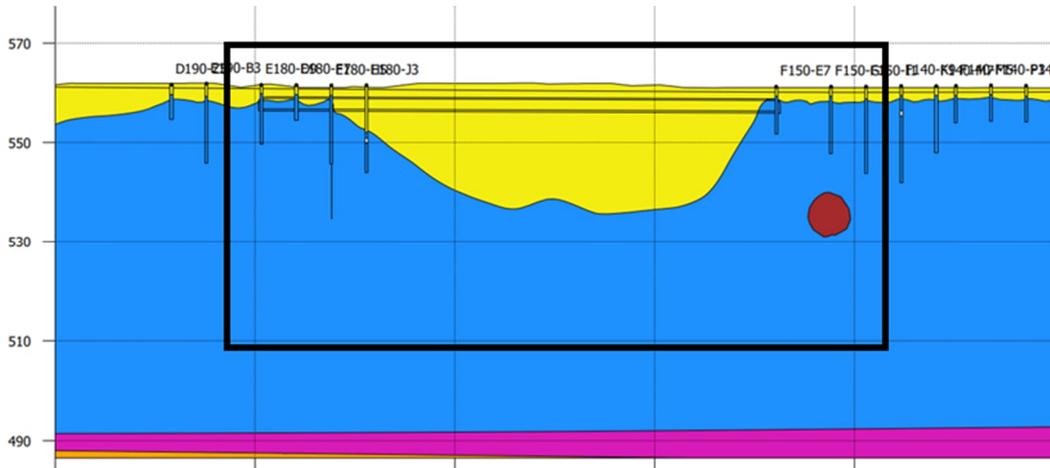


Abbildung 25: Berechnungsausschnitt Kontrollgang aus dem geologischen Schnitt entnommen aus 3D Untergrundmodell



Abbildung 26: 2D Finite Elemente Modell mit Darstellung der Materialien

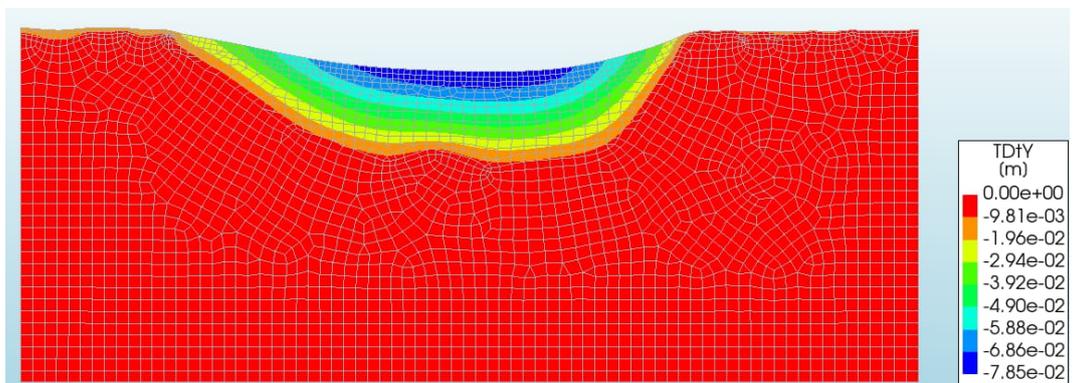


Abbildung 27: Verformungen in vertikaler Richtung aufgrund von Einstau bis auf Stauzielniveau (aus FE-Berechnung)

Es treten maximale Verformungen von 7,9 cm auf. Der steilste Gradient wird ausgewertet:

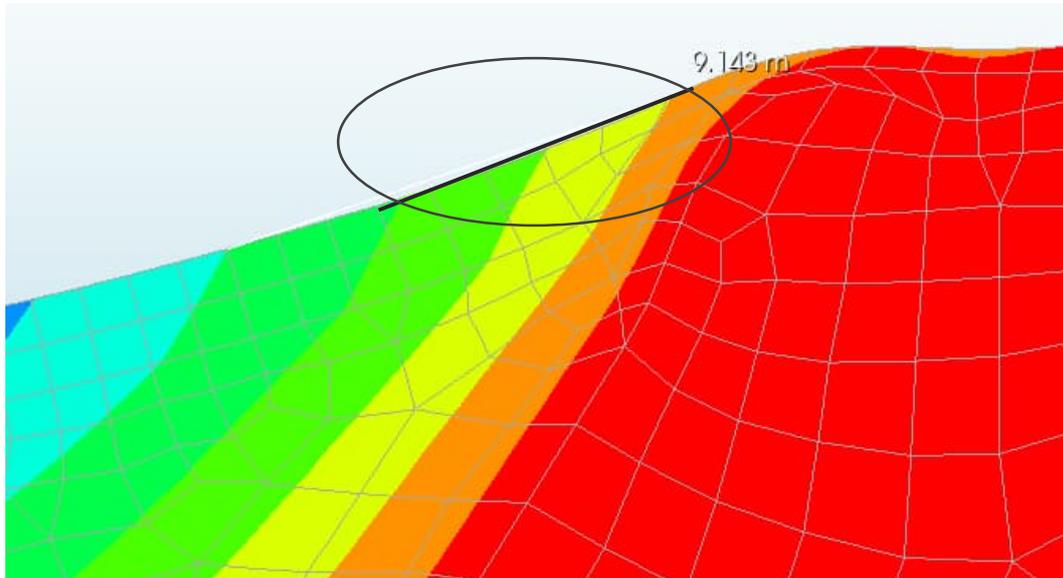


Abbildung 28: Steilster Gradient der Asphaltoberflächendichtung in der Beckensohle (aus FE-Berechnung)

Der steilste Gradient und damit die ungünstigste Verformung für die Asphaltoberflächendichtung ergibt sich im direkten Übergangsbereich zwischen Fels und Versturzzone.

Der Gradient errechnet sich über eine Länge von 9,14m und einer Differentialsetzung von 4,9 cm - 2,0 cm = 2,9 cm zu 0,0032 und ist damit kleiner als der maximal verträgliche Gradient der Asphaltoberflächendichtung von 0,2 bzw. 0,16 (Vergleiche Abbildung 1). Die Berechnung zeigt, es gibt ausreichend Sicherheit gegen ein Versagen der Asphaltoberflächendichtung.

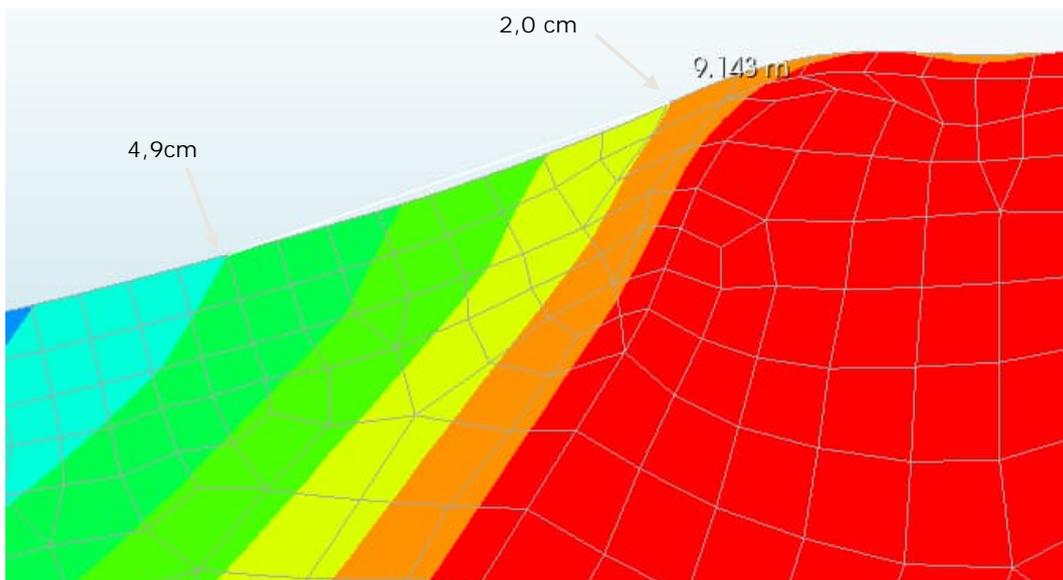


Abbildung 29: Maximaler Gradient (aus FE-Berechnung)

3.3 Analytische Berechnung der Karsthohlraumverbrüche

3.3.1 Lastannahmen

Die Karsthohlraumverbrüche werden bei maximaler Wasserlast bis auf Stauzielniveau untersucht.

3.3.1.1 Eigengewicht

Das Eigengewicht errechnet sich nach den Wichten angegeben in den Materialparametertabellen in Kapitel 2.5.

3.3.1.2 Wasserlast

Die Wasserlast ist dem Kapitel 3.1.1 Lastannahmen Tabelle 4 zu entnehmen.

3.3.2 Teilsicherheitsbeiwerte

Tabelle A 2.1 — Teilsicherheitsbeiwerte γ_F^1 bzw. γ_E^2 für Einwirkungen und Beanspruchungen

Einwirkung bzw. Beanspruchung	Formelzeichen	Bemessungssituation		
		BS-P	BS-T	BS-A/BS-E
HYD und UPL: Grenzzustand des Versagens durch hydraulischen Grundbruch und Aufschwimmen				
Destabilisierende ständige Einwirkungen ^a	$\gamma_{G,dst}$	1,05	1,05	1,00
Stabilisierende ständige Einwirkungen	$\gamma_{G,stb}$	0,95	0,95	0,95
Destabilisierende veränderliche Einwirkungen	$\gamma_{Q,dst}$	1,50	1,30	1,00
Stabilisierende veränderliche Einwirkungen	$\gamma_{Q,stb}$	0	0	0
Strömungskraft bei günstigem Untergrund	γ_H	1,45	1,45	1,25
Strömungskraft bei ungünstigem Untergrund	γ_H	1,90	1,90	1,45
EQU: Grenzzustand des Verlusts der Lagesicherheit				
Ungünstige ständige Einwirkungen	$\gamma_{G,dst}$	1,10	1,05	1,00
Günstige ständige Einwirkungen	$\gamma_{G,stb}$	0,90	0,90	0,95
Ungünstige veränderliche Einwirkungen	γ_Q	1,50	1,25	1,00
STR und GEO-2: Grenzzustand des Versagens von Bauwerken, Bauteilen und Baugrund				
Beanspruchungen aus ständigen Einwirkungen allgemein ^a	γ_G	1,35	1,20	1,10
Beanspruchungen aus günstigen ständigen Einwirkungen ^b	$\gamma_{G,inf}$	1,00	1,00	1,00
Beanspruchungen aus ständigen Einwirkungen aus Erdruchedruck	$\gamma_{G,E0}$	1,20	1,10	1,00
Beanspruchungen aus ungünstigen veränderlichen Einwirkungen	γ_Q	1,50	1,30	1,10
Beanspruchungen aus günstigen veränderlichen Einwirkungen	γ_Q	0	0	0
GEO-3: Grenzzustand des Versagens durch Verlust der Gesamtstandsicherheit				
Ständige Einwirkungen ^a	γ_G	1,00	1,00	1,00
Ungünstige veränderliche Einwirkungen	γ_Q	1,30	1,20	1,00

DIN 1054:2021-04

Tabelle A 2.2 — Teilsicherheitsbeiwerte γ_M^3 für geotechnische Kenngrößen

Bodenkenngröße	Formelzeichen	Bemessungssituation		
		BS-P	BS-T	BS-A/BS-E
HYD und UPL: Grenzzustand des Versagens durch hydraulischen Grundbruch und Aufschwimmen				
Reibungsbeiwert $\tan \varphi'$ des dränierten Bodens und Reibungsbeiwert $\tan \varphi_u$ des undränierten Bodens	$\gamma_{\varphi'}, \gamma_{\varphi_u}$	1,00	1,00	1,00
Kohäsion c' des dränierten Bodens und Scherfestigkeit c_u des undränierten Bodens	$\gamma_{c'}, \gamma_{c_u}$	1,00	1,00	1,00
GEO-2: Grenzzustand des Versagens von Bauwerken, Bauteilen und Baugrund				
Reibungsbeiwert $\tan \varphi'$ des dränierten Bodens und Reibungsbeiwert $\tan \varphi_u$ des undränierten Bodens	$\gamma_{\varphi'}, \gamma_{\varphi_u}$	1,00	1,00	1,00
Kohäsion c' des dränierten Bodens und Scherfestigkeit c_u des undränierten Bodens	$\gamma_{c'}, \gamma_{c_u}$	1,00	1,00	1,00

Bodenkenngröße	Formelzeichen	Bemessungssituation		
		BS-P	BS-T	BS-A/BS-E
GEO-3: Grenzzustand des Versagens durch Verlust der Gesamtstandsicherheit				
Reibungsbeiwert $\tan \varphi'$ des dränierten Bodens und Reibungsbeiwert $\tan \varphi_u$ des undränierten Bodens	$\gamma_{\varphi'}, \gamma_{\varphi_u}$	1,25	1,15	1,10
Kohäsion c' des dränierten Bodens und Scherfestigkeit c_u des undränierten Bodens	$\gamma_{c'}, \gamma_{c_u}$	1,25	1,15	1,10

Tabelle A 2.3 — Teilsicherheitsbeiwerte γ_R^4 für Widerstände

Widerstand	Formelzeichen	Bemessungssituation		
		BS-P	BS-T	BS-A/BS-E
STR und GEO-2: Grenzzustand des Versagens von Bauwerken, Bauteilen und Baugrund				
Bodenwiderstände				
— Erdwiderstand und Grundbruchwiderstand	$\gamma_{R,e}, \gamma_{R,v}$	1,40	1,30	1,20
— Gleitwiderstand	$\gamma_{R,h}$	1,10	1,10	1,10
Pfahlwiderstände aus statischen und dynamischen Pfahlprobelastungen				
— Fußwiderstand	γ_b	1,10	1,10	1,10
— Mantelwiderstand (Druck)	γ_s	1,10	1,10	1,10
— Gesamtwiderstand (Druck)	γ_t	1,10	1,10	1,10
— Mantelwiderstand (Zug)	$\gamma_{s,t}$	1,15	1,15	1,15
Pfahlwiderstände auf der Grundlage von Erfahrungswerten				
— Druckpfähle	$\gamma_b, \gamma_s, \gamma_t$	1,40	1,40	1,40
— Zugpfähle (nur in Ausnahmefällen)	$\gamma_{s,t}$	1,50	1,50	1,50
Herausziehwiderstände				
— Boden- bzw. Felsnägel	γ_a	1,40	1,30	1,20
— Verpresskörper von Verpressankern	γ_a	1,10	1,10	1,10
— Flexible Bewehrungselemente	γ_a	1,40	1,30	1,20

Für das Versagen der Karsthohlräume und damit der Verbrüche des Baugrundes gilt das Verfahren GEO-2, da es sich um lokale Versagensmechanismen handelt, die die Gesamtstabilität des Oberwasserbeckens nicht gefährden.

3.3.3 Berechnung

Im Folgenden wird die Berechnung anhand eines Parametersatzes gezeigt und die Sicherheiten dargestellt.

Für die Abschätzung kritischer Karsthohlräume wurde eine Parameterstudie geführt, bei der der Durchmesser des Hohlraums, die Überlagerung im Fels (Felsbrücke) und die Überlagerung im Lockergestein variiert wurden.

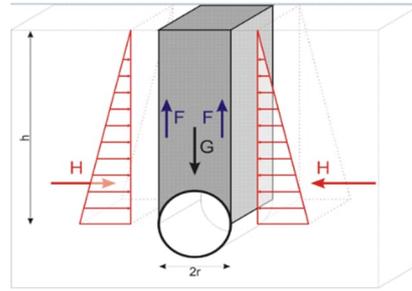
Tabelle 15 bis Tabelle 17 zeigen exemplarisch eine berechnete Variante mit Karsthohlraumdurchmesser von 1 m bei einer Überlagerung im Kalk von 1,0 m und einer Versturzzoneüberlagerung von 0,0 m, es ergibt sich eine Sicherheit gegen Tagbruchversagen von $2,77 \geq 1,0$.

Tabelle 15: Eingangsparameter, Teilsicherheitsbeiwerte und Wasserauflast der analytischen Berechnung

TAGBRUCHNACHWEIS	nach DIN1054	Nachweisverfahren GEO-2
Eingangsparameter		
Karsthöhlendurchmesser	1	m
Zone 1 Versturzzone	0,00	m
Zone 2 Kalk	1,00	m
$K_0 =$	0,43	-
Wasserauflast		
$S_{v,Ek}$	140,5	kN/m ²
$S_{v,Ed_ungünstig} = S_{v,Ek} \times g_G$	189,675	kN/m ²
$S_{v,Ed_günstig} = S_{v,Ek} \times g_{G,inf}$	140,5	kN/m ²
$V_{E,d} = S_{v,Ed_ung} \times d$	189,68	kN/m
Teilsicherheitsbeiwerte		
g_G	1,35	
g_{G-Ed}	1,2	
$g_{G,inf}$	1,0	
$g_{G_günst}$	1,5	
$g_{G_ungünst}$	0	
$g_{R,h}$	1,1	
g_F	1,0	
g_c	1,0	

Tabelle 16: Treibende und Rückhaltende Kräfte der analytischen Berechnung

Zone 1 (Versturzzone)	
$\varphi =$	27,5°
$c =$	5 kPa
$g =$	19 kN/m ²
$h =$	0 m
$S_{v0,d,inf} = g \times h \times g_{Ginf}$	0 kN/m ²
$S_{H0,d,inf} = S_{v0,d,inf} \times K_0$	0 kN/m ²
$K_{av} = K_{ag} =$	0,37 -
$S_{HE,d} = S_{v,Ed,günstig} \times K_{av}$	51,74 kN/m ²
$H_d = S_{h0,d,inf} \times h/2 + S_{H,Ed} \times h$	0,00 kN/m
$F_{VZ} = c/g_c \times h + H_d \times \tan \varphi_k/g_f$	0,00 kN/m
$S_{v0,d,ung} = g \times h \times g_{G-E0}$	0,00 kN/m ²
$G_{VZ} = S_{v0,d,ung} \times d$	0,00 kN/m



Zone 2 (Kalkstein)	
$\varphi =$	58°
$c =$	140 kPa
$g =$	25 kN/m ²
$h =$	1,00 m
$S_{v0,d,inf} = g \times h \times g_{Ginf} + S_{v0,d,inf,VZ}$	25,00 kN/m ²
$S_{H0,d,inf} = S_{v0,d,inf} \times K_0$	10,75 kN/m ²
$K_{av} = K_{ag} =$	0,08 -
$S_{HE,d} = S_{v,Ed,günstig} \times K_{av}$	11,55 kN/m ²
$H_d = (S_{h0,d,inf,VZ} + S_{h0,d,inf}) \times h/2 + S_{H,Ed} \times h$	16,93 kN/m
$F_{Kalk} = c/g_c \times h + H_d \times \tan \varphi_k/g_f$	167,09 kN/m
$S_{v0,d,ung} = g \times h \times g_{G-E0}$	30,00 kN/m ²
$G_{Kalk} = S_{v0,d,ung} \times d$	30,00 kN/m

Tabelle 17: Berechnungsergebnis der analytischen Berechnung mit Angabe der Sicherheit

Nachweis als 3D Schlot				
$F_{R,d} = (F_{Kalk} + F_{VZ}) \times d \times \pi$			524,93	
$F_{T,d} = (G_{VZ} + G_{Kalk} + V_{E,d}) \times d \times \pi / 4$			172,53	
	$F_{T,d} \times g_{R,h}$	\leq	$F_{R,d}$	
	189,79	\leq	524,93	
	h	\geq	2,77	$\geq 1,0$

Tabelle 18 zeigt das Berechnungsergebnis folgender Parameterstudie:

Es wurde mittels Zielwertanalyse untersucht, wie hoch die Überdeckung der Felsbrücke mindestens sein muss, um die Lasten aus Eigengewicht und Wasserlast bis Stauzielniveau zu tragen. Dabei wurde der Durchmesser des Karsthohlraums von 0,5 m - 10,0 m variiert. Die Überlagerung der Versturzzone ist dabei 0, diese würde die Sicherheiten zusätzlich günstig beeinflussen.

Tabelle 18: Berechnungsergebnis der Parameterstudie der Karsthöhlen im Kalkstein ohne Überlagerung von Versturzone

Karsthöhlen durchmesser [m]	h > 1,0 wenn
	Felsbrücke h _{Fels} [m] >
0,5	0,17
1	0,34
2	0,7
3	1,09
4	1,51
5	1,95
6	2,41
7	2,9
8	3,42
9	3,96
10	4,53
Karsthöhle in Kalkstein (mit 0 m Überlagerung von Versturzone)	

Das bedeutet, dass zum Beispiel bei einem Karsthohlraumdurchmesser von 5 m eine Felsbrücke von 1,95 m eine Sicherheit gegen Tagbruchversagen von 1,0 ergibt. Die ermittelten Felsbrückenhöhen sind daher als Grenzwerte zu verstehen, ab welcher Überlagerung die jeweiligen Hohlräume stabil sind.

In Tabelle 19 wird das Ergebnis der Parameterstudie präsentiert, bei der ermittelt wurde, ab welcher Versturzonenerüberlagerung Karsthohlräume mit variierendem Durchmesser im Kalkstein mit variierender Überlagerungshöhe eine ausreichende Sicherheit gegen Tagbruchversagen erreicht wird.

Tabelle 19: Ergebnis der Parameterstudie

Karsthöhlen durchmesser	Kalk Überlagerung	h > 1,0 wenn		Kalk Überlagerung	h > 1,0 wenn	
		Versturzonenerfüllung Überlagerung h _{vz} >	Überlagerung		h _{vz} >	Überlagerung
Hohlraum in Kalk:	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
1	1	0	2	0	3	0
2	1	0	2	0	3	0
3	1	0,52	2	0	3	0
4	1	2,87	2	0	3	0
5	1	5,37	2	0	3	0
6	1	7,99	2	2,37	3	0
7	1	10,71	2	5,13	3	0
8	1	13,45	2	7,96	3	2,39
9	1	16,25	2	10,81	3	5,34
10	1	19,08	2	13,68	3	8,29

Die Tabelle 19 zeigt zum Beispiel, dass Karsthöhlen mit 1 m Durchmesser, stabil sind für alle untersuchten Kalküberlagerungen (variiert von 1 m bis 3 m) und keine zusätzliche Überlagerung der Versturzone notwendig ist, um den Verbruchkörper zu stabilisieren. Bei Karsthöhlen mit 5 m Durchmesser ist bei einer Felsüberlagerung von 2 m und 3 m keine zusätzliche Überlagerung der Versturzone notwendig, bei 1 m Felsüberlagerung, sichert eine Versturzone von mindestens 5,37 m den Verbruchkörper gegen Tagbruch.

Es ist jedoch zu berücksichtigen, dass es sich bei der analytischen Lösung um einen konservativen Ansatz handelt. Zum einen wird von einem kreisrunden Querschnitt ausgegangen, zum anderen wird vom Primärspannungszustand im Boden ohne Umlagerung ausgegangen, ebenso werden keine Imperfektionen berücksichtigt.

Die analytische Lösung geht von einem idealisierten Verbruchkörper aus. Gerade bei sehr oberflächennahen Hohlräumen mit geringen Felsbrücken oberhalb des Hohlraumes ist davon

auszugehen, dass initial lokale kleine Verbrüche der Felsbrücke fortschreiten und es zum Versagen des gesamten Nahbereiches des Hohlraumes kommt. Die tatsächlichen Verbruchkörper und das Verbruchsszenario sind bei Hohlräumen mit wenig Überlagerung deutlich komplexer und können mit der analytischen Lösung nicht ausreichend bemessen werden.

Der dreidimensionale Effekt wird berücksichtigt, indem die Treibenden und Rückhaltenden Kräfte von 2D Planes Strain (im Ebenen Spannungszustand) das heißt von einer 1m dicken Scheibe umgerechnet werden auf den 3D Verbruchkörper als Schlot: Die horizontalen Rückhaltenden Kräfte werden entlang der Laibung des verbrechenden Schlotes angesetzt, die treibenden Vertikalen Eigengewichtskräfte werden über das Volumen des Schlotes angesetzt, die treibende Wasserlast über die kreisförmige Angriffsfläche an der Oberfläche des verbrechenden Schlotes.

Um ein mögliches Verbruchsszenario während des Betriebs zu verhindern, müssen jene Karsthohlräume, die die jeweiligen Grenzwerte für Durchmesser bei bestimmter Überlagerung im Fels und Lockergestein überschreiten, da diese als instabil gelten, verbessert werden. Mögliche Verbesserungsmaßnahmen sind Verpressen, Injizieren bzw. Ausbetonieren der Hohlräume nach vorangegangener Erkundung mittels Sondierbohrung während der Ausführungsphase.

Aufgrund der Berechnungen ergeben sich folgende Grenzwerte als Richtwert für die kritischen Hohlräume, diese müssen im Zuge der Ausführungsplanung genauer untersucht werden und an neue Erkenntnisse angepasst werden:

Tabelle 20: Grenzwerte der Kalksteinüberlagerung für kritische Hohlräume

Grenzwerte für Hohlraumsanierung	
Kalküberdeckung	Hohlraumdurchmesser
0,5 m - 1,0 m	> 1,0 m
1,0 m - 1,5 m	> 3,0 m
1,5 m - 2,0 m	> 4,0 m
2,0 m - 2,5 m	> 5,0 m
2,5 m - 3,0 m	> 6,0 m
3,0 m - 3,5 m	> 7,0 m
3,5 m - 4,0 m	> 8,0 m
4,0 m - 4,5 m	> 9,0 m
4,5 m - 5,0 m	>10,0 m

Hohlräume die über den Grenzwerten der Durchmesser aus Tabelle 20 liegen müssen wie zuvor beschrieben mit geeigneten Maßnahmen saniert werden.

3.4 Analytische Berechnung von Hohlräumen innerhalb der Versturzzone

In diesem Kapitel wird der Einfluss von latenten Hohlräumen innerhalb der Versturzzone untersucht. Es wird davon ausgegangen, dass latente Hohlräume in der Versturzzone keine großen Volumina aufgrund der Lockermaterialeigenschaften erreichen. Kleinere Hohlräume z.B. im Bereich von Kalksteinblöcken und Fragmenten können nicht mit Sicherheit ausgeschlossen werden und werden mit hoher Wahrscheinlichkeit im Zuge der vorgesehenen Baumaßnahmen kollabieren bzw. verdichtet (siehe Abschnitt 2.1.2.3 bzw. [B7]).

Es gelten dieselben Ansätze wie im Kapitel 3.3.

Angaben zu Lastannahmen, Teilsicherheitsbeiwerten und Berechnungsgrundsätze sind ebenfalls gleich gehalten.

Es wird exemplarisch eine Berechnung dargestellt mit Versturzonenüberlagerung von 2 m und Hohlraumdurchmesser von 2,0 m:

Tabelle 21: Eingangsparameter, Teilsicherheitsbeiwerte und Wasserauflast der analytischen Berechnung

Eingangsparameter		
Karsthöhlendurchmesser	2	m
Zone 1 (nicht in Gebrauch)	0,00	m
Zone 2 Versturzzone	2,00	m
$K_0 =$	0,43	-

Teilsicherheitsbeiwerte	
g_G	1,35
g_{G-E0}	1,2
g_{G-inf}	1,0
$g_{G-günst}$	1,5
$g_{G-ungünst}$	0
$g_{R,h}$	1,1
g_F	1,0
g_c	1,0

Wasserauflast		
$S_{v,Ek}$	140,5	kN/m ²
$S_{v,Ed_ungünst} = S_{v,Ek} \times g_G$	189,675	kN/m ²
$S_{v,Ed_günst} = S_{v,Ek} \times g_{G,inf}$	140,5	kN/m ²
$V_{E,d} = S_{v,Ed_ung} \times d$	379,35	kN/m

Tabelle 22: Treibende und Rückhaltende Kräfte der analytischen Berechnung

Zone 2 (Versturzzone)		
$f =$	27,5	°
$c =$	5	kPa
$g =$	19	kN/m ²
$h =$	2,00	m
$S_{v0,d,inf} = g \times h \times g_{G,inf} + S_{v0,d,inf_VZ}$	38,00	kN/m ²
$S_{H0,d,inf} = S_{v0,d,inf} \times K_0$	16,34	kN/m ²
$K_{av} = K_{ag} =$	0,37	-
$S_{HE,d} = S_{v,Ed,günst} \times K_{av}$	51,74	kN/m ²
$H_d = (S_{H0,d,inf,VZ} + S_{H0,d,inf}) \times h/2 + S_{H,Ed} \times h$	119,81	kN/m
$F_{Kalk} = c/g_c \times h + H_d \times \tan f_k/g_F$	72,37	kN/m
$S_{v0,d_ung} = g \times h \times g_{G-E0}$	45,60	kN/m ²
$G_{Kalk} = S_{v0,d_ung} \times d$	91,20	kN/m

Tabelle 23: Berechnungsergebnis der analytischen Berechnung mit Angabe der Sicherheit

Nachweis als 3D Schlot			
$F_{R,d} = (F_{Kalk} + F_{VZ}) \times d \times \pi$		454,71	
$F_{T,d} = (G_{VZ} + G_{Kalk} + V_{E,d}) \times d \times \pi / 4$		739,14	
$F_{T,d} \times g_{R,h}$	\leq	$F_{R,d}$	
813,05	$>$	454,71	
h	\geq	0,56	$\geq 1,0$

Es wird in diesem Beispiel keine ausreichende Sicherheit erreicht. Die Versturzzonehöhe wird nun mittels Zielwertanalyse soweit gesteigert, bis der Verbruchschlot ausreichende Sicherheit erreicht.

Sobald die Versturzzone eine Höhe von 3,80 m übersteigt, kann ausreichend Sicherheit erzielt werden:

Tabelle 24: Berechnungstabellen nach Zielwertanalyse mit Sicherheit 1.0

Eingangsparameter			
Karsthöhlendurchmesser		2	m
Zone 1 (nicht in Gebrauch)		0,00	m
Zone 2 Versturzone		3,80	m
$K_0 =$		0,43	-

Wasserauflast			
$S_{v,Ek}$		140,5	kN/m ²
$S_{v,Ed_ungünstig} = S_{v,Ek} \times g_G$		189,675	kN/m ²
$S_{v,Ed_günstig} = S_{v,Ek} \times g_{G,inf}$		140,5	kN/m ²
$V_{E,d} = S_{v,Ed_ung} \times d$		379,35	kN/m

Zone 2 (Versturzone)			
$f =$		27,5	°
$c =$		5	kPa
$g =$		19	kN/m ²
$h =$		3,80	m
$S_{v0,d,inf} = g \times h \times g_{G,inf} + S_{v0,d,inf_VZ}$		72,20	kN/m ²
$S_{H0,d,inf} = S_{v0,d,inf} \times K_0$		31,05	kN/m ²
$K_{av} = K_{ag} =$		0,37	-
$S_{HE,d} = S_{v,Ed,günstig} \times K_{av}$		51,74	kN/m ²
$H_d = (S_{h0,d,inf,VZ} + S_{h0,d,inf}) \times h/2 + S_{H,Ed} \times h$		255,58	kN/m
$F_{Kalk} = c/g_c \times h + H_d \times \tan f_k/g_f$		152,05	kN/m
$S_{v0,d_ung} = g \times h \times g_{G-E0}$		86,64	kN/m ²
$G_{Kalk} = S_{v0,d_ung} \times d$		173,28	kN/m

Nachweis als 3D Schlot			
$F_{R,d} = (F_{Kalk} + F_{VZ}) \times d \times \pi$		955,34	
$F_{T,d} = (G_{VZ} + G_{Kalk} + V_{E,d}) \times d \times \pi / 4$		868,07	
$F_{T,d} \times g_{R,h}$	\leq	$F_{R,d}$	
954,88	\leq	955,34	
h	\geq	1,00	$\geq 1,0$

In folgender Tabelle wird das Ergebnis der Parameterstudie gezeigt, bei der Hohlräume innerhalb der Versturzone mit unterschiedlichen Durchmessern berechnet werden und ermittelt wird, ab welcher Überlagerung in der Versturzone die Hohlräume stabil sind und die rückhaltenden Kräfte in der Schubfuge des Verbruchschlotts ausreichend groß sind, um die Lasten aus Eigengewicht und Wasserlast bis Stauzielniveau zu tragen.

Tabelle 25: Berechnungsergebnis der Parameterstudie im Versturzzonenmaterial

Karsthöhlen durchmesser	$h > 1,0$ wenn
	Versturzzonenverfüllung Überlagerung $h_{VZ} >$
0,5	0,85
1	1,77
2	3,8
3	6,03
4	8,42
5	10,94
6	13,54
7	16,2
8	18,93
9	21,69
10	24,48
Hohlraum in Versturzzone	

Das bedeutet, dass zum Beispiel bei einem Hohlraumdurchmesser von 5 m und einer Überlagerung von Versturzzonenmaterial von 10,94 m eine Sicherheit gegen Tagbruchversagen von 1,0 erreicht wird (unter Berücksichtigung des Teilsicherheitskonzepts nach EC7). Die ermittelten Überlagerungen sind daher als Grenzwerte zu verstehen, ab welcher die jeweiligen Hohlräume stabil sind.

Da innerhalb der ersten 12 m das Versturzzonenmaterial mittels Rüttelstopfsäulen verbessert wird, kann man davon ausgehen, dass in diesem Bereich sofern Hohlräume angetroffen werden, diese verfüllt werden. Zusätzlich wird das Material durch die Rüttelstopfsäulen verbessert und homogenisiert, was in diesem analytischen Berechnungsansatz nicht berücksichtigt wurde. Es wurde durchgehend mit den Materialeigenschaften vom unverbesserten Versturzzonenmaterial gerechnet.

Die Ergebnisse, dargestellt in Tabelle 25 zeigen, dass im Bereich unterhalb der RSS ausschließlich sehr große Hohlräume $> 6,0$ m Durchmesser versagen würden. Da Hohlräume in dieser Größenordnung nicht innerhalb der Versturzzone zu erwarten sind, wird dieses Verbruchsszenario im Zuge der Sanierungsplanung nicht weiter betrachtet (Abschnitt 2.1.2.3 bzw. [B7]).

3.5 Analyse der kritischen Karsthohlräume im Bereich außerhalb der Versturzzone

Es werden mit Hilfe der Ergebnisse der analytischen Berechnung der Karsthohlraumverbrüche kritische Karsthohlräume festgelegt.

Detektierte kritische Karsthohlräume aus dem 3D Untergrundmodell, werden um exakte Lokalisierung festzustellen mit Erkundungsergebnissen aus Geophysik verglichen und gegebenenfalls vor Ort durch Erkundungsmaßnahmen (z.B. Anbohren) während der Ausführung verifiziert und mit Beton verfüllt.

Das Restrisiko von vorhandenen dementsprechend großen, oberflächennahen Felshohlräumen im durch Vollbohrungen erkundeten Bereich, die nicht durch den systemischen Erkundungsraster sowie Geophysik detektiert wurden, ist gering einzuschätzen aber nicht auszuschließen und ist Teil des Baugrundrisikos.

Details zu den Erkundungsmaßnahmen der Vollbohrungen sind dem Geotechnischen Untersuchungsbericht [B7] zu entnehmen.

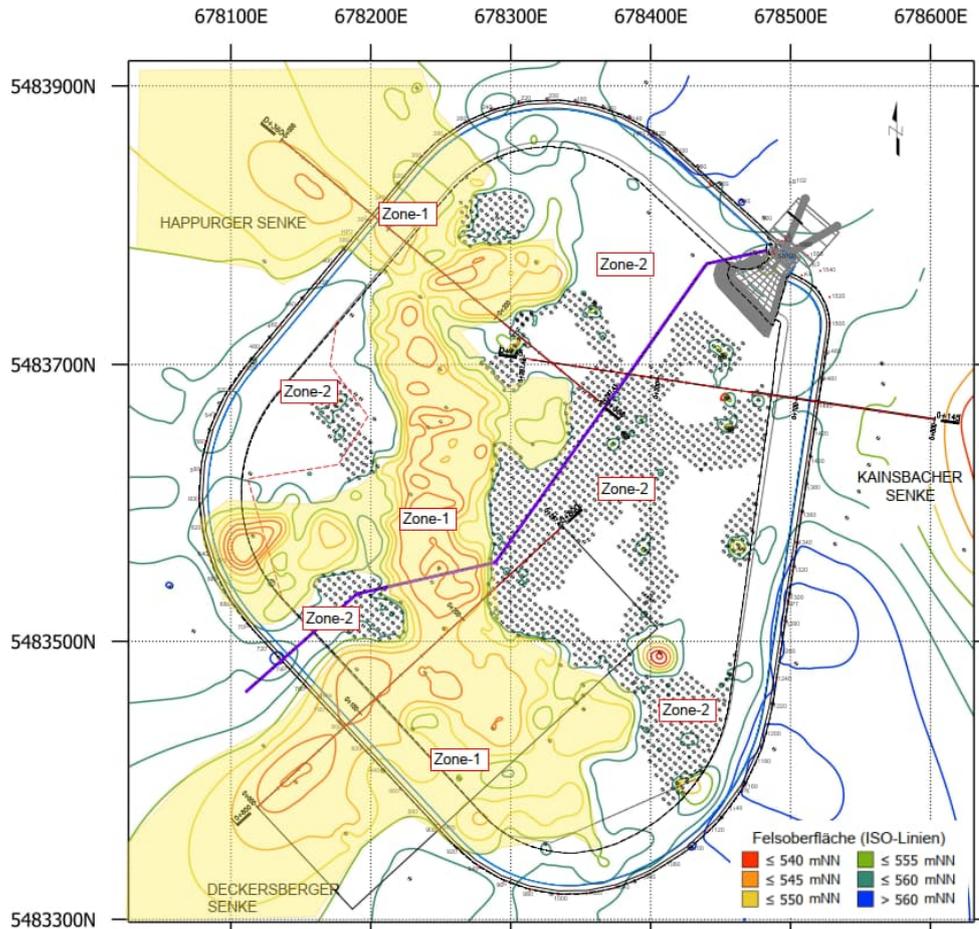


Abbildung 30: Bereich der Vollbohrungen (schwarze Punkte) sowie Einteilung in Zone 1 und 2 [B7]

Mit den Daten der Geophysik aus dem Jahr 2011 wurde das Vollbohrungsprogramm definiert. Vollbohrungen wurden in jenen Bereichen angeordnet, in welchen Verdachtsstellen für Hohlräume im Untergrund mit den Geophysikalische Methoden (Gravimetrie, Seismik und Geoelektrik) definiert wurden (Siehe dazu Anlage 9 - 140915d PSW HAP PrM Erkundung Phase 6 [B8]). In jenen Bereichen, wo ein erhöhtes Risiko für Schwachstellen im Untergrund in der Geophysik ausgewertet wurde, wurden Vollbohrungen angeordnet. Diese wurden in das 3D Untergrundmodell eingearbeitet und dargestellt (Siehe Geologischer Untersuchungsbericht [B7]).

Für jene Bereiche außerhalb der Versturzone, welche nicht mit einem systemischen Raster durch Vollbohrungen erkundet wurden, wurde im Zuge der Geophysikalischen Erkundung keine Schwachstellen im Untergrund ermittelt.

Gemäß dem Gutachten von Prof. Moormann „4.Ergänzung zum Baugrundgutachten vom 31.1.2012“ kann ausgeschlossen werden, dass in diesen Bereichen Hohlräume auftreten:

Aus Gutachten Prof. Moormann Anlage 9 - 140915d PSW HAP PrM Erkundung Phase 6 Beckensohle [B8]: „Großräumige nicht gefüllte Hohlräume oder gar Höhlenstrukturen unterhalb der Beckensohle können außerhalb der Versturzone innerhalb des von den geophysikalischen Messungen erfassten Tiefenbereiches, i.e. überwiegend mindestens 20m unter aktueller Beckensohle, nach den Angaben in [U02] und [U03] sicher ausgeschlossen werden.“

Aufgrund der Berechnungen in 3.3.3 ergeben sich folgende Grenzwerte als Richtwert für die kritischen Hohlräume, diese müssen im Zuge der Ausführungsplanung genauer untersucht werden und an neue Erkenntnisse angepasst werden:

Tabelle 26: Grenzwerte der Kalksteinüberlagerung für kritische Hohlräume (entspricht Tabelle 20 aus 3.3.3)

Grenzwerte für Hohlräume sanierung	
Kalküberdeckung	Hohlraumdurchmesser
0,5 m - 1,0 m	> 1,0 m
1,0 m - 1,5 m	> 3,0 m
1,5 m - 2,0 m	> 4,0 m
2,0 m - 2,5 m	> 5,0 m
2,5 m - 3,0 m	> 6,0 m
3,0 m - 3,5 m	> 7,0 m
3,5 m - 4,0 m	> 8,0 m
4,0 m - 4,5 m	> 9,0 m
4,5 m - 5,0 m	>10,0 m

Hohlräume die über den Grenzwerten der Durchmesser aus Tabelle 20 bzw. Tabelle 26 liegen müssen wie in Absatz 2.2 sowie 3.3.3 beschrieben mit geeigneten Maßnahmen saniert werden.

3.6 2D FE Berechnung Karsthohlräumverbrüche

In folgendem Absatz wird die Berechnung der Karsthohlräumverbrüche mittels Finite Elemente Programm GeoStudio [S2] gezeigt. Es wurden der Karsthohlräumdurchmesser, die Überlagerung im Fels sowie die Überlagerung des Lockergesteinsmaterials im Zuge der ausgeführten Parameterstudie variiert.

3.6.1 Lastannahmen

3.6.1.1 Eigengewicht

Das Eigengewicht errechnet sich nach den Wichten angegeben in den Materialparameter tabellen in Kapitel 2.5.

Tabelle 27: Verwendete Materialparameter, exportiert aus Geostudio [S2]

Farbe	Name	Spannungsmodell	Anfangspresszahl	Wichte (kN/m ³)	Dilatationsmodul	Effektiver E-Modul (kPa)	Porencoeffizient	Effektive Kohäsion (kPa)	Effektiver Reibungswinkel (°)	UCS Intakt (kPa)	Parameter mb	Parameter a	Parameter b	Dilatationswinkel (°)	Zugfestigkeit (kPa)
■	Kalkstein UCS80, GSI 8, m ₀ 16,5022	Generalized Hoek-Brown	0,5	25	Dilatier:	1.980.000	0,25			80.000	0,0276252	0,0024036948	0,92234377	0	31
■	Verdichtungsgefüllung	Mohr-Coulomb	0,5	19	Dilatier:	29.700	0,3	5	27,5					0	

3.6.1.2 Wasserlast

Die Wasserlast ist dem Kapitel 3.1.1 Lastannahmen Tabelle 4 zu entnehmen.

3.6.2 Teilsicherheitsbeiwerte

Da es nicht möglich ist, in einer Finiten Elemente Berechnung günstige und ungünstige Lasten zu unterscheiden, wird laut EN 1997 bzw. DIN 1054: 2021-04 Tabelle A2.1 mit charakteristischen Werten gerechnet. Dies muss bei der Interpretation der Ergebnisse berücksichtigt werden.

3.6.3 Berechnung

3.6.3.1 Übersicht Parameterstudie

Folgende 3 Parameterstudien wurden durchgeführt:

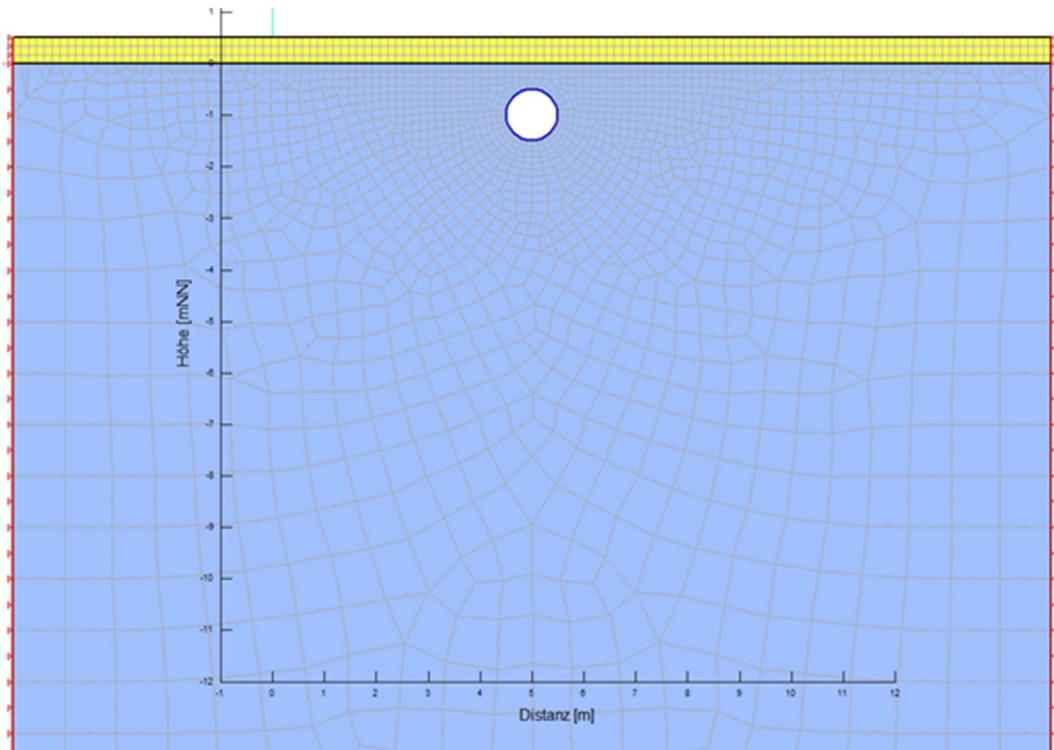


Abbildung 31: Variante a- Durchmesservariation von 1-7 m

Wie in Abbildung 31 zu sehen wird bei Variante a unter Gleichhalten der Felsüberlagerung im Kalkgestein von 0,5 m und bei Lockergesteinsüberlagerung von 0,5 m der Durchmesser des Karsthohlraums variiert von 1,0 m bis 7,0 m.

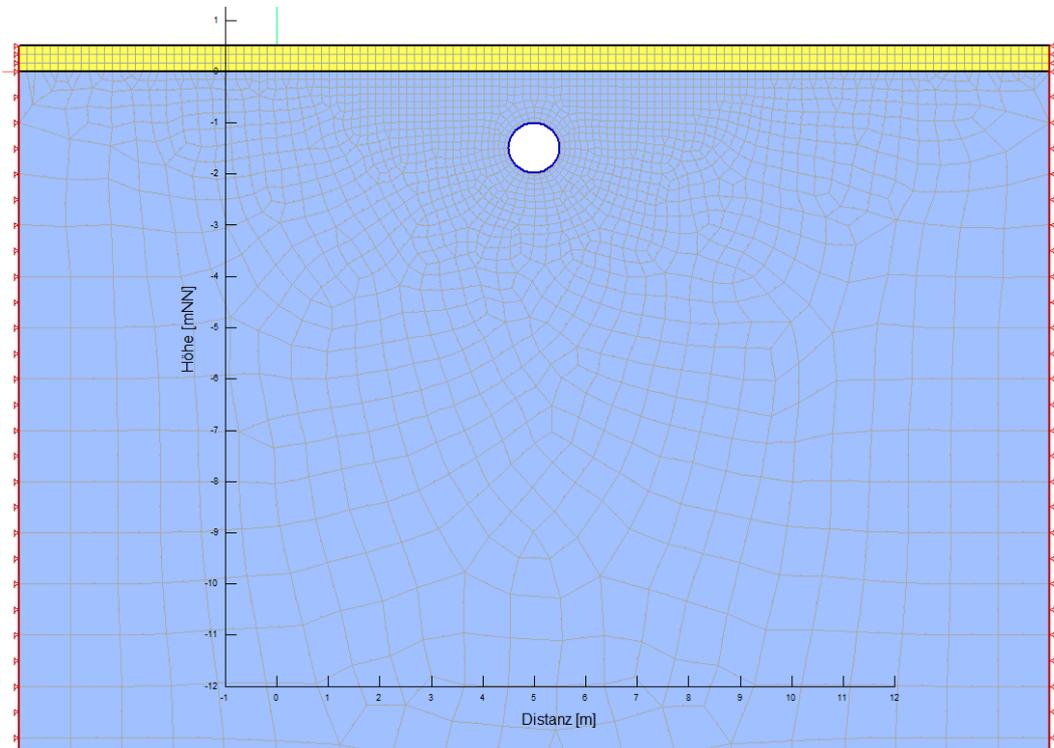


Abbildung 32: Variante b- Durchmesservariation von 1-7 m

Bei Variante b in Abbildung 32 wird unter Gleichhalten der Felsüberlagerung im Kalkgestein von 1,0 m und bei Lockergesteinsüberlagerung von 0,5 m der Durchmesser des Karsthohlraums variiert von 1,0 m bis 7,0 m.

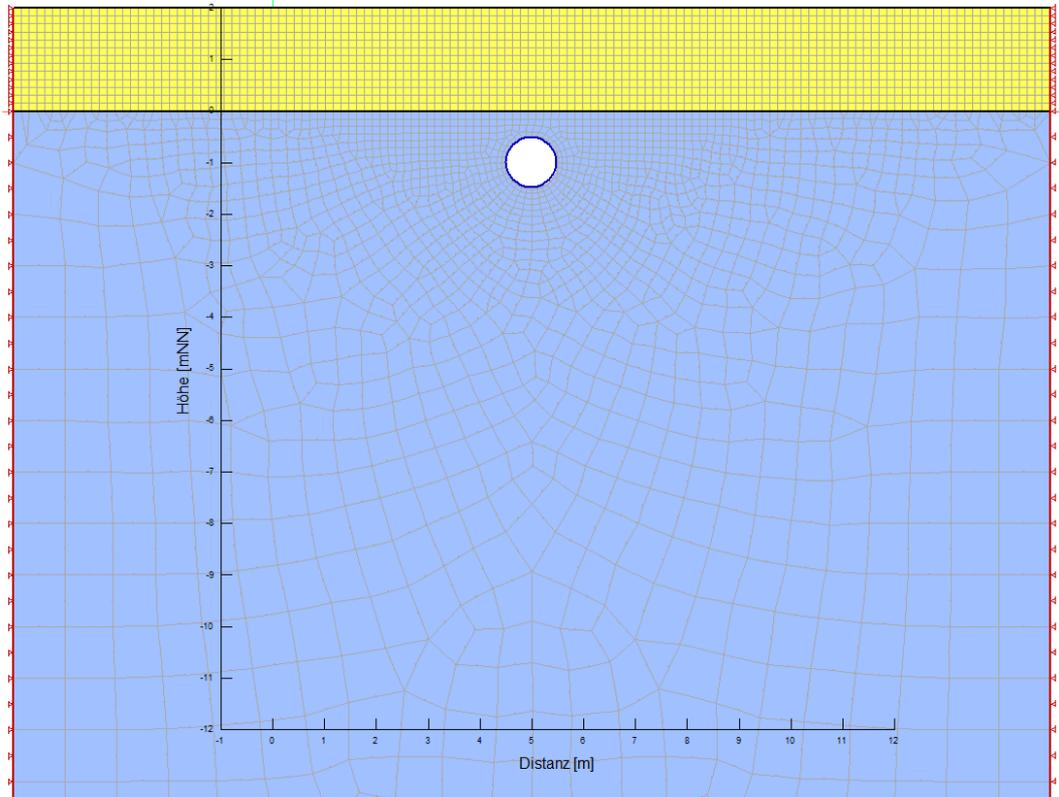


Abbildung 33: Variante c- Durchmesservariation von 1-7 m

Bei Variante c in Abbildung 33 wird unter Gleichhalten der Felsüberlagerung im Kalkgestein von 0,5 m und bei Lockergesteinsüberlagerung von 2,0 m der Durchmesser des Karsthohlraums variiert von 1,0 m bis 7,0 m.

3.6.3.2 Berechnungsergebnisse für Durchmesser 2 m

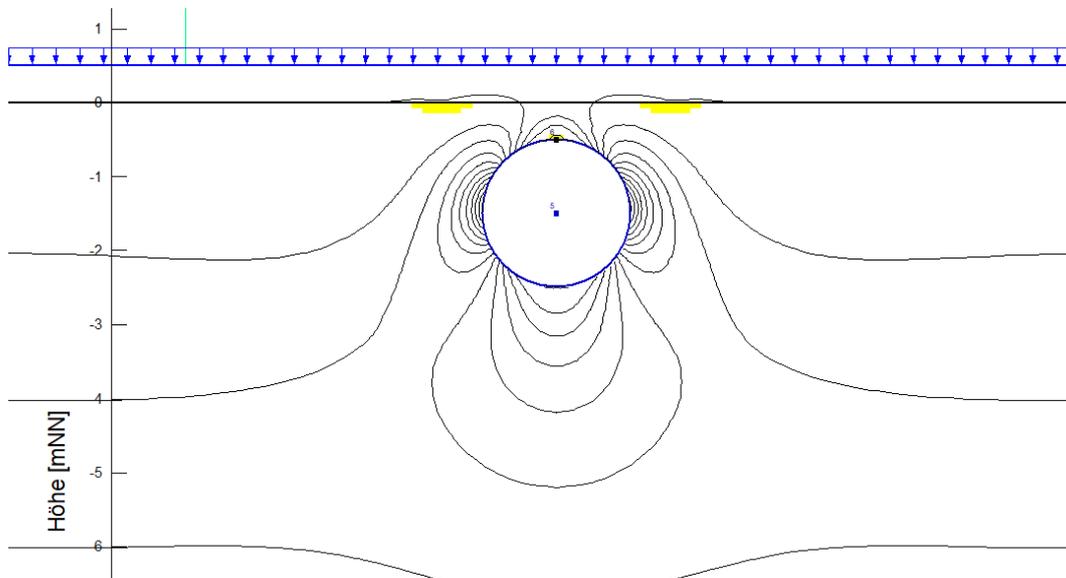


Abbildung 34: Ergebnis s_v mit plastischen Zonen (gelb) bei Variante a mit 2 m Durchmesser

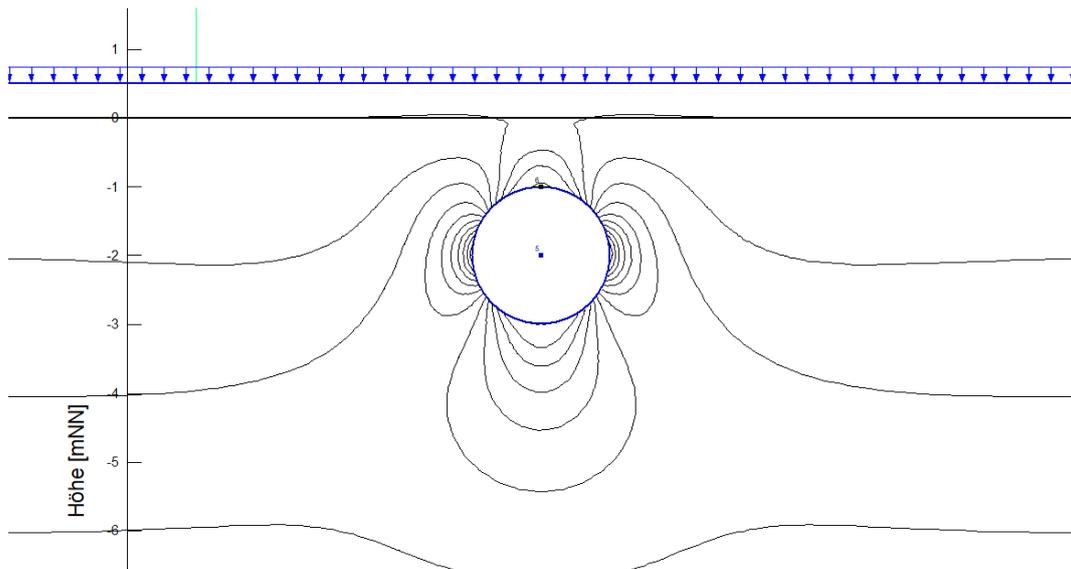


Abbildung 35: Ergebnis s_v der plastischen Zonen bei Variante b mit 2 m Durchmesser

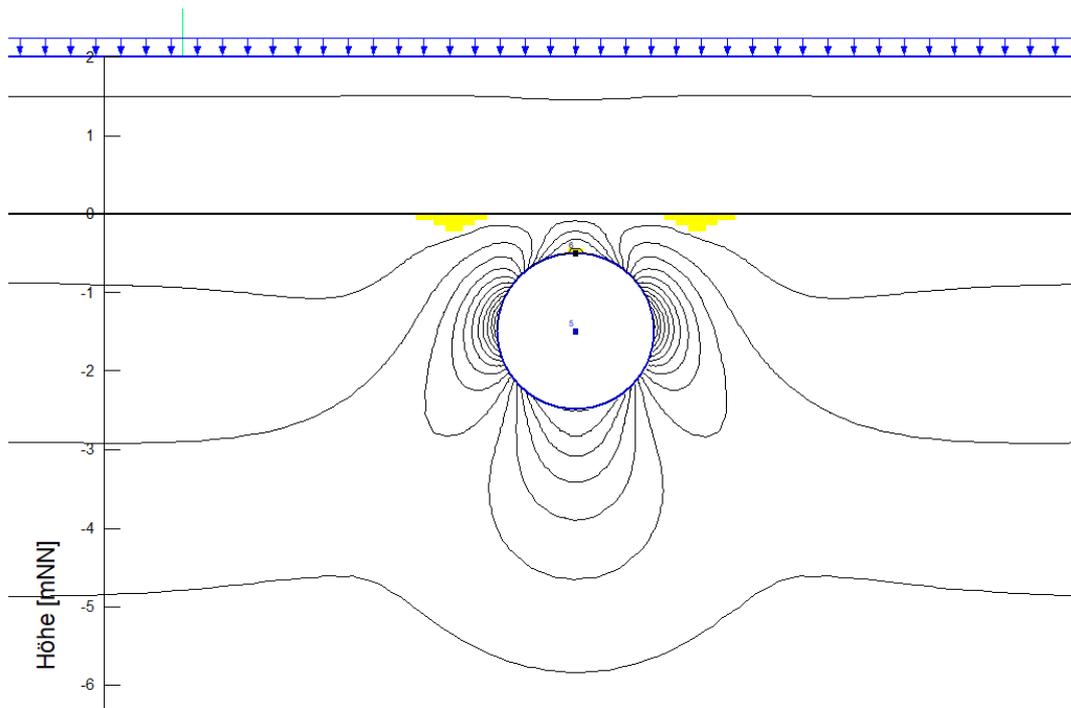
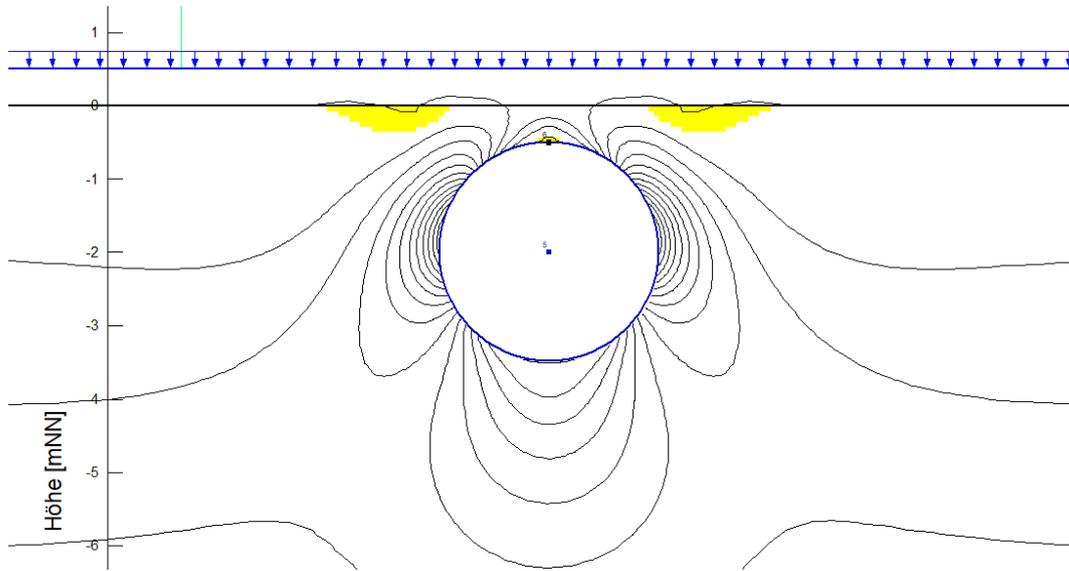
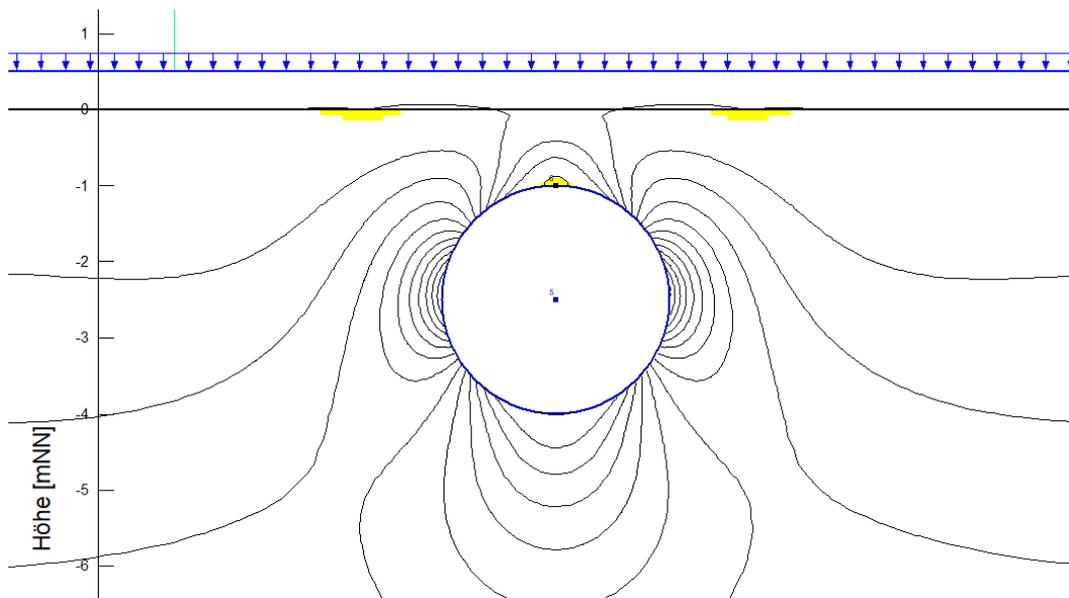


Abbildung 36: Ergebnis s_v mit plastischen Zonen (gelb) bei Variante c mit 2 m Durchmesser

3.6.3.3 Berechnungsergebnisse für Durchmesser 3 m

Abbildung 37: Ergebnis s_v mit plastischen Zonen (gelb) bei Variante a mit 3 m DurchmesserAbbildung 38: Ergebnis s_v mit plastischen Zonen (gelb) bei Variante b mit 3 m Durchmesser

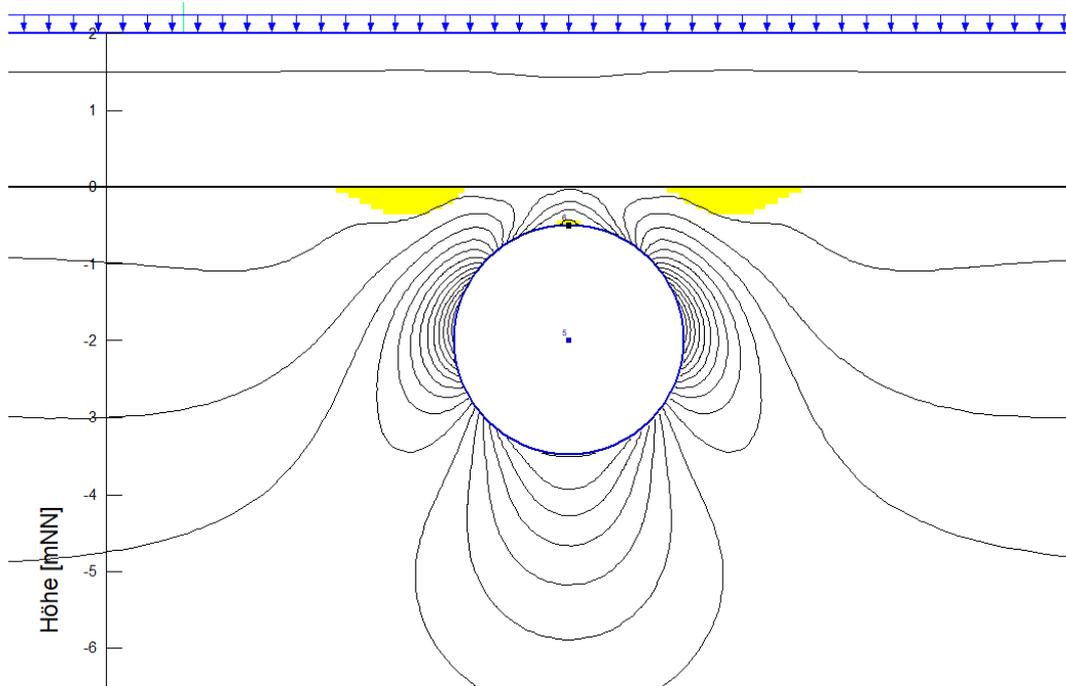


Abbildung 39: Ergebnis s_v mit plastischen Zonen (gelb) bei Variante c mit 3 m Durchmesser

3.6.3.4 Berechnungsergebnisse für Durchmesser 5 m

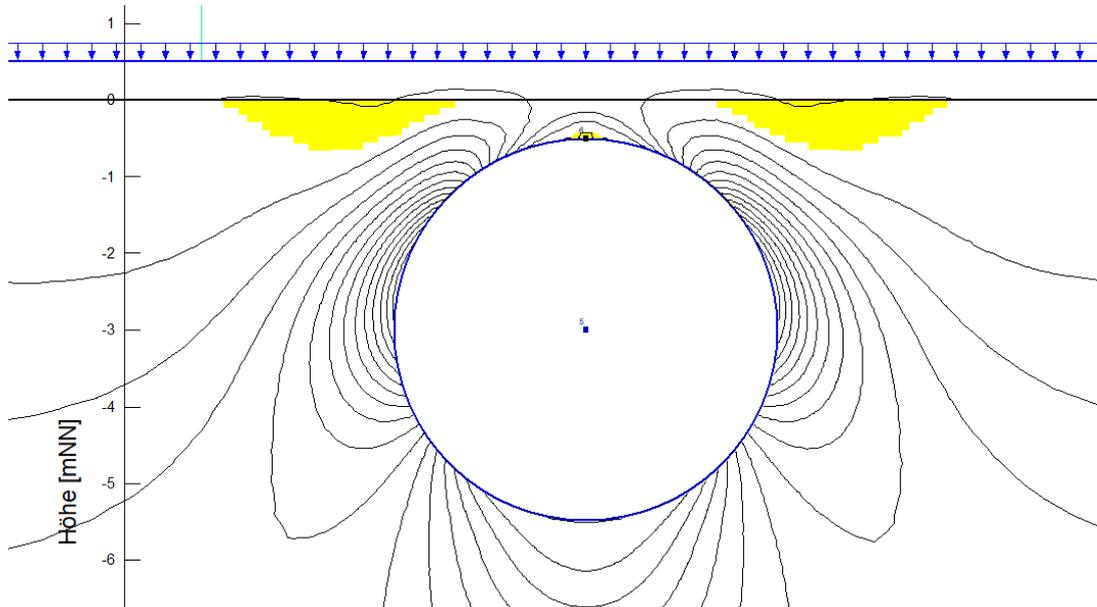


Abbildung 40: Ergebnis s_v mit plastischen Zonen (gelb) bei Variante a mit 5 m Durchmesser

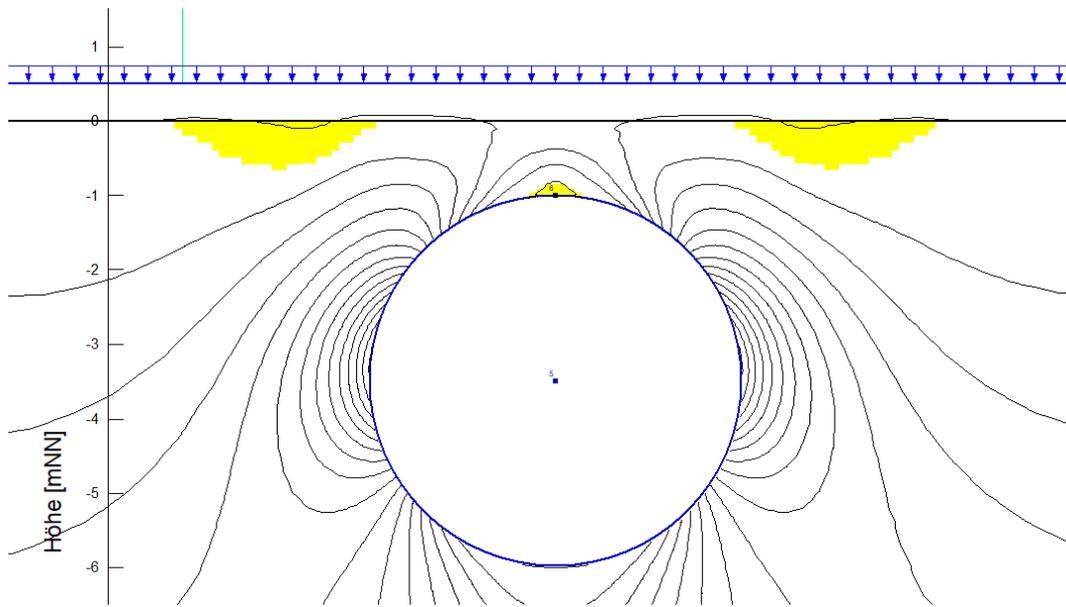


Abbildung 41: Ergebnis s_v mit plastischen Zonen (gelb) bei Variante b mit 5 m Durchmesser

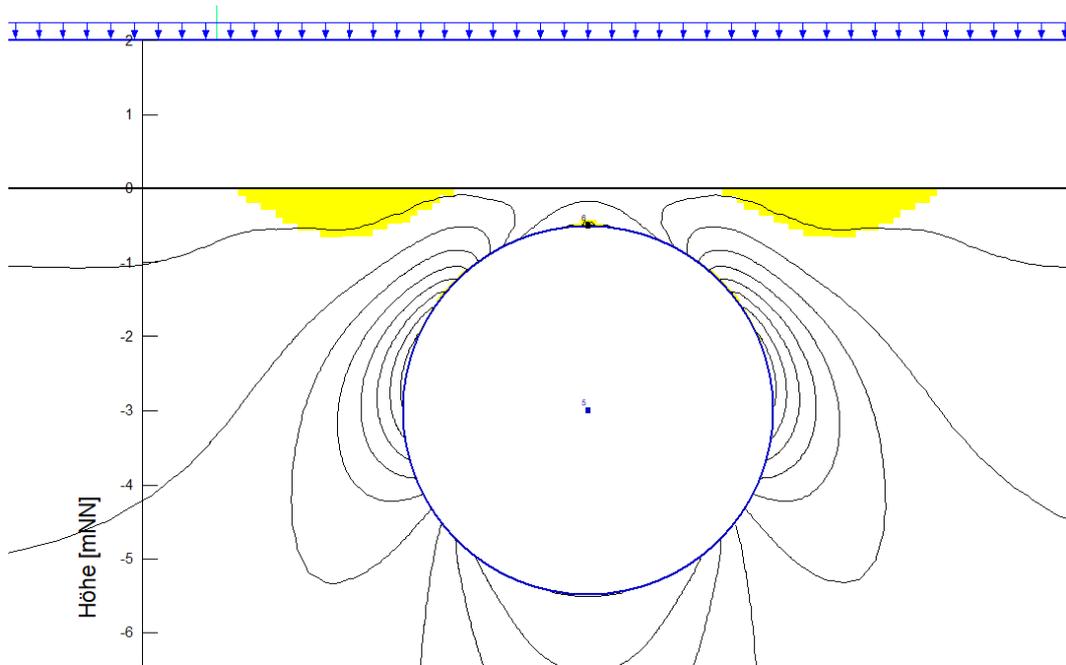
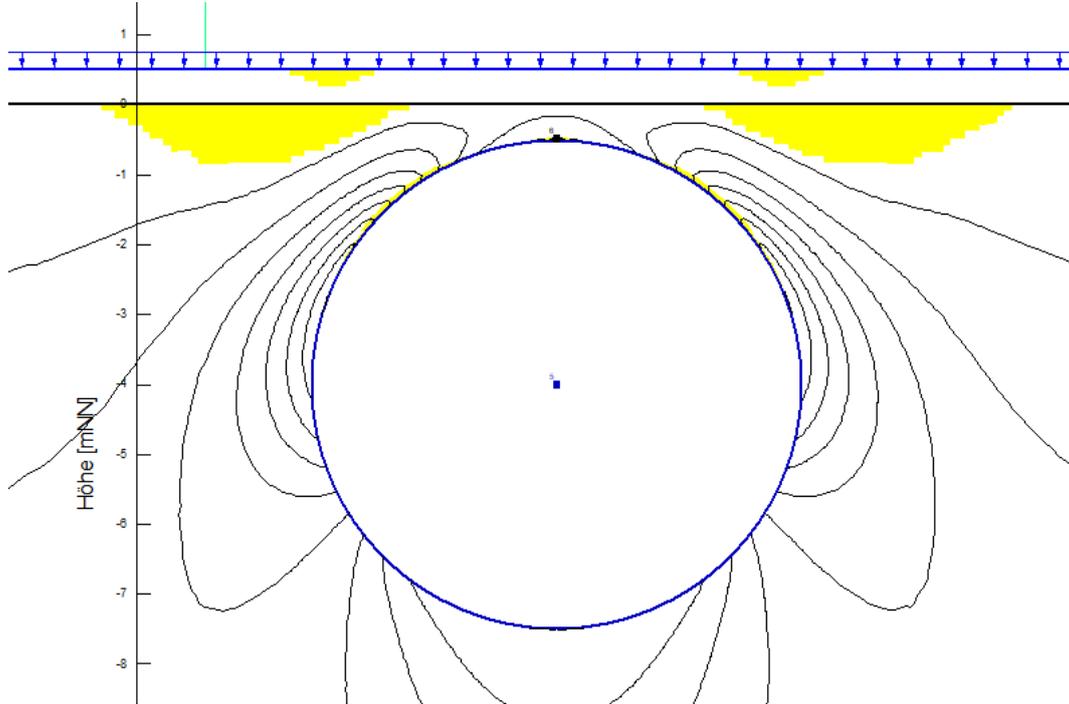
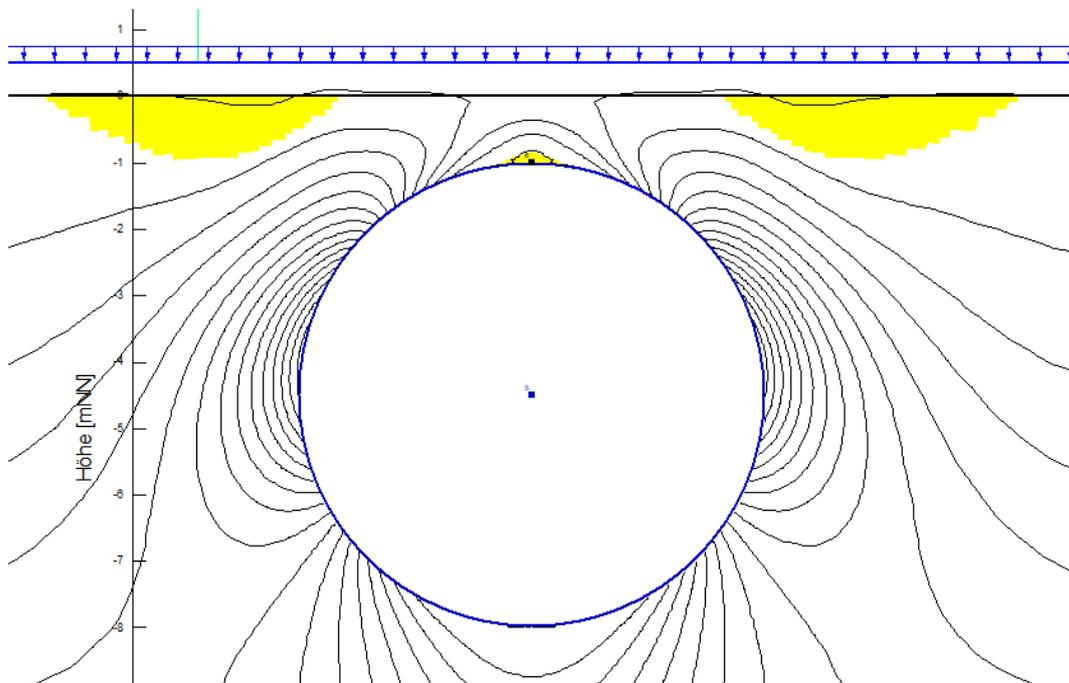


Abbildung 42: Ergebnis s_v mit plastischen Zonen (gelb) bei Variante c mit 5 m Durchmesser

3.6.3.5 Berechnungsergebnisse für Durchmesser 7 m

Abbildung 43: Ergebnis s_v mit plastischen Zonen (gelb) bei Variante a mit 7 m DurchmesserAbbildung 44: Ergebnis s_v mit plastischen Zonen (gelb) bei Variante b mit 7 m Durchmesser

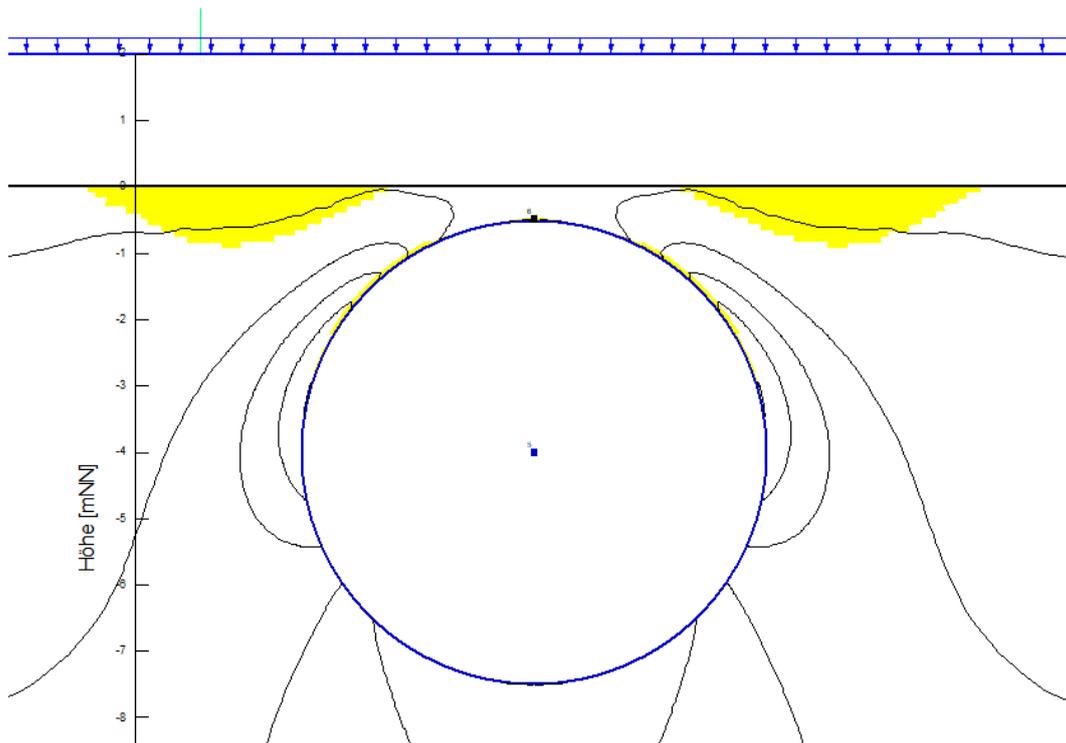


Abbildung 45: Ergebnis s_v mit plastischen Zonen (gelb) bei Variante c mit 7 m Durchmesser

Das Ergebnis der Parameterstudie zeigt, dass es zwar zu plastischen Zone in den stark beanspruchten Bereichen kommt, es sich jedoch kein durchgehendes Scherband bzw. keine durchgehende plastische Zone ausbildet. Es ist daher davon auszugehen, dass es zu keinem Tagbruchversagen kommt. Es gilt jedoch zu berücksichtigen, dass ein Finite Elemente Programm keine Relativverschiebungen zwischen den einzelnen Elementen zulässt, da es sich um kein diskretes Rechenmodell handelt, dies ist bei der Interpretation der Berechnungsergebnisse zu berücksichtigen.

3.7 Analytische Bemessung der Geogitter

3.7.1 Allgemein

Im Bereich der Versturzzone kommen zur Überbrückung von Erdfällen hochzugfeste kriecharme Geogitter zum Einsatz. Diese Geogitter werden dabei über die gesamte erdfallgefährdete Fläche in der Versturzzone mit entsprechend berechneten Überlappungen verlegt. Im Zusammenspiel mit den darüberliegenden Erdschichten bilden die Geogitter eine Überbrückungszone, in welcher sich ein Tragwerk zur Überbrückung des Erdfalls ausbildet (Siehe Abbildung 46).

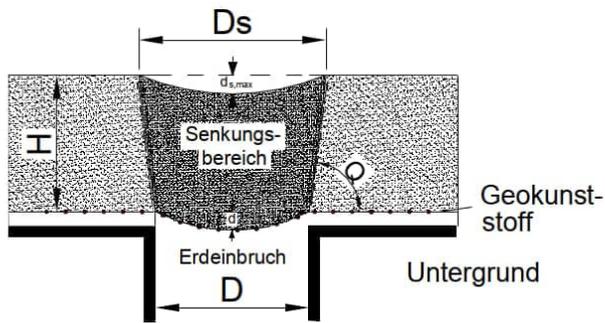


Abbildung 46: Senkungsbereich über dem Erdenbruch. $d_{s,max}$ ist die zulässige Einsenkung an der Geländeoberfläche, aus [EBGEO] S. 239.

Zur Übertragung der anfallenden Lasten stehen mehrere analytische Verfahren zur Auswahl. Beim biaxialen Lastabtrag erfolgt der Abtrag über die längs- sowie über die Querrichtung der Geogitter. Beim einaxialen Modell hingegen wird die gesamte Last in eine Richtung abgetragen. Die Geogitter erfahren dabei in Querrichtung kaum Beanspruchung. Entscheidend für den Lastabtrag ist das Verhältnis der Dehnsteifigkeiten in Quer bzw. Längsrichtung der Geogitter. Bei extrem anisotropen Bewehrungslagen (Dehnsteifigkeit in Längsrichtung ist 10-mal größer als in Querrichtung) kann das Verfahren nach R.A.F.A.E.L. angewendet werden. Abbildung 47 zeigt einen Überblick über die Lastabtragungsmodelle und die dazu anwendbaren Berechnungsverfahren.

Lastabtragungsmodell	Biaxial	biaxial	Einaxial
Bewehrung	Isotrop	anisotrop	extrem anisotrop
Prinzipdarstellung			
Berechnungsverfahren	BS 8006 [3] Giroud et al. [4] B.G.E. [5] A.S.T. [6]	B.G.E. [5]	Giroud et al. [4] R.A.F.A.E.L. [8] BS 8006 [3]

Abbildung 47: Unterschiedliche Lastabtragungsmodelle und dazu anwendbare Berechnungsverfahren, aus [EBGEO] S. 252

Die Geogitter werden nach dem Verfahren R.A.F.A.E.L bemessen, welches gemäß EBGEO für extrem anisotrope Bedingungen Anwendung findet. Für Bereiche ohne Erdfallrisiko gilt die Bemessung der Geogitter nach EBGEO für bewehrte Erdkörper auf punktförmigen Traggliedern.

Bei der Anwendung des R.A.F.A.E.L – Verfahrens werden die Zugkräfte aus den einwirkenden Lasten nur in eine Richtung abgetragen. Dieses Bemessungsverfahren kann daher nur angewendet werden, wenn die nachfolgenden Bedingungen erfüllt sind.

- Dehnsteifigkeitsverhältnis Längsrichtung/Querrichtung > 10
- Verhältnis der Grenzdehnung bei Kurzzeitfestigkeit Längsrichtung/Querrichtung $\leq 0,5$

Ein Tragfähigkeitsnachweis in Querrichtung entfällt da die gesamte Last über die starke Längsseite abgetragen wird. Es bildet sich dabei über der Geokunststoffbewehrung ein zylindrischer Einbruchkörper.

3.7.2 Lastannahmen

Wie in Kapitel 2.3.6 beschrieben werden die Geogitter mittels analytischen Methoden gem. EBGEO untersucht.

3.7.2.1 Eigengewicht

Das Eigengewicht errechnet sich nach den Wichten angegeben in den Materialparametertabellen in Kapitel 2.5.

3.7.2.2 Wasserlast

Die Geogitter werden bei maximaler Wasserlast bis auf Stauzielniveau untersucht. Die Wasserlast ist dem Kapitel 3.1.1 Lastannahmen Tabelle 4 zu entnehmen.

3.7.2.3 Einbruchmodell

Das Einbruchmodell berücksichtigt einen Auflockerungsfaktor von $C_e = 1,05$ und einen Einbruchwinkel von $Q = 85^\circ$ (gewählt gem. EBGEO für Brechkornmaterial). Es wird keine Seitenreaktion berücksichtigt, es wird keine Gewölbetragswirkung berücksichtigt.

3.7.3 Teilsicherheitsbeiwerte

Tabelle A 2.1 — Teilsicherheitsbeiwerte γ_F^1 bzw. γ_E^2 für Einwirkungen und Beanspruchungen

Einwirkung bzw. Beanspruchung	Formelzeichen	Bemessungssituation		
		BS-P	BS-T	BS-A/BS-E
HYD und UPL: Grenzzustand des Versagens durch hydraulischen Grundbruch und Aufschwimmen				
Destabilisierende ständige Einwirkungen ^a	$\gamma_{G,dst}$	1,05	1,05	1,00
Stabilisierende ständige Einwirkungen	$\gamma_{G,stb}$	0,95	0,95	0,95
Destabilisierende veränderliche Einwirkungen	$\gamma_{Q,dst}$	1,50	1,30	1,00
Stabilisierende veränderliche Einwirkungen	$\gamma_{Q,stb}$	0	0	0
Strömungskraft bei günstigem Untergrund	γ_H	1,45	1,45	1,25
Strömungskraft bei ungünstigem Untergrund	γ_H	1,90	1,90	1,45
EQU: Grenzzustand des Verlusts der Lagesicherheit				
Ungünstige ständige Einwirkungen	$\gamma_{G,dst}$	1,10	1,05	1,00
Günstige ständige Einwirkungen	$\gamma_{G,stb}$	0,90	0,90	0,95
Ungünstige veränderliche Einwirkungen	γ_Q	1,50	1,25	1,00
STR und GEO-2: Grenzzustand des Versagens von Bauwerken, Bauteilen und Baugrund				
Beanspruchungen aus ständigen Einwirkungen allgemein ^a	γ_G	1,35	1,20	1,10
Beanspruchungen aus günstigen ständigen Einwirkungen ^b	$\gamma_{G,inf}$	1,00	1,00	1,00
Beanspruchungen aus ständigen Einwirkungen aus Erdruchdruck	$\gamma_{G,E0}$	1,20	1,10	1,00
Beanspruchungen aus ungünstigen veränderlichen Einwirkungen	γ_Q	1,50	1,30	1,10
Beanspruchungen aus günstigen veränderlichen Einwirkungen	γ_Q	0	0	0
GEO-3: Grenzzustand des Versagens durch Verlust der Gesamtstandsicherheit				
Ständige Einwirkungen ^a	γ_G	1,00	1,00	1,00
Ungünstige veränderliche Einwirkungen	γ_Q	1,30	1,20	1,00

DIN 1054:2021-04

Tabelle A 2.2 — Teilsicherheitsbeiwerte γ_M^3 für geotechnische Kenngrößen

Bodenkenngröße	Formelzeichen	Bemessungssituation		
		BS-P	BS-T	BS-A/BS-E
HYD und UPL: Grenzzustand des Versagens durch hydraulischen Grundbruch und Aufschwimmen				
Reibungsbeiwert $\tan \varphi'$ des dränierten Bodens und Reibungsbeiwert $\tan \varphi_u$ des undränierten Bodens	$\gamma_{\varphi'}, \gamma_{\varphi u}$	1,00	1,00	1,00
Kohäsion c' des dränierten Bodens und Scherfestigkeit c_u des undränierten Bodens	$\gamma_{c'}, \gamma_{c u}$	1,00	1,00	1,00
GEO-2: Grenzzustand des Versagens von Bauwerken, Bauteilen und Baugrund				
Reibungsbeiwert $\tan \varphi'$ des dränierten Bodens und Reibungsbeiwert $\tan \varphi_u$ des undränierten Bodens	$\gamma_{\varphi'}, \gamma_{\varphi u}$	1,00	1,00	1,00
Kohäsion c' des dränierten Bodens und Scherfestigkeit c_u des undränierten Bodens	$\gamma_{c'}, \gamma_{c u}$	1,00	1,00	1,00

Tabelle A 2.3 — Teilsicherheitsbeiwerte γ_R^4 für Widerstände

Widerstand	Formelzeichen	Bemessungssituation		
		BS-P	BS-T	BS-A/BS-E
STR und GEO-2: Grenzzustand des Versagens von Bauwerken, Bauteilen und Baugrund				
Bodenwiderstände				
— Erdwiderstand und Grundbruchwiderstand	$\gamma_{R,e}, \gamma_{R,v}$	1,40	1,30	1,20
— Gleitwiderstand	$\gamma_{R,h}$	1,10	1,10	1,10
Pfahlwiderstände aus statischen und dynamischen Pfahlprobelastungen				
— Fußwiderstand	γ_b	1,10	1,10	1,10
— Mantelwiderstand (Druck)	γ_s	1,10	1,10	1,10
— Gesamtwiderstand (Druck)	γ_t	1,10	1,10	1,10
— Mantelwiderstand (Zug)	$\gamma_{s,t}$	1,15	1,15	1,15
Pfahlwiderstände auf der Grundlage von Erfahrungswerten				
— Druckpfähle	$\gamma_b, \gamma_s, \gamma_t$	1,40	1,40	1,40
— Zugpfähle (nur in Ausnahmefällen)	$\gamma_{s,t}$	1,50	1,50	1,50
Herausziehwiderstände				
— Boden- bzw. Felsnägel	γ_a	1,40	1,30	1,20
— Verpresskörper von Verpressankern	γ_a	1,10	1,10	1,10
— Flexible Bewehrungselemente	γ_a	1,40	1,30	1,20

Für die Bemessung der Geogitter und damit für den Nachweis von Verbrüchen des Baugrundes wird das Verfahren GEO-2 mit außergewöhnlicher Bemessungssituation gewählt, da es sich um lokale Versagensmechanismen handelt.

3.7.4 Berechnung

3.7.4.1 Geogitter als Sicherung gegen Erdfall der darunterliegenden Schichten (Tagbruchszenario unter Ausfall der Rüttelstopfsäulen im Bereich der Erdfälle)

Es werden Erdfälle mit einem Durchmesser von bis zu 6 m untersucht (Siehe 2.1.2.2).

Tabelle 28: Eingangsparameter für die Berechnung nach dem RAFAEL Verfahren

Geosynthetische Bewehrung nach dem RAFAEL-Verfahren für einaxiale Überbrückung			
Eingabe	Herstellerangaben	Annahme	EuroCode
Eingangsparameter Geometrie			
D	6	[m]	
H	2,1	[m]	
d _{s,zul}	8	[%]	
Eingangsparameter Lasten und Nutzungsdauer			
t _b	120	Jahre	
t _d	120	Jahre	
p _k	140,5	[kN/m ²]	
q _k	0	[kN/m ²]	
Eingangsparameter Untergrund			
Bodenart	Bindiger Boden		
γ _k	21,5	[kN/m ³]	
φ _k	37,5	[°]	
c _k	0	[kN/m ²]	
Kornform	Breckkornmaterial		
θ	85	[°]	
Ce	1,05	[-]	
ε _{md,max}	5	[%]	
Materialeigenschaften Geogitter			
Anzahl Lagen	2	[-]	
F _{md.B.k0}	4000	[kN/m]	
F _{cmd.B.k0}	100	[kN/m]	
e _{md.k0}	6	[%]	
e _{cmd.k0}	12	[%]	
b	5	[m]	
Teilsicherheitsbeiwerte			
γ _G	1,1		
γ _Q	1,1		
Dehnsteifigkeiten			
J _{md}	66666,67	[kN/m]	
J _{cmd}	833	[kN/m]	
$J_{md} := \frac{F_{md.B.k0}}{\epsilon_{md.k0}} \quad J_{cmd} := \frac{F_{cmd.B.k0}}{\epsilon_{cmd.k0}}$			
Abminderungsfaktoren			
A1	1,4		
A2	1,13		
A3	1		
A4	1		
A5	1		
γ _b	1,2		
γ _a	1,2		
λ	0,7		
Belastungsgrad			
β	0,495		
Überlappungsbereite in Querrichtung			
Ü1	0,5	m	Ü _{1,1} := 0.50
Ü2	0,5	m	Ü _{1,2} := 0.1 · B = 0.500
Ü3	0,46002745	m	Ü _{1,3} := 2 · ε _{md,zul} · D = 0.562

Einbruchmodell		
Vollständiger Bruch mit voller Auflast auf Membran ohne Seitenreaktion wenn		
0,35	<	1

Einbruch-Modell	
ohne Seitenreaktion	mit Seitenreaktion
nichtbindiger Boden vollständiger Bruch volle Auflast auf Membran $H / D < 1$	nichtbindiger Boden vollständiger Bruch teilweise Lastabtrag über Seitenreaktion reduzierte Auflast auf Membran $1 < H / D < 3$
Bild 1a	Bild 1b

1. Zulässiger Durchhang und Zulässige Dehnung der Bewehrung				
	D_s	6,37	[m]	$D_s := D + 2 \cdot \frac{H}{\tan(\theta)}$
	$d_{s,max}$	0,509	[m]	$d_{s,max} := D_s \cdot d_{s,zul}/100$
	d_{max}	0,719	[m]	$d_{max} := d_{s,max} + 2 \cdot H \cdot (C_e - 1)$
	$\epsilon_{md,geom}$	0,038		$\epsilon_{md,geom} := \frac{8}{3} \cdot \frac{d_{max}^2}{D^2}$
	$\epsilon_{md,zul}$	0,038		$\epsilon_{md,zul} := \min(\epsilon_{md,geom}, \epsilon_{md,max})$
	$d_{max,zul}$	0,719	[m]	$d_{max,zul} := D \cdot \sqrt{\frac{3}{8} \cdot \epsilon_{md,zul}}$

2. Ermittlung Einwirkung				
$\sigma_{v,G,k}$	185,65	[kN/m ²]		$\sigma_{v,G,k} := \gamma_k \cdot H + p_k$
$\sigma_{v,Q,k}$	0	[kN/m ²]		
$\sigma_{v,d}$	204,22	[kN/m ²]		$\sigma_{v,d} := \sigma_{v,Q,k} \cdot \gamma_Q + \sigma_{v,G,k} \cdot \gamma_G$
E_d	1416,73	[kN/m]		$E_d := \sigma_{v,d} \cdot 0,5 \cdot D \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{6 \cdot \epsilon_{md,zul}}}$

3. Nachweis ausreichender Zugfestigkeit der Bewehrung				
Wenn beide Bedingungen erfüllt sind, ist die extreme Anisotropie nachgewiesen:				
f_j	80	>	10	$f_j := \frac{J_{md}}{J_{cmd}}$
f_ϵ	0,5	≤	0,5	$f_\epsilon := \frac{\epsilon_{md,k0}}{\epsilon_{cmd,k0}}$
$R_{d,B}$	2107,04	[kN/m]		$R_{d,B} := \frac{F_{md,B,k0}}{A_1 \cdot A_2 \cdot A_3 \cdot A_4 \cdot A_5 \cdot \gamma_B}$
$R_{d,D}$	1460,18	[kN/m]		$R_{d,D} := \frac{F_{md,B,k0} \cdot \beta}{A_2 \cdot A_3 \cdot A_4 \cdot A_5 \cdot \gamma_B}$
R_d	1460,18	[kN/m]		
E_d	1416,73	<	R_d	1460,18 [kN/m] NW erfüllt
Ausnützungsgrad n	0,970	<	1	

4. Nachweis der Verankerungslänge			
R_{d_1L}	708,36	[kN/m]	$R_{d_1L} := \frac{E_d}{2}$ Anzahl Lagen Geogitter beachten
L_{erf}	4,26	[m]	$L_{L.erf} := \frac{R_{d_1L} \cdot \gamma_B}{2 \cdot (\gamma_k \cdot H + p_k) \cdot \lambda \cdot \tan(\phi_k)}$
L_{gew}	4,5	[m]	
5. Nachweis der Überlappung			
\ddot{U}_L	10,5	[m]	$\ddot{U}_L := D + L_{L.erf}$
\ddot{U}_L gewählt	10,5	[m]	
\ddot{U}_{1Q}	0,500	[m]	$\ddot{U}_{1,max} := \max(\ddot{U}_{1,1}, \ddot{U}_{1,2}, \ddot{U}_{1,3})$
\ddot{U}_{1Q} gewählt	0,5	[m]	

Die Berechnungen zeigen, dass zwei Lagen Geogitter $2 \times 2000/50 = 4000/100$ einen Erdfall von bis zu 6 m aufnehmen können, dies entspricht einer Belastung E_d von 1416,7 kN/m auf die Geogitter.

Die zwei Geogitterlagen müssen um eine möglichst gleichmäßige Lastverteilung zu erhalten so eng wie technisch möglich übereinander gelegt werden, aus der ausführungstechnischen Machbarkeit ergibt sich ein Abstand von 15cm. Die sich dadurch dennoch ergebenden unterschiedlichen Hebelsarme ergeben unterschiedliche Auslastungen in den Geogitterlagen. Für die weitere Planungsphase wird daher empfohlen die Lastaufteilung mittels Finite Elemente Berechnung zu überprüfen und gegebenenfalls die Geogitter entsprechend anzupassen.

Die Berechnungen zeigen, dass im Falle eines Erdfalls (Extremlastfall gemäß EC7 - außergewöhnliche Bemessungssituation) die Verformungsbedingungen/-grenzwerte für die Primär- und Sekundärdichtung wie in 2.1.1 sowie für die Geogitter (Tabelle 28) eingehalten sind.

Da die Verformbarkeit der Sekundärdichtung (PVC-Membrane) ohne dabei undicht zu werden deutlich höher als jene der Primärdichtung ist, ist ein Anstieg der Sickerwassermengen während einer Havarie zulässig, solange die Dichtheit der Sekundärdichtung gewährleistet ist. Die genauen Grenzwerte sind in weiteren Planungsphasen abzustimmen bzw. festzulegen.

3.7.4.2 Geogitter als Sicherung gegen Erdfall der darunterliegenden Schichten (Charakteristische Berechnung)

Um den theoretisch maximal möglichen Durchmesser im Extremfall zu überprüfen, werden alle Teilsicherheitsbeiwerte auf Material und Widerstandsseite auf 1,0 gesetzt. Mittels Zielwertanalyse wird der Durchmesser variiert um eine Sicherheit von $h=1,0$ zu erreichen. Die Festigkeitseigenschaften der Geogitter wurden auch in der charakteristischen Berechnung für 120 Jahre Belastungsdauer ausgewertet, was auf stark konservativer Seite ist. Es können deutlich höhere Festigkeiten bei kürzerer Belastungsdauer angesetzt werden.

Das Ergebnis dieser charakteristischen Berechnung ist: ein Durchmesser von 7,1 m kann mit den gewählten Geogittern gesichert werden bei einem maximal zulässigen Durchhang von 8% in der Asphaltoberflächendichtung. Bei wärmeren Temperaturen kann das Kriterium mit 10% Durchhang herangezogen werden (Vergleiche Abbildung 1), bei Erdfallversagen in den

wärmeren Monaten ergibt sich dadurch ein theoretisch noch größerer maximaler gesicherter-Durchmesser von bis zu 10,35m.

3.8 3D FE Berechnung

3.8.1 Lastannahmen

3.8.1.1 Eigengewicht

Das Eigengewicht errechnet sich nach den Wichten angegeben in den Materialparameter-tabelle in Kapitel 2.5.

3.8.1.2 Wasserlast

Die Wasserlast ist dem Kapitel 3.1.1 Lastannahmen Tabelle 4 zu entnehmen.

3.8.2 Teilsicherheitsbeiwerte

Die Verformungsberechnung entspricht einem Gebrauchstauglichkeitsnachweis nach EN 1997 bzw. DIN 1054: 2021-04 Tabelle A2.1 bei dem die Einhaltung der maßgebenden Verformungen kontrolliert wird.

Tabelle 29: Teilsicherheitsbeiwerte im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit gem. DIN 1054

Einwirkung bzw. Beanspruchung	Formelzeichen	Bemessungssituation		
		BS-P	BS-T	BS-A/BS-E
SLS: Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit				
$\gamma_G = 1,00$ für ständige Einwirkungen bzw. Beanspruchungen				
$\gamma_Q = 1,00$ für veränderliche Einwirkungen bzw. Beanspruchungen				
^a einschließlich ständigem und veränderlichem Wasserdruck.				
^b nur im Sonderfall nach 7.6.3.1 A (2).				

3.8.3 Materialparameter

3.8.3.1 Damm

Die Materialparameter für den bestehenden Damm sind der Tabelle 2 zu entnehmen.

3.8.3.2 Untergrund

Die Materialparameter für die Untergrundmaterialien sind der Tabelle 1 zu entnehmen.

3.8.3.3 Materialien zur Sanierung

Die Parameter für die Dammmaterialien sowie die Materialien zur Sanierung der Beckensohle, die im Zuge der Sanierung ergänzt/eingebaut werden sind den Tabelle 1 und Tabelle 2 zu entnehmen.

3.8.3.4 Rüttelstopfsäulen

Der Bereich der durch Rüttelstopfsäulen verbessert wird, wird verschmiert als homogenes verbessertes Versturzzone/Rüttelstopfsäulen – Material angesetzt. Die verschmierten Parameter wurden im Zuge der analytischen Bemessung der Rüttelstopfsäulen ermittelt (siehe Kapitel 3.1.4.2) und sind den Tabelle 12 und Tabelle 13 zu entnehmen.

3.8.3.5 Geogitter

Die Geogitter wurden im Zuge der analytischen Bemessung ermittelt (siehe Kapitel 3.7.4), die Materialparameter der Geogitter sind der Tabelle 28 zu entnehmen und werden linear elastisch als eine Lage Geogitter vereinfacht unter Berücksichtigung von Druckausfall modelliert. DIANA FEA erlaubt keine Eingabe anisotroper Steifigkeiten.

3.8.4 Modell

Der Berechnungsausschnitt wurde gemäß 2.4.2 gewählt und im Programm DIANA FEA [S1] implementiert.

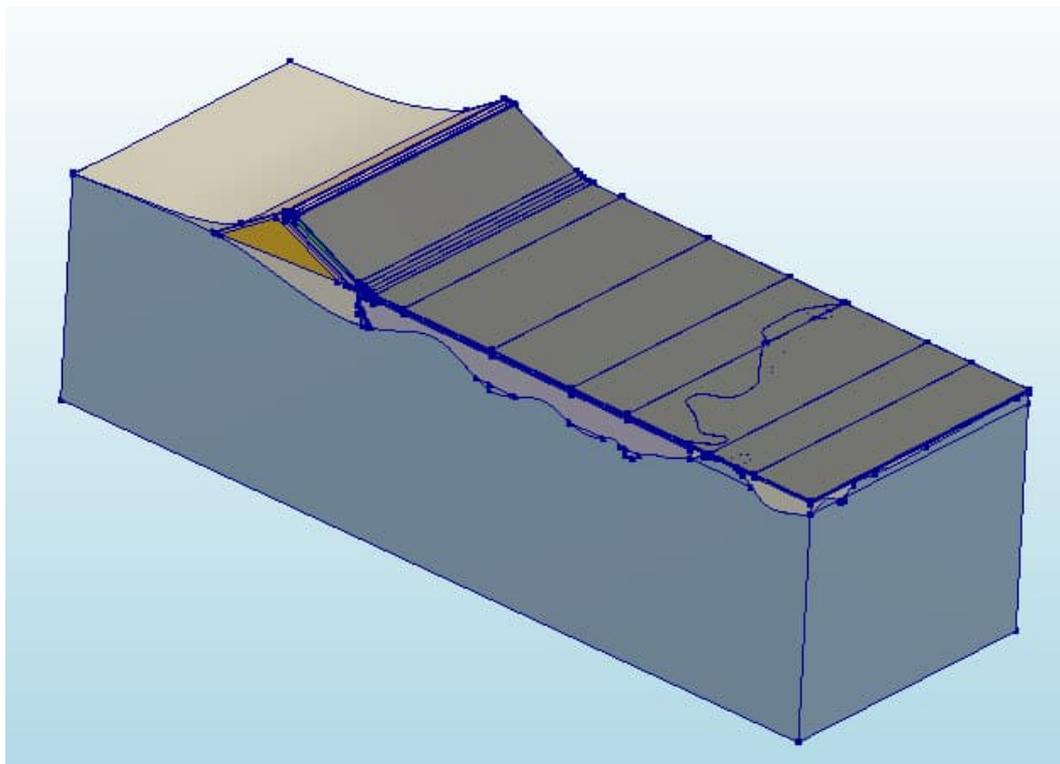


Abbildung 48: Gesamtansicht Zonen (Ansicht Süd-Nord)

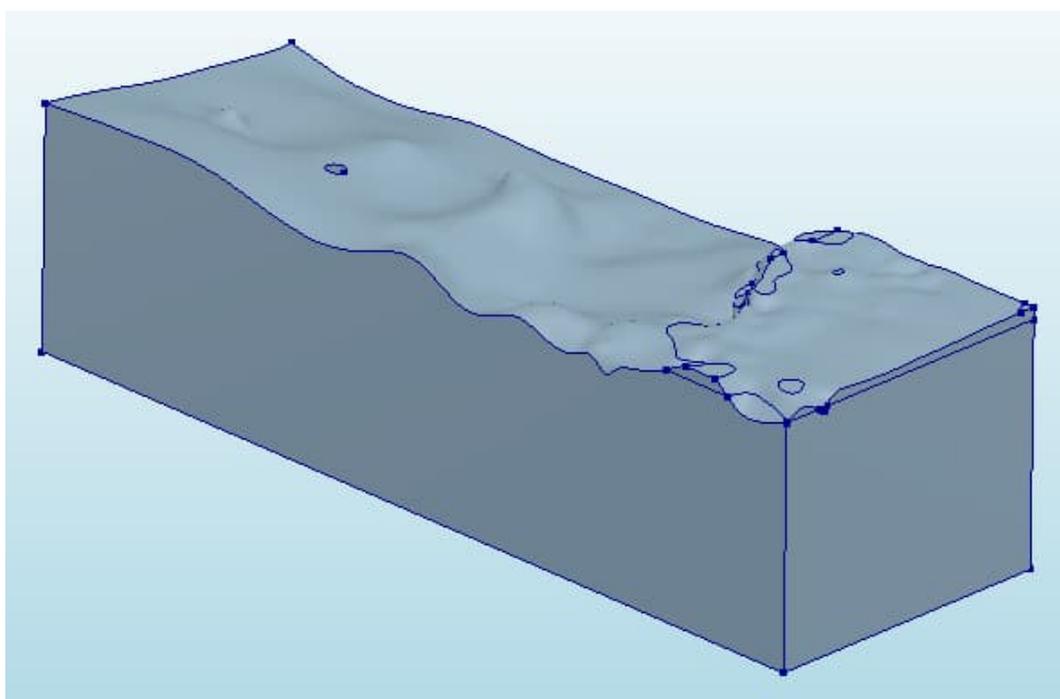


Abbildung 49: Ansicht Kalksteininformation (Ansicht Süd-Nord)

Die Felsoberfläche wurde aus dem 3D Untergrundmodell [B7] als 3D Oberfläche exportiert und in das FE Modell in DIANA FEA [S1] importiert.

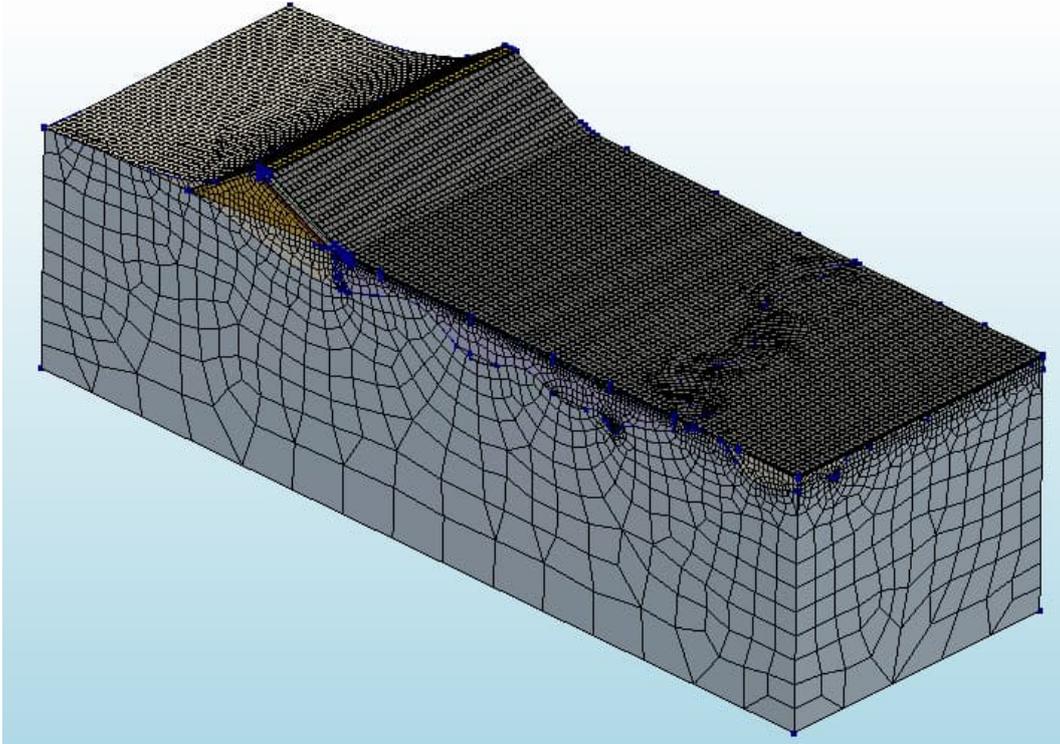


Abbildung 50: Ansicht Zonen mit FE Netz (Ansicht Süd-Nord)

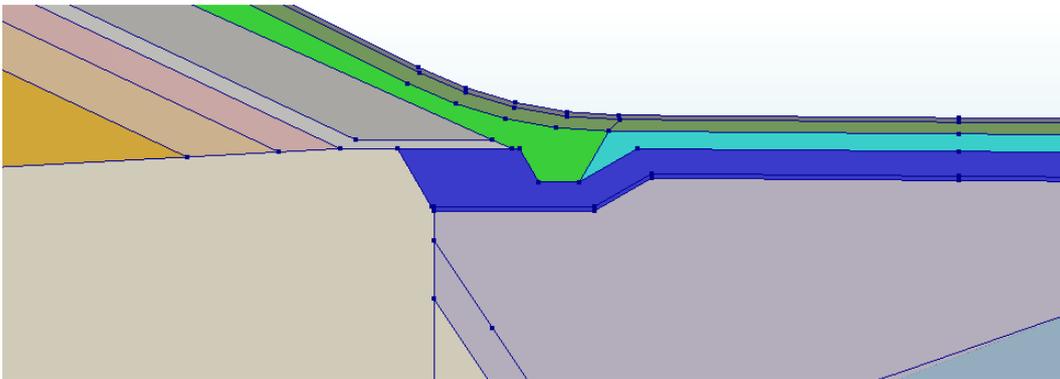


Abbildung 51: Bereich Dammfuß mit Drainage (Ansicht Süd-Nord auf Schnitt 0+900)

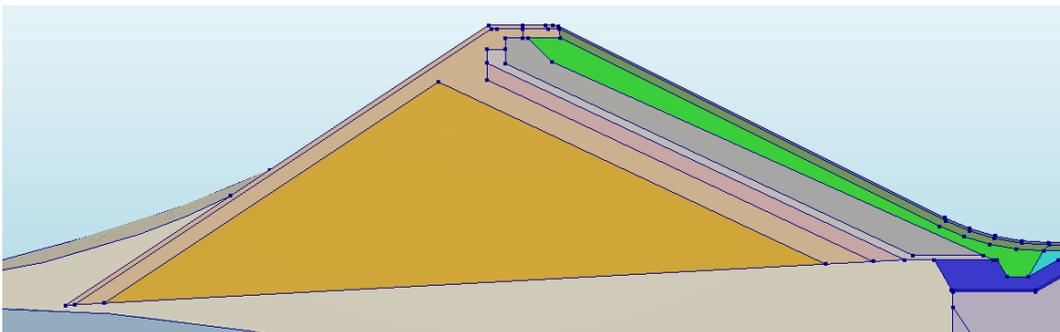


Abbildung 52: Bereich Damm mit Schichtaufbau (Ansicht Süd-Nord auf Schnitt 0+900)

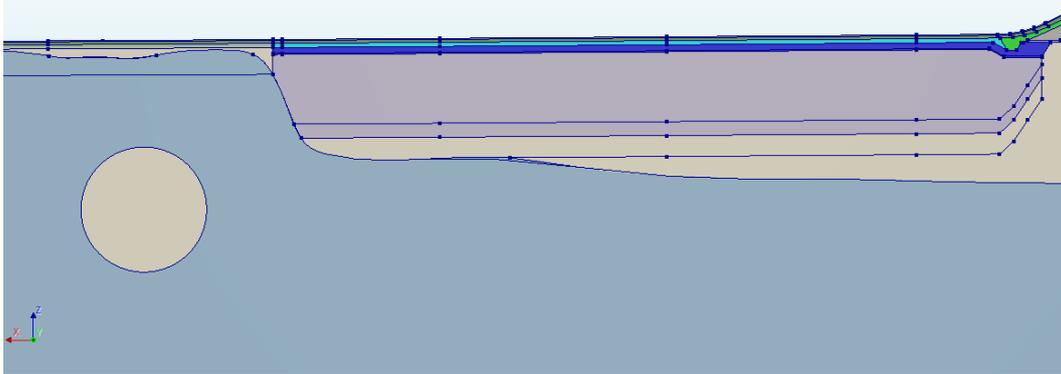


Abbildung 53: Bereich Beckensohle (Ansicht Nord-Süd auf Schnitt 0+800)

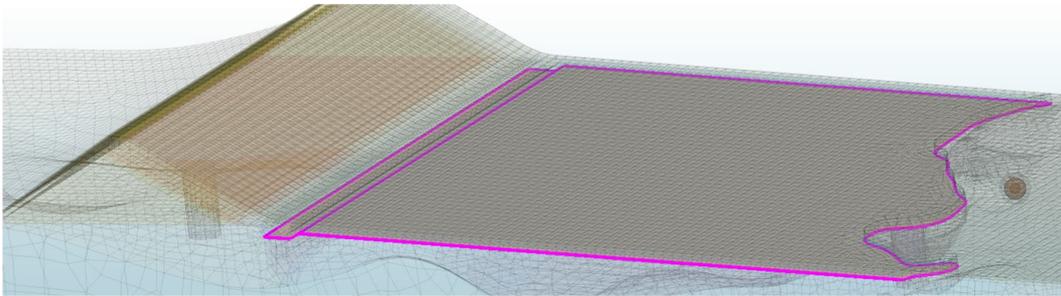


Abbildung 54: Geogitter als 3D Membrane (Ansicht Süd-Nord)

3.8.5 Ergebnisse

3.8.5.1 Verformung Gesamtmodell nach Einstau

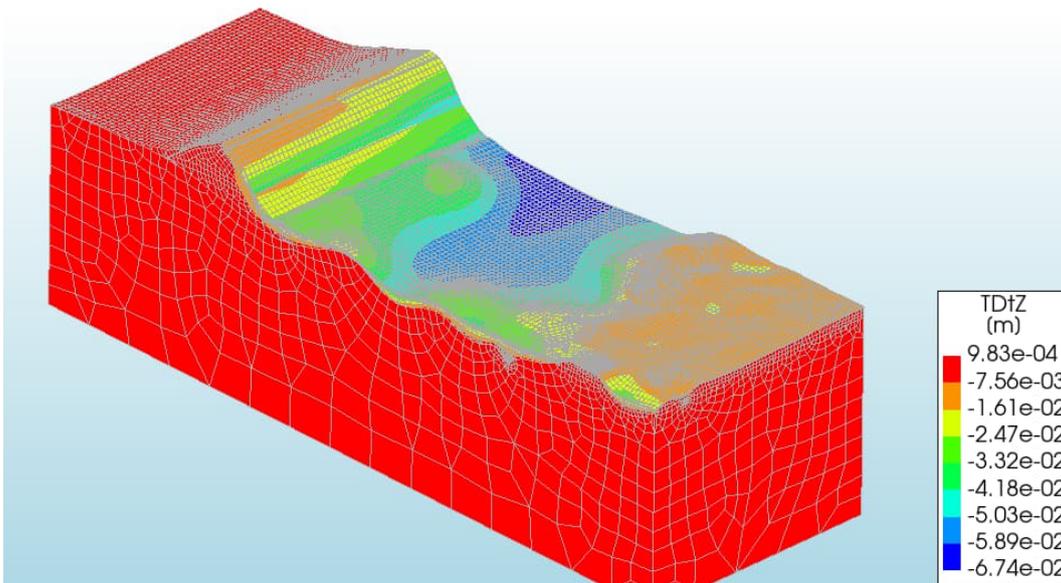


Abbildung 55: Vertikale Verformung nach Einstau

Der drei dimensionale Einfluss der Versturzone wird deutlich. Die Setzungen sind entsprechend inhomogen. Die Kriterien für die maximale Differentialsetzung der Asphaltoberflächenabdichtung sowie maximale Setzungsmulde ist eingehalten. Die Setzungen sind in vergleichbarer Größenordnung zu den Setzungen im Schnitt 0+800 aus Absatz 3.2.4.

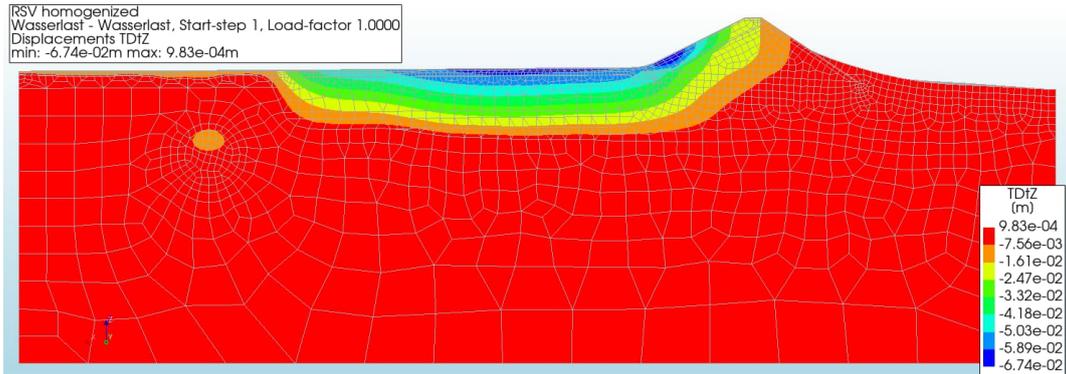


Abbildung 56: Vertikale Verformung nach Einstau Ansicht Nord-Süd auf Schnitt 0+800

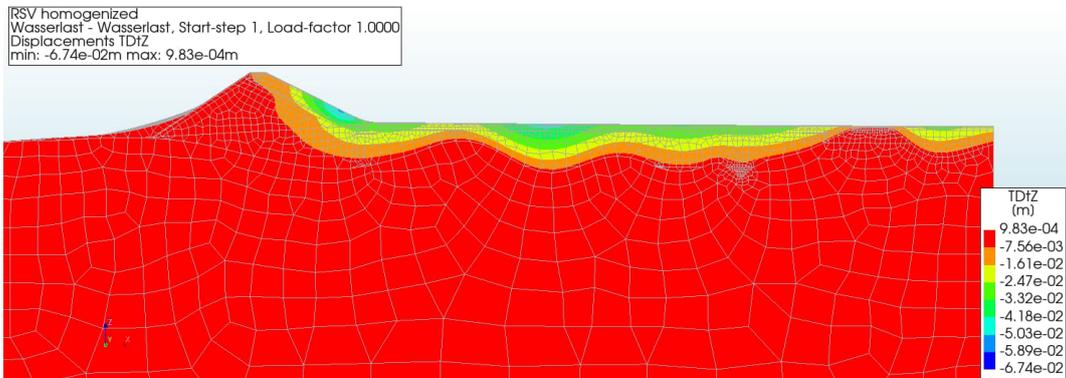


Abbildung 57: Vertikale Verformung nach Einstau Ansicht Süd Nord auf Schnitt 0+900

3.8.5.2 Karsthöhlen ohne Karsthohlraumverfüllung

Es wurden 2 Karsthöhlen mit 6m Durchmesser ohne Karsthohlraumverfüllung im Schnitt 0+810 im Randbereich der Versturzzone modelliert

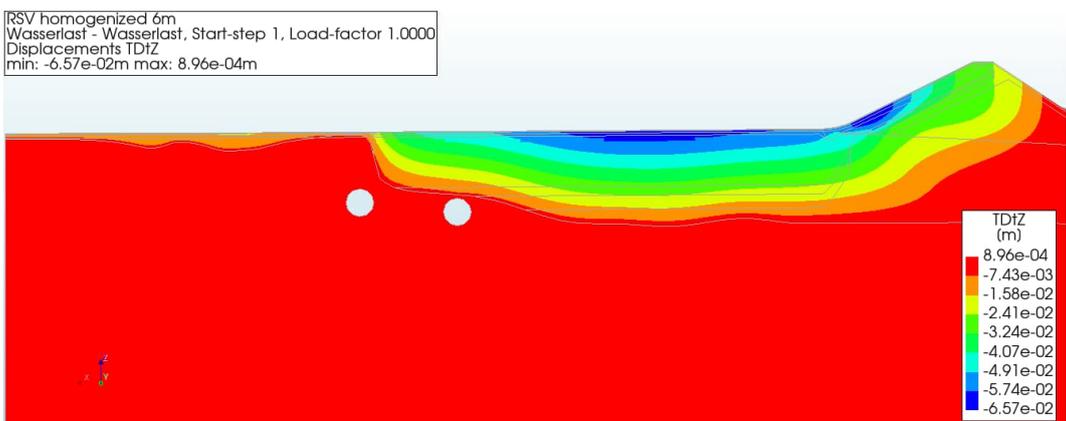


Abbildung 58: Vertikale Verformung im Längsschnitt durch die Karsthöhlen

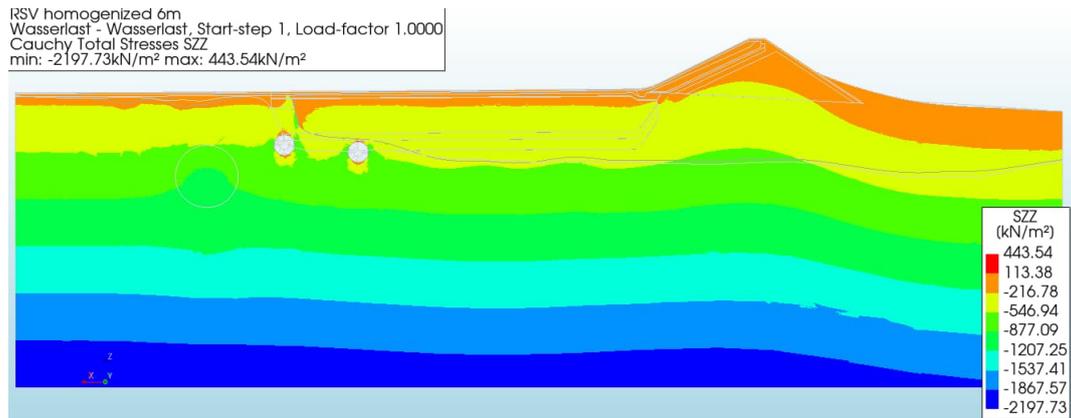


Abbildung 59: Vertikale Spannung im Längsschnitt durch die Karsthöhlen

Die Berechnungen zeigen, dass Karsthöhlen mit einem Durchmesser von 6 m im Kalkgestein keinen Einfluss auf das Gesamtverformungsverhalten haben.

3.8.5.3 Karsthöhle im Schnitt 0+800 mit Karsthohlraumverfüllung

Es wurde eine verfüllte Karsthöhle mit 18m Durchmesser im Schnitt 0+800 im Bereich außerhalb der Versturzzone modelliert.

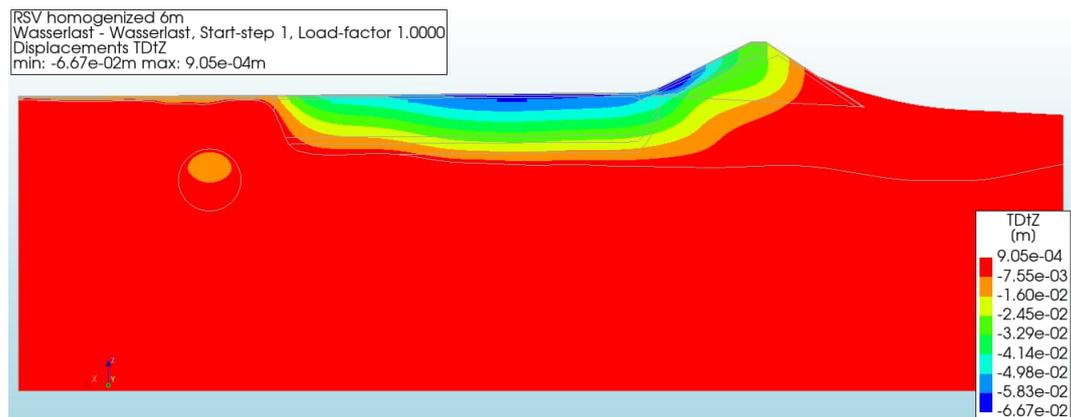


Abbildung 60: Vertikale Verformung im Längsschnitt durch die Karsthöhle

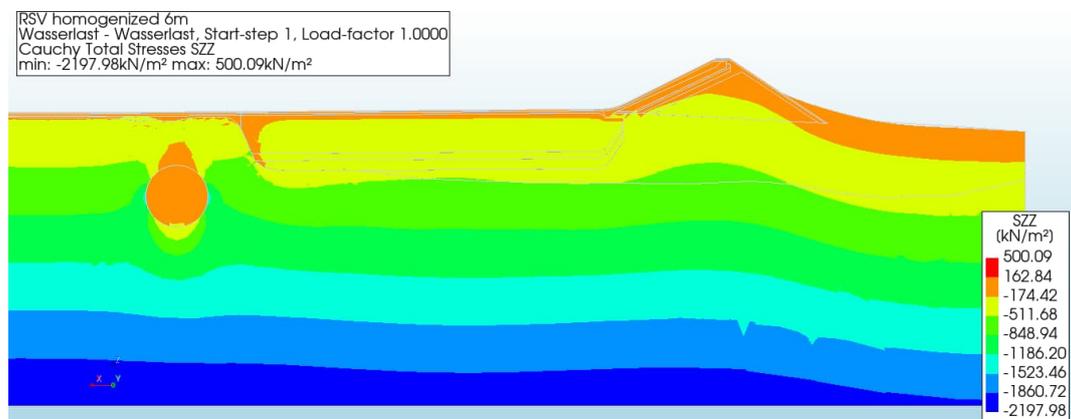


Abbildung 61: Vertikale Spannung im Längsschnitt durch die Karsthöhle

Die Berechnungen zeigen, dass eine Karsthöhle mit 18 m Durchmesser mit einer Überlagerung im Fels von ungefähr 12,7 m keinen signifikanten Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten im Bereich der Primärdichtung hat.

4 Zusammenfassung der Sanierungsmaßnahmen

Der Versturzonenbereich (Zone 1) in der Beckensohle wird durch Rüttelstopfsäulen in einem Raster von 2,0 x 2,0 m bis in eine maximale Tiefe von 12 m (siehe zugehörige Pläne [P2]) verbessert. Die RSS bedingen einerseits eine Homogenisierung des Untergrundes und andererseits werden die Scherfestigkeits- und Steifigkeitseigenschaften des bestehenden Untergrundes verbessert. Die darüberliegende, mit zweilagigen Geogitter bewehrte Tragschicht, unterstützt die gleichmäßige Lastverteilung und -einleitung. Weiters können, unwahrscheinliche, aber mögliche Erdfälle, bis zu einem Durchmesser von 6 m ohne Versagen der Beckenabdichtung überspannt werden.

Die in diesem Bericht diskutierten analytischen und numerischen Berechnungsergebnisse zeigen, dass die ausgelegten Bodenverbesserungsmaßnahmen (RSS inkl. bewehrter Tragschichten) sowie das darüber angeordnete zweischalige Oberflächendichtsystem den Sanierungsanforderungen (siehe [B9]) entsprechen.

In den Bereichen außerhalb der Versturzzone (Zone 2) wurde der Untergrund mittels geophysikalischer Untersuchungen sowie Vollbohrungen erkundet. Die Ergebnisse der Erkundungen zeigen Karsthohlräume im mittels Vollbohrungen erkundeten Bereich. Im Bereich außerhalb der Vollbohrungen können laut [B8] entsprechende Karsthohlräume ausgeschlossen werden. In jenen Bereichen, wo Karsthohlräume erkundet wurden, sind diese folgend den in Abschnitt 3.3 angeführten Kriterien zu behandeln. Generell ist eine Verfüllung (Magerbeton, Injektion, etc.) in Abhängigkeit der Höhenlage bzw. des Hohlraumvolumens vorgesehen.

Um die Betriebssicherheit weiter zu erhöhen ist ein engmaschiges redundantes Sickerwasserkontrollsystem vorgesehen. Weitere Überwachungseinrichtungen bzw. eine ausführliche Beschreibung der Beckenüberwachungssysteme ist dem Bericht [B9] Abschnitt 3.6 sowie den Plänen [P5] zu entnehmen.