

# Hochwasserrückhaltebecken Uerkheim

## Geotechnische Nachweise

<b>Auftraggeber</b> Departement Bau, Verkehr und Umwelt, Abteilung Landschaft und Gewässer, Kanton Aargau		<b>Datum</b> 19.04.2021	<b>Projekt-Nr.</b> SO1931A
<b>Anhang</b>	<b>Titel</b>		
A1	Gefahr von Bodenverflüssigung im Dammmaterial		
A2	Nachweise Grundbruch, Gleiten und Kippen		
A3	Nachweise Auftrieb und hydraulischer Grundbruch		
A4	Standsicherheit der Böschungen		
A5	Konsolidation und Setzungen		
A6	Standsicherheit der Böschungen mit extern zugeführtem Material		

## 1. Ausgangslage

Als langfristige Hochwasserschutzmassnahme ist oberhalb des Dorfes Uerkheim ein ca. 400 m x 150 m grosses Hochwasserrückhaltebecken (HRB) geplant (Realisierung voraussichtlich ca. 2024). Dazu soll einerseits ein ca. 5 bis 6 m hoher, talquerender Damm mit einem Durchlassbauwerk für die Uerke erstellt werden. Dies bedingt, dass die an der linken Talseite verlaufende Kantonstrasse um einige Meter hangseits zu verlegen ist. Desweiteren sind in an der Uerke auf einer Fläche von rund 150 m x 30 m umfangreiche Renaturierungsmassnahmen vorgesehen, bei welchen durch den vorgesehenen Hangabtrag grösser Materialmengen anfallen werden, deren Wiederverwendbarkeit im Rahmen des Projektes abzuklären ist.

*Projekt*

Basierend auf unserer Offerte vom 06.01.2021 erhielten wir den Auftrag, für den Damm die geotechnischen Nachweise auf Stufe Vorprojekt durchzuführen. Die Berechnungen betreffen die geotechnischen Aspekte und den Erdbennachweis der Dammkonstruktion. Der Entwurf des Durchlassbauwerkes und des Dammaufbaus war hingegen nicht Bestandteil der Offerte.

*Auftrag*

Beim geplanten Bauwerk handelt sich dabei gemäss «Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen» um eine Stauanlage der Klasse III. Stauanlagen zum Schutz von Naturgefahren gehören der Klasse III, unabhängig von ihrer Höhe oder Stauvolumen.

*Stauanlage  
Klasse III*

Bern

Wollerau

Zürich

Olten Jurastrasse 6  
CH-4600 Olten  
062 205 54 00  
scpolten@scpag.ch  
www.scpag.ch

## 2. Geologische und hydrologische Randbedingungen



Die Untergrundverhältnisse werden ausführlich im geologischen Bericht beschrieben (vgl. [1]). Nachfolgend werden die wichtigsten Erkenntnisse zusammengefasst.

### 2.1.

#### Geologie

##### Schicht A) Boden

- feinkörnige Bodenschicht (Humus)
- Mächtigkeit 20 – 30 cm
- geotechnisch nicht relevant

A) Boden

##### Schicht C) Deckschichten

- braune, siltige Fein- bis Mittelsande
- organischer Anteil: Holzresten (Stücke bis Stämme)
- Lagerung sehr locker
- Mächtigkeit variabel: ca. 0.5 m in Talmitte bis ca. 1.5 m am Talrand

C) Deckschichten

##### Schicht D) Hang- und Schwemmlehm

- graue schwach tonige, siltige Fein- bis Mittelsande
- Lagerung locker
- Mächtigkeit variabel: unter 0.5 m im Bereich der Uerke bis ca. 2.5 m im Bereich der Strasse

D) Hang- und Schwemmlehm

##### Schicht E) alluvialer Schotter

- schwach siltiger Kies mit Sand und Steinen
- Lagerungsdichte mittelhoch bis hoch
- ab 1.5 m unter Terrain

E) alluvialer Schotter

##### Schicht F) Molassefels

- wurde nicht angetroffen
- ab ca. 12 m unter Terrain (Schätzung)

F) Molassefels

### 2.2.

#### Hydrologie

Der alluviale Schotter ist gut durchlässig und dient als Grundwasserleiter. Der Fels bildet den Grundwasserstauer. Der mittlere Grundwasserspiegel befindet sich in der Talmitte rund 2 m unter Terrain, d.h. im Übergangsbereich zwischen dem Hang- / Schwemmlehm (Schicht D) und dem alluvialen Schotter (Schicht E).

Grundwasser

### 2.3.

#### Dammmaterial

Im Rahmen dieses Berichts war abzuklären, ob der Aushub, der im Bereich der Renaturierung anfällt, als Dammmaterial verwendet werden kann. Da organische Beimengungen im Boden (Schicht A) und den Deckschichten (Schicht C) gegen ihren Einsatz sprechen, kommen hierzu die Hang- und Schwemmlehme (Schicht D) in Frage.

Die Durchlässigkeit vom Hang- und Schwemmlehm wurde anhand von Laborversuchen bestimmt (vgl. [1]). Der k-Wert der Hang- und Schwemmlehme liegt zwischen  $1.0 \times 10^{-9}$  und  $9.0 \times 10^{-9}$  m/s. Das Material ist somit anhand der Durchlässigkeitseigenschaften für einen homogenen Dammaufbau geeignet.

Durchlässigkeit

Wassergehalt

Der optimale Wassergehalt und die entsprechende Dichte wurden mit Hilfe von Proctorversuchen bestimmt (vgl. [1]). Die Proctor-Kurven sind eher flach. Dies bedeutet, dass das Material wenig auffällig auf kleine Änderungen des Wassergehaltes ist. Der optimale Wassergehalt  $w$  liegt bei ca. 15 %. Im Feld liegt der Wassergehalt über 25 % (gemessen an drei Proben).

Der  $M_E$ -Wert des Hang- und Schwemملهms ist verhältnismässig tief (5 MN/m<sup>2</sup>, durchschnittlicher Wert bei Erstbelastung, siehe [1]). Es wird angenommen, dass dieser Wert bei schichtweisem Einbau unter Berücksichtigung vom optimalen Wassergehalt zumindest verdoppelt werden kann.

Auch in den Hang- und Schwemملهmen ist stellenweise mit organischen Beimengungen zu rechnen, welche nach Möglichkeit zu triagieren sind.

Die Eignung der Hang- und Schwemملهme (Schicht D) als Dammmaterial wird als grundsätzlich gegeben erachtet. Die Kornverteilung und die Durchlässigkeit sind für ein Dammschüttmaterial gut geeignet. Der hohe Wassergehalt und die lockere Lagerungsdichte im Ausgangszustand kann mit dem Einbau des Dammschüttmaterials im Erstellungsprozess noch leicht verbessert werden. Für den Einbau des Dammschüttmaterials ist deswegen wichtig, dass die Dammschüttung bei mehrheitlich trockenen Bedingungen erfolgen kann. Gleichzeitig ist auch unter Berücksichtigung der Stabilitäts- und Scherfestigkeitseigenschaften eine Bodenstabilisierung zu prüfen (vgl. folgende Kapitel). Es wird davon ausgegangen, dass luftseitig am Dammfuss einen Fussfilter mit durchlässigem Material angebracht wird um die Durchströmung des Dammes zu kontrollieren (vgl. auch Angaben in Kapitel 3.1 und Abbildung 1). Ebenso zeigen grobe Modellanalysen, dass luftseitig Drainagemassnahmen (z.B. Kiessäulen) zu den alluvialen Ablagerungen erforderlich sind (vgl. auch Angaben in Kapitel 3.1 und Abbildung 1). Sie dienen dazu, der Wasserdruck im Grundwasserleiter zu entspannen.

Eine Stabilisierung mit Kalk hätte den Vorteil, das Wasser im Boden chemisch zu binden und somit den Wassergehalt zu verringern. Aufgrund der tiefen Tonfraktion muss diese Methode jedoch ausgeschlossen werden. Als Bindemittel zur Stabilisierung wird Zement vorgeschlagen. Um die Eignung der Schicht D als Dammmaterial abschliessend abklären zu können, empfiehlt sich, das Verfahren nach SN 640 509a anzuwenden.

*Zusammen-  
drückbarkeit*

*Organische  
Beimengungen  
Materialeig-  
nung*

*Bodenstabil-  
isierung mit Ze-  
ment*

### 3. Berechnungsmodell und Lastfälle

#### 3.1. Berechnungsannahmen

Nachfolgend werden die Annahmen zusammengefasst, die in die Berechnungen eingeflossen sind.

Die Tabelle 1 fasst die charakteristischen Bodenkennwerte zusammen. Sie wurden anhand von den geschätzten Erwartungswerten im Geologischen Bericht [1] ermittelt, unter Berücksichtigung einer Abminderung bei grosser Streuung der Extremwerte. Das Raumgewicht des Dammmaterials entspricht der optimale Feuchtdichte anhand Proctor-Versuchen. Der Durchlässigkeitsbeiwert des alluvialen Schotter basiert auf dem Pumpversuch vor Ort.

*Input-Parameter*

**Tabelle 1 - Bodenkennwerte auf charakteristischem Niveau.**

	<b>D) Hang- und Schwemmlehm, Boden</b>	<b>D) Hang- und Schwemmlehm, Damm</b>	<b>E) alluvialer Schotter</b>
Raumgewicht $\gamma_k$ [ $kN/m^3$ ]	19	19.5	21
Reibungswinkel $\phi_k$ [°]	32	31	35
Kohäsion $c_k$ [ $kN/m^2$ ]	2	2	1
Zusammendrückbarkeit $M_{E,1,k}$ [MPa]	5	10	40
Durchlässigkeit $k$ [m/s]	$4 \times 10^{-9}$	$4 \times 10^{-9}$	$4 \times 10^{-5}$

Die Kohäsion kann für die geotechnischen Nachweise berücksichtigt werden, weil sie durch direkte Scherversuche bestätigt wurde. Die Versuche wurden unter drainierten Bedingungen durchgeführt, bei einer Normalspannung zwischen 50 und 200 kN/m<sup>2</sup>. Das entspricht eine Tiefe unter Terrain zwischen ca. 2.5 m und 10 m, was wiederum den inner- und unterhalb des Dammes herrschenden Spannungen entspricht.

*Kohäsion*

#### 3.2. Das Berechnungsmodell

Die Berechnungen werden an einem massgebenden Damm-Querschnitt durchgeführt. Dieser stimmt ungefähr mit dem Schnitt E-E im geologischen Bericht überein, vgl. [1]. Abbildung 1 bietet eine schematische Darstellung des Berechnungsmodells. Die obersten Schichten Boden (A) und Deckschichten (C) werden vernachlässigt, in der Annahme, dass diese Schichten im Bereich des Dammes entfernt werden (geotechnisch somit nicht relevant). Die Hang- und Schwemmlehme (Schicht D) weisen eine Mächtigkeit von ca. 1.5 m auf, darunter folgt der alluviale Schotter mit einer Mächtigkeit von rund 11 m. Es folgt der darunter liegende Fels, welcher im geotechnischen Modell jedoch nicht explizit berücksichtigt wird (in dieser Tiefe nicht relevant). In Plaxis 2D entspricht der untere Modellrand die Oberkante des Felsens.

*Untergrund*

Die maximale Dammhöhe wird auf 6 m geschätzt. Mit einer Kronenbreite von 4 m und Böschungen 1:3 (V:H), beträgt die totale Breite des Dammes 40 m. Der Damm ist homogen mit einem (mindestens) 4 m breiten Fussfilter. Drainagen (z.B. Kiessäulen) befinden sich auf der Luftseite des Dammes. Sie dienen dazu, der Wasserdruck im Grundwasserleiter zu entspannen. Sowohl für den Fussfilter als auch für die Drainage sind filterstabile Materialien einzusetzen.

*Damm*

Der Grundwasserspiegel liegt 1.5 m unter Terrain, d.h. an der Grenze zwischen Schicht D und E. Im Falle von Hochwasser liegt er an der Oberkante Terrain.

Auf der Dammkrone wird eine flächige Verkehrslast von  $5 \text{ kN/m}^2$  angenommen. Es wird davon ausgegangen, dass die Krone nur im Rahmen von Inspektionen oder Instandsetzungen befahren wird.

Die Einwirkungen gehen gemäss [7] ohne Lastbeiwerte in die Berechnung. Die Widerstände werden mit partiellen Sicherheitsfaktoren abgemindert. Diese sind in der Tabelle 3 zusammengefasst.

Grundwasser-  
spiegel

Verkehrslast

Partielle Si-  
cherheitsfakto-  
ren

**SC + P**

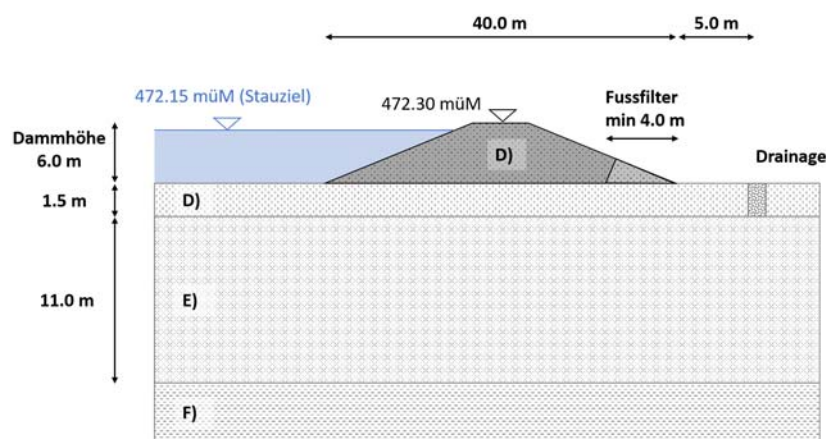


Abbildung 1 - Schematische Darstellung des Berechnungsmodells.

### 3.3.

#### Betrachtete Lastfälle

Es werden sechs verschiedene Lastfälle betrachtet (siehe Tabelle 2). Sie orientieren sich an der Tabelle 4-3 gemäss der Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen [7]:

Sechs Lastfälle

- Der erste Lastfall, HRB leer, behandelt den fertig gebauten Damm ohne Aufstau (zum Thema Konsolidation und Abbau von Porenwasserüberdrücken, siehe Abschnitt 4.6).
- Im zweiten Lastfall wird der volle Hochwasserrückhaltebecken betrachtet, wobei der Wasserstand auf dem Stauziel liegt. Der Freibord beträgt 15 cm.
- Im dritten und vierten Lastfall wird der Damm überströmt: Der Wasserstand beim Sicherheitshochwasser liegt 15 cm über die Dammkrone, beim Bemessungshochwasser 30 cm.
- Eine rasche Absenkung des Wasserspiegels führt dazu, dass die Porenwasserdrücke im Inneren des Dammes temporär auf einem erhöhten Stand bleiben, obwohl das HRB leer ist.
- Der sechste Lastfall betrachtet das volle Hochwasserrückhaltebecken, das ein Erdbeben bestimmter Intensität erfährt.

Tabelle 2 - Übersicht der untersuchten Lastfälle.

Lastfall	Wasserstand	Lastfalltyp	Bemerkungen
HRB leer	-	normal	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Grundwasserspiegel 1.5 m unter Terrain</li> <li>– mit Verkehrslasten</li> </ul>
HRB voll	472.15 müM (Stauziel)	normal	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Grundwasserspiegel an OKT</li> <li>– mit Verkehrslasten</li> </ul>
Bemessungshochwasser	472.45 müM	ausserordentlich	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Grundwasserspiegel an OKT</li> <li>– Damm wird überströmt</li> <li>– ohne Verkehrslasten</li> </ul>
Sicherheitshochwasser	472.60 müM	extrem	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Grundwasserspiegel an OKT</li> <li>– Damm wird überströmt</li> <li>– ohne Verkehrslasten</li> </ul>
Rasche Absenkung	472.15 müM im höchsten Punkt	ausserordentlich	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Grundwasserspiegel an OKT</li> <li>– mit Verkehrslasten</li> </ul>
Erdbeben	472.15 müM (Stauziel)	extrem	<ul style="list-style-type: none"> <li>– Grundwasserspiegel an OKT</li> <li>– mit Verkehrslasten</li> </ul>

Die Lastfälle mit Überströmung des Dammes wurden vereinfacht modelliert: der Damm wird als vollständig gesättigt angenommen und auf der Wasserseite wirkt eine Auflast, die der Wassersäule über der Krone entspricht. Das Wasser, das auf der luftseitigen Flanke fliesst, wird vernachlässigt (konservative Annahme).

*Überströmung  
des Dammes*

Tabelle 3 - Partielle Sicherheitsfaktoren gemäss "Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen - Teil C1: Planung und Bau", S 25/36.

Lastfalltyp	Kohäsion	Reibungswinkel
	$\gamma_{mc}$	$\gamma_{m\phi}$
normal	3.0	1.5
ausserordentlich	2.0	1.3
extrem	1.1	1.1

## 3.4.

## Nachweisbeben

Das Vorgehen zum Erdbebennachweis wird in der Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen (vgl. Teil C3: Erdbebensicherheit [8]) und im Basisdokument Sicherheit der Stauanlagen zu dem Nachweis der Erdbebensicherheit (vgl. [9]) erläutert. Für einen Staudamm der Klasse III beträgt die Wiederkehrperiode 1'000 Jahre. Der Untergrund wird der Baugrundklasse B zugeteilt; die viskose Dämpfung wird mit 15% angenommen. Diesbezüglich wird darauf hingewiesen, dass die Einteilung der Baugrundklasse nach SIA 261 und nach Richtlinie ist unterschiedlich ist.. Gemäss SIA-Norm ist der Baugrund der Baugrundklasse E zuzuteilen. in der Richtlinie [8] wird zwischen den Baugrundklasse A bis C zu unterscheiden und im vorliegenden Fall ist die Baugrundklasse C anzuwenden (Nachweisbeben wird nach Richtlinie [8] bestimmt).

Wiederkehrpe-  
riode

S C + P

Die Tabelle 4 fasst die Zwischenschritte zusammen, die für die Bestimmung des Nachweisbebens notwendig sind.

Tabelle 4 - Bestimmung des Nachweisbebens.

Kennwert		Quelle
Dammhöhe $h$ bzw. Schichtdicke $h_1$	6 m	siehe Kapitel 3.2
Schichtdicke $h_2$	12.5 m	siehe Kapitel 3.2
Raumgewicht $\gamma_1$	19.5 kN/m <sup>3</sup>	siehe Kapitel 3.1
Raumgewicht $\gamma_2$	21 kN/m <sup>3</sup>	siehe Kapitel 3.1
Scherwellengeschwindigkeit $v_{s1}$	450 m/s	Abschätzung gemäss [9], Anhang C3
Scherwellengeschwindigkeit $v_{s2}$	500 m/s	Abschätzung gemäss [9], Anhang C3
Intensität $I_{MSK}$	6.9	aus [9], Abbildung 4
Spitzenwert der Horizontalbeschleunigung $a_h$	96.4 cm/s <sup>2</sup> = 0.1g	aus der Gleichung: $\log a_h = 0.26 \cdot I_{MSK} + 0.19$
Hilfsgrösse $m$	0.84	aus [9], Anhang C8
Hilfsgrösse $q$	0.43	aus [9], Anhang C8
$\bar{a}_1$	1.66	aus [9], Anhang C8
Grundperiode des Dammes, $T_0$	0.05 s	aus der Gleichung: $T_0 = 2\pi h_1 / (\bar{a}_1 v_{s1})$
Eigenfrequenzen $\omega_1, \omega_2, \omega_3$ und dazugehörige Perioden	180 Hz, 0.035 s 414 Hz, 0.015 s 649 Hz, 0.010 s	aus den Gleichungen: $\omega_1 = 2.40 \cdot v_{s1} / h_1$ $\omega_2 = 5.52 \cdot v_{s1} / h_1$ $\omega_3 = 8.65 \cdot v_{s1} / h_1$ $T = 2\pi / \omega$
Spektralbeschleunigungen $a_1, a_2, a_3$	0.120g 0.108g 0.106g	Abschätzung gemäss [9], Abbildung 2
Spitzenbeschleunigung $a_D$ an der Dammkrone	0.241g	aus der Gleichung: $a_D = \sqrt{(1.60a_1)^2 + (1.06a_2)^2 + (0.86a_3)^2}$
Annahme $y/h$	1	Aus überschlägige Gleitkörperbetrachtung im Vorfeld. Siehe [9], Anhang C10
Spitzenbeschleunigung $a_G$	0.084g	aus [9], Anhang C10

Gemäss [8] darf die Beschleunigung im massgebenden Bruchkörper gleich 1.5 Mal der maximalen horizontalen Bodenbeschleunigung gesetzt werden:

$$a_G = 1.5 \cdot a_h = 0.15g$$

Dieser Wert ist, im Vergleich zu derjenige in Tabelle 4, massgebend. In den Nachweisen wird also mit 0.15g berechnet. Für die Stauanlageklasse III darf die vertikale Bodenbeschleunigung vernachlässigt werden.

## 4. Ergebnisse der Nachweise

### 4.1.

#### Bodenverflüssigung

Als Dammmaterial wird voraussichtlich der Schwemm- und Hanglehm (Schicht D im Geologischen Bericht, vgl. [1]) verwendet, der im Bereich der Aushubarbeiten für die Renaturierung anfällt. Für die nachfolgenden Nachweise wird – sofern nicht anders vermerkt – von einem homogenen Dammaufbau mit dem anstehenden Schwemm- und Hanglehm ausgegangen. Da es sich um einen Feinsand handelt, muss die Gefahr einer Bodenverflüssigung untersucht werden.

Eine Bodenverflüssigung tritt auf, wenn der Boden alle die in Tabelle 5 aufgelisteten Kriterien erfüllt. Es ist ersichtlich, dass dies nicht der Fall ist.

**Tabelle 5 - Kriterien, die auf eine Bodenverflüssigung unter zyklischer Belastung hindeuten, siehe [8].**

Beschreibung	Erfüllt?	Quelle
Die Korngrößenverteilung des Materials liegt innerhalb des Bereiches '2'	ja	Siehe Anhang A1
Ungleichförmigkeitszahl $C_u < 2$	nein	$C_u \geq 5$ für alle Bodenproben der Schicht D, siehe Anhang A1
Das Material ist gesättigt	ja	Wenn das Hochwasserrückhaltebecken voll ist, ist das Dammmaterial gesättigt.
Lagerungsdichte $D_r < 0.5$	-	Daten nicht vorhanden

Eine Bodenverflüssigung des Untergrundes (Schicht E, alluvialer Schotter) kann ebenfalls ausgeschlossen werden, weil die Korngrößenverteilung klar ausserhalb des Bereiches '2' verläuft. Eine Bodenverflüssigung wird somit als nicht massgebend erachtet.

*Bodenverflüssigung bei Silten und Sanden*

**SC + P**

*Nicht massgebend*

### 4.2.

#### Grundbruch, Gleiten und Kippen

Die Nachweise gegen Grundbruch, Gleiten und Kippen werden mit Hilfen von Handrechnungen erbracht. Der Nachweis gegen Grundbruch wird anhand der klassischen Tragfähigkeitsformel nach Terzaghi berechnet. Beim Nachweis gegen Gleiten wird das Kräftegleichgewicht in horizontaler Richtung überprüft. Beim Kippen überprüft man, dass die Resultierende nicht zu exzentrisch auf der Fundation angreift. Die Nachweise sind in Anhang A2 ersichtlich.

Der Nachweis gegen Grundbruch ist für alle Lastfälle erfüllt, sowie derjenige gegen Kippen, vgl. Tabelle 6. Der Nachweis gegen Gleiten ist erfüllt ausser im Falle eines Erdbebens. Eine Stabilisierung der Schicht D unterhalb des Dammkörpers hätte kaum eine Wirkung, weil die Gleitfläche sich einfach weiter unten im Boden ausbilden würde. Der Sohlreibungswinkel wurde gleich  $\frac{2}{3}\varphi$  gesetzt. Wählt man eine weniger konservativen Annahme, z.B. Sohlreibungswinkel =  $\varphi$ , ist der Erdbebennachweis erfüllt. Diese Möglichkeit ist sowohl in der Norm SIA 267 [5] als auch in der Richtlinie des Bundes [7] vorgesehen. Eine gute Verzahnung zwischen Dammkörper und Untergrund kann mit einem geeigneten Bauvorgang erzielt werden und wird für die Ausführung vorausgesetzt. Die Nachweise gegen Grundbruch, Gleiten und Kippen werden somit als erbracht erachtet.

*Kommentar über die Ergebnisse*



Tabelle 6 - Zusammenfassung der Nachweise gegen Grundbruch, Gleiten und Kippen.

Nachweis gegen Grundbruch		Widerstand	Einwirkungen		Nachweis	Sicherheitsfaktor	Bemerkungen
Lastfall	$\sigma_1$ [kPa]	$R_{v,d}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$E_{v,d}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$E_{H,d}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$R_{v,d} \geq E_{v,d}$	$SF = R_{v,d} / E_{v,d}$	
HRB leer (normal)	1716	68640	2594.0	0.0	in Ordnung	26.5	Der Bruchmechanismus kann sich nicht bilden
HRB voll (normal)	1275	51010	1887.3	474.5	in Ordnung	27.0	dito
Bemessungshochwasser (ausserordentlich)	2237	89011	1865.8	492.5	in Ordnung	47.7	dito
Sicherheitshochwasser (extrem)	4685	185910	1865.0	501.5	in Ordnung	99.7	dito
Erdbeben	4013.8	157001	1887.3	853.8	in Ordnung	83.2	dito

Nachweis gegen Gleiten		Widerstand	Einwirkungen		Nachweis	Sicherheitsfaktor	Bemerkungen
Lastfall		$R_{t,d}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$E_{v,d}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$E_{H,d}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$R_{t,d} \geq E_{H,d}$	$SF = R_{t,d} / E_{H,d}$	
HRB leer (normal)		516.6	1887.3	474.5	in Ordnung	1.09	nicht massgebend
HRB voll (normal)		593.8	1865.8	492.5	in Ordnung	1.21	
Bemessungshochwasser (ausserordentlich)		717.9	1865.0	501.5	in Ordnung	1.43	
Sicherheitshochwasser (extrem)		724.5	1887.3	853.8	nicht in Ordnung	0.85	Mit $\phi$ anstatt $2\phi/3$ erfüllt.

Nachweis gegen Kippen		Exzentrizität		Nachweis	Bemerkungen
Lastfall		$e_y$ [m]	$e$ [m]	$e_y > e$	
HRB leer (normal)					nicht massgebend
HRB voll (normal)		6.7	0.0	in Ordnung	
Bemessungshochwasser (ausserordentlich)		13.3	0.1	in Ordnung	
Sicherheitshochwasser (extrem)		20.0	0.2	in Ordnung	
Erdbeben		20.0	0.4	in Ordnung	

## 4.3.

## Auftrieb und hydraulischer Grundbruch

Die Nachweise gegen Auftrieb und hydraulischem Grundbruch werden ebenso mit Hilfen von Handrechnungen erbracht. Der Nachweis ist erfüllt, wenn das Kräftegleichgewicht in vertikaler Richtung ergibt, dass die resultierende nach unten gerichtet ist. Die Berechnungen befinden sich in A3.

Es wird angenommen, dass Drainagen (z.B. Kiessäulen) auf der Luftseite des Dammfusses installiert werden. Der Abstand zwischen Dammfuss und Drainagen beträgt 5 m. Sie dienen dazu, den Wasserdruck im Grundwasserleiter im Falle eines Hochwassers zu entspannen. Die Wasserdruckverteilung unterhalb der Schicht D kann somit als dreieckförmig zur Luftseite hin abnehmend angenommen werden. Ohne luftseitigen Drainagen würde sich ein erhöhter, nach oben gerichteter Wasserdruck bilden, der die Deckschichten aufbricht. Die Konsequenz wäre ein progressives Versagen des Dammkörpers.

Der Nachweis behandelt das Kräftegleichgewicht beim luftseitigen Dammfuss, wo der Wasserdruck noch nicht komplett abgebaut ist. Der Nachweis ist für alle Lastfälle erfüllt, vgl. Tabelle 7. Da das Nachweisbecken nur in horizontaler Richtung wirkt, hat es keinen Einfluss auf die Nachweise gegen Auftrieb und hydraulischem Grundbruch.

Drainagen  
spielen wichtige  
Rolle

Beurteilung Ergebnisse

Tabelle 7 - Zusammenfassung der Nachweise gegen hydraulischen Grundbruch und Auftrieb.

Nachweis gegen hydraulischer Grundbruch			Nachweis	Sicherheitsfaktor	Bemerkungen
Lastfall	$G'_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$S_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$G'_d \geq S_d$	$SF = G'_d / S_d$	
HRB leer (normal)					nicht massgebend
HRB voll (normal)	13.5	7.5	in Ordnung	1.81	
Bemessungshochwasser (ausserordentlich)	13.5	7.2	in Ordnung	1.88	
Sicherheitshochwasser (extrem)	13.5	7.0	in Ordnung	1.93	
Erdbeben					entspricht HRB voll

Nachweis gegen Auftrieb			Nachweis	Sicherheitsfaktor	Bemerkungen
Lastfall	$G_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$W_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$G_d \geq W_d$	$SF = G_d / W_d$	
HRB leer (normal)					nicht massgebend
HRB voll (normal)	28.5	7.5	in Ordnung	3.81	
Bemessungshochwasser (ausserordentlich)	28.5	7.2	in Ordnung	3.97	
Sicherheitshochwasser (extrem)	28.5	7.0	in Ordnung	4.07	
Erdbeben					entspricht HRB voll

## 4.4.

**Standsicherheit der Böschungen**

Die Standsicherheit der Dammflanken wird mit der Software von Cubus Larix (Version 8) untersucht. Die Ergebnisse der Standsicherheit können detaillierter im Anhang A4 eingesehen werden.

Bei den normalen Lastfällen, HRB leer und HRB voll, ist der Nachweis der Böschungsstabilität erbracht, vgl. Tabelle 8. Der Erdbebennachweis ist knapp erfüllt. Der Sicherheitsfaktor ist ungenügend in den Belastungsfälle Bemessungshochwasser und Sicherheitshochwasser auf der Luftseite, sowie im Falle einer raschen Absenkung des Wasserspiegels auf der Wasserseite.

Aus dieser Erkenntnis wird die Empfehlung abgeleitet, dass der Damm oberflächennah über eine Breite von ca. 6 m - gemessen in horizontaler Richtung - zu stabilisieren ist. Ohne Stabilisierungsmassnahmen besteht für die Fälle des Bemessungs- und Sicherheitshochwasser die Gefahr von Instabilitäten beim Dammkörper (luftseitig). Im Falle einer schnellen Absenkung könnte auch wasserseitig eine Damminstabilität auftreten.

Beurteilung Ergebnisse

Dammstabilisation erforderlich

SC + P

Tabelle 8 - Zusammenfassung der Standsicherheitsberechnungen mit Larix-8.

Lastfall	Seite	Sicherheitsfaktor aus Larix	
		Krey	Janbu
HRB leer (normal)	Wasser / Luft	1.35	1.36
HRB voll (normal)	Wasser	1.25	1.71
	Luft	1.12	1.21
Bemessungshochwasser (ausserordentlich)	Wasser	2.04	2.57
	Luft	0.87	0.88
Sicherheitshochwasser (extrem)	Wasser	3.17	4.79
	Luft	0.75	1.17
schnelle Absenkung (ausserordentlich)	Wasser	0.87	0.91
	Luft	1.32	1.48
Erdbeben	Wasser	1.05	1.06
	Luft	1.04	1.13

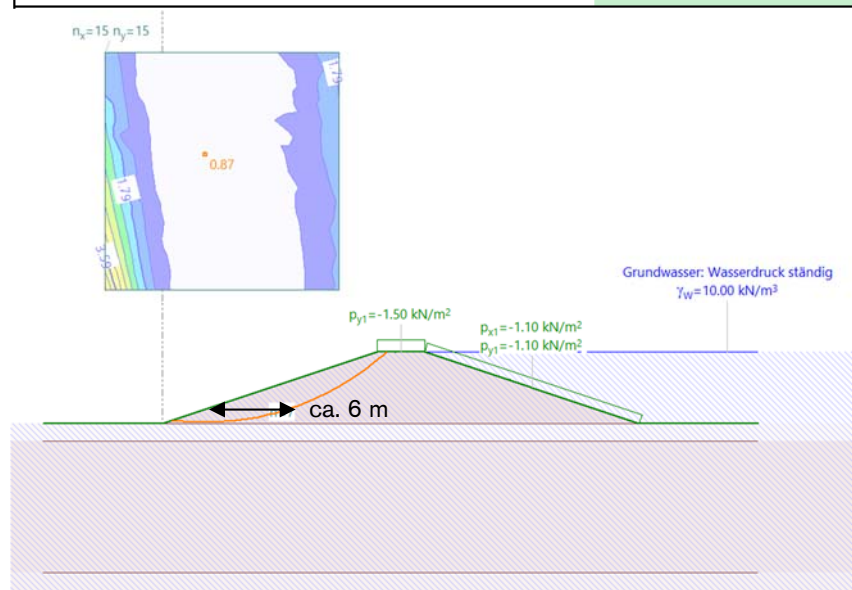


Abbildung 2 - Der massgebende Bruchkörper beim Lastfall Bemessungshochwasser, auf der Luftseite. Die Auflasten (1.5 und 1.1 kN/m<sup>2</sup>) stellen die Wassersäule über die Dammkrone dar.

## 4.5.

**Standsicherheitsnachweise der Böschungen für stabilisiertes oder extern zugeführtes Schüttmaterial**

Der Aushub, der im Bereich der Renaturierung anfällt, genügt mengenmässig voraussichtlich nicht für den Bau des Hochwasserrückhaltebeckens. Aus diesem Grund wird voraussichtlich der Kern des Dammes aus den Hang- und Schwemmlehen (Schicht D) realisiert, da das Material gute Dichtigkeitsanforderungen erfüllt. Der äussere Bereich des Dammkörpers wird nach Möglichkeit mit Zement stabilisiert (vgl. Kapitel 5) oder aus einem extern zugeführten Material aufgebaut. Die geotechnischen Materialanforderungen sind so zu definieren, dass die Standsicherheitsnachweise gemäss 4.4 erfüllt werden können. Die Anforderungen am Dammschüttmaterial wurden anhand vom massgebenden Lastfall (Sicherheitshochwasser extrem Seite Luft, siehe Tabelle 8) bestimmt und in Abbildung 3 zusammengefasst. Es wurde ein Raumgewicht  $\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$  angenommen. Der Querschnittsaufbau wurde wie folgt gewählt: das extern zugeführte Material wird sowohl luft- als auch wasserseitig auf einer Breite von ca. 6 m (gemessen an der Dammbasis in horizontaler Richtung) eingebracht. Dazwischen liegt das Material der Schicht D (Hang- und Schwemmlehm), welches oberflächennah und im Bereich der Dammkrone einzubringen ist (vgl. Abbildung 5).

Anforderungen  
an das Damm-  
schüttmaterial

SC + P

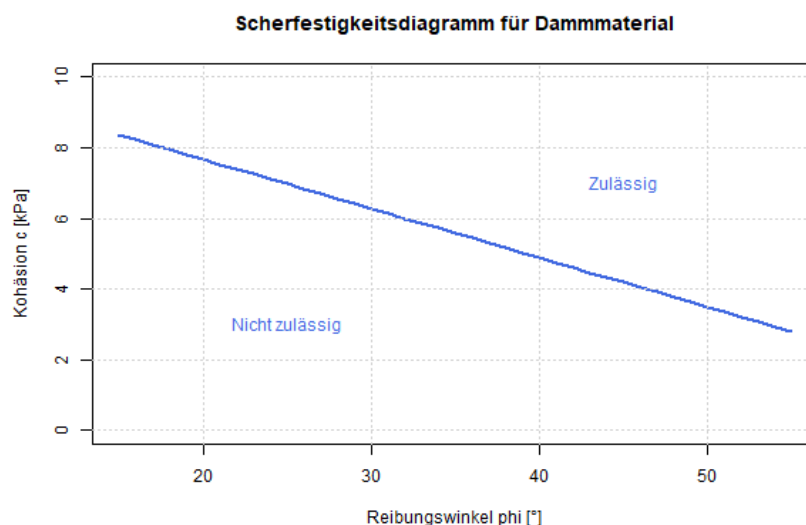


Abbildung 3 - Erforderliche Scherfestigkeit von Dammschüttmaterial für den ungünstigsten Lastfall ( $F = R_d / E_d \geq 1.0$  mit  $\gamma_\phi = 1.1$ ;  $\gamma_c = 1.1$ ;  $\gamma_R = 1.00$  gemäss **Tabelle 3**). Die Baugrundkennwerte  $\phi$  und  $c$  des Dammschüttmaterials müssen auf oder über die Linie liegen.

Das extern zugeführte oder stabilisierte Material hat die Scherfestigkeitsanforderungen gemäss Abbildung 3 zu erfüllen. Bei den vorgegebenen Böschungsneigungen und den angenommenen Baugrundkennwerten können Instabilitäten ausgeschlossen werden, solange die Scherfestigkeit des Dammschüttmaterials sich oberhalb der Kurve in Abbildung 3 befindet. Das entspricht z.B. ein Dammschüttmaterial (Grundmoräne, überkonsolidierter gut abgestufter Kiessand) mit einem Reibungswinkel von  $30^\circ$  und eine Kohäsion von 10 kPa. In diesem Fall steigt der massgebende Sicherheitsfaktor von 0.75 auf 1.11, siehe Anhang A6. Die Nachweise gemäss Tabelle 8 können mit einem Material, welches die

Anforderungen gemäss Abbildung 3 erfüllt, allesamt nachgewiesen werden, da die Scherfestigkeits-Anforderungen anhand des kritischsten Bemessungszustands ermittelt werden (Sicherheitshochwasser extrem Seite Luft).

SC + P

#### 4.6.

#### Setzungen und Konsolidation

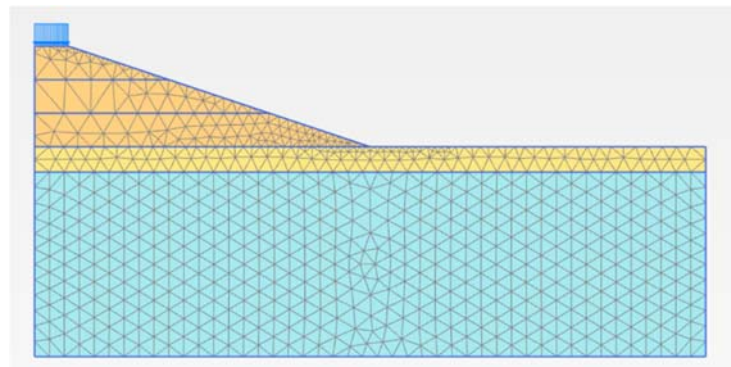
Das Setzungsverhalten wurde in PLAXIS 2D (Version 20.0.0.119) untersucht. Die Ergebnisse können dem Anhang A5 entnommen werden.

*Finite Elemente*

Damit die FE-Berechnungen möglichst realitätsnahe Ergebnisse liefern, wurden sie mit den Bodenkennwerten nach Tabelle 1 ohne Abminderung mit partiellen Sicherheitsfaktoren ausgeführt. Die Berechnung erfolgt in 7 Phasen, die in der Tabelle 9 zusammengefasst sind. Der Bauvorgang erfolgt in drei Schritten, wobei jeweils 2 m des Dammes eingebaut werden. Dazwischen sind Wartezeiten geplant, so dass der Untergrund konsolidieren kann. Die Berechnungen wurden mit den Stoffgesetzen gemäss dem «Hardening soil» Modell gemacht.

**Tabelle 9 - Die Berechnungsphasen in Plaxis 2D.**

Phase	Calculation type & loading type	Beschreibung
Initial phase	K0 procedure staged construction	-
1_build [Phase_1]	Plastic staged construction	Die ersten 2 m des Dammes werden realisiert
1_consolidate [Phase_2]	Consolidation staged construction	Wartezeit von 30 Tagen
2_build [Phase_3]	Plastic staged construction	Der Damm wird weitergebaut (von 2 m auf 4 m)
2_consolidate [Phase_4]	Consolidation staged construction	Wartezeit von 30 Tagen
3_build [Phase_5]	Plastic staged construction	Der Damm wird weitergebaut (von 4 m auf 6 m)
3_consolidate [Phase_6]	Consolidation minimum excess pore pressure	Wartezeit bis alle Überdrücke abgeklungen sind



**Abbildung 4 - Das Modell für Plaxis 2D.** Da das Problem symmetrisch ist, wurde nur die rechte Hälfte modelliert. Das Dammmaterial ist in Orange dargestellt, die Schicht D in Gelb und die Schicht E in Blau.

Mit den Bodenkennwerten aus Tabelle 1 erhält man Setzungen an der Dammkrone von 16 cm und die Konsolidationszeit dauert ein paar Tage.

Für die Setzungen und das Konsolidationsverhalten wurde eine Sensitivitätsanalyse durchgeführt.

Die Zusammendrückbarkeit des alluvialen Schotters und des Dammmaterials wurde variiert, um ihre Auswirkung auf die Setzungen besser abschätzen zu können. Diese können zwischen 10 cm und 25 cm variieren. Mit den Bodenkennwerten nach Tabelle 1 erhält man 16 cm Setzung ( $M_E$ -Wert = 10 kN/m<sup>2</sup>) während bei einem  $M_E$ -Wert von 5 kN/m<sup>2</sup> mit einem Setzungsmass von ca. 25 cm an der Dammkrone zu rechnen ist. Die Zusammendrückbarkeit des Dammmaterials hat einen grossen Einfluss auf die Setzungen, während diejenige vom Untergrund eine untergeordnete Rolle spielt. Nach jeder Konsolidationsphase soll das Dammprofil aufgenommen werden, und eventuell reprofiliert werden. Auf dieser Art und Weise kann man trotz den Verformungen eine genaue Profilgenauigkeit erreichen.

Die Unsicherheiten betreffend der zu erwartenden Konsolidationszeit wurden durch Variation des Durchlässigkeitsbeiwertes im alluvialen Schotter untersucht. Die Konsolidationszeit dauert zwischen ein paar Tage (im erwarteten Fall bei einem  $k$ -Wert von ca.  $4 \cdot 10^{-5}$  m/s) und ein paar Wochen (bei einem Durchlässigkeitsbeiwert von  $1 \cdot 10^{-6}$  m/s in einem konservativeren Fall). Es wird empfohlen, eine Wartezeit von 3 Wochen nach jeder Bauphase einzuplanen, so dass es auch ungünstigen Verhältnissen Rechnung getragen werden kann.

*Ergebnisse der  
Simulationen  
Sensitivitäts-  
analyse*

The logo for SC+P AG, consisting of a green square with the white text 'S C + P' inside.

## 5. Bautechnische Empfehlungen

Nachfolgend werden die bautechnischen Empfehlungen zusammengefasst, die sich anhand der Berechnungen ergeben haben.

Der Damm wird als homogener Damm realisiert. Ein Fussfilter auf der Luftseite ist notwendig, so dass die Sickerlinie im Inneren des Dammkörpers bleibt. Es muss darauf geachtet werden, dass dafür filterstabiles Material eingesetzt wird (z.B. Sickerkies unter Berücksichtigung der Filterkriterien).

*Fussfilter*

Im sicheren Abstand zum luftseitigen Dammfuss sollen Drainagen eingebracht werden. In Frage kommen beispielsweise Kiessäulen oder -gräben. Sie dienen zur Wasserdruckentspannung im alluvialen Schotter im Falle eines Hochwassers. Auch hier muss filterstabiles Material eingesetzt werden (z.B. Sickerkies unter Berücksichtigung der Filterkriterien).

*Drainage*

Die Flanken des Dammes sollen aus stabilisiertem oder extern zugeführtem Material realisiert werden, der eine höhere Scherfestigkeit aufweist als das Material der Schicht D. Die Böschungsstabilität kann sonst nicht für alle Lastfälle erbracht werden. Um die geforderte Scherfestigkeit zu erreichen, kann das Material mit Zement stabilisiert werden. Der Bereich mit erhöhter Scherfestigkeit soll sich ca. 6 m in die Dammfanken hinein erstrecken (gemessen in horizontaler Richtung). Das bedeutet, dass ca. 50% des Dammquerschnittes aus extern zugeführtem oder stabilisiertem Material zu erstellen ist. Es kann optional auch eine Sicherung mit Geotextilien geprüft werden. Davon wird jedoch eher abgeraten, da entlang der Bewehrungselementen auch präferentielle Fliesswege entstehen können. Die Zement-Stabilisierung würde sich (bis zu einem gewissen Mischverhältnis) positiv auf das Setzungsverhalten des Dammes auswirken. Auch die Durchlässigkeit wird erfahrungsgemäss in einem stabilisierten Damm verringert. Unter Berücksichtigung der Stabilisierungsmassnahmen können die Standsicherheitsnachweise der Böschung auch für die ausserordentlichen und extremen Lastfälle nachgewiesen werden.

*Extern zugeführtes Material und / oder Stabilisierung*

Die erwarteten Setzungen an der Dammkrone wurden im Mittel mit ca. 16 cm abgeschätzt. Je nach örtlichen Gegebenheiten können sie jedoch bis zu 25 cm betragen. Das Setzungsverhalten des Dammes ist während des Dammaufbaus entsprechend zu überwachen. Nach jeder Konsolidationsphase können die Setzungen mit Reprofilierungsmassnahmen ausgeglichen werden. Es wird vorgeschlagen, nach jeder Bauphase eine Wartezeit für die Konsolidation von 3 Wochen anzuordnen. Die Konsolidationszeit variiert sehr stark je nach Durchlässigkeitsbeiwert des Untergrundes. Drei Wochen erlauben auch Extremfälle zu berücksichtigen.

*Setzungen*

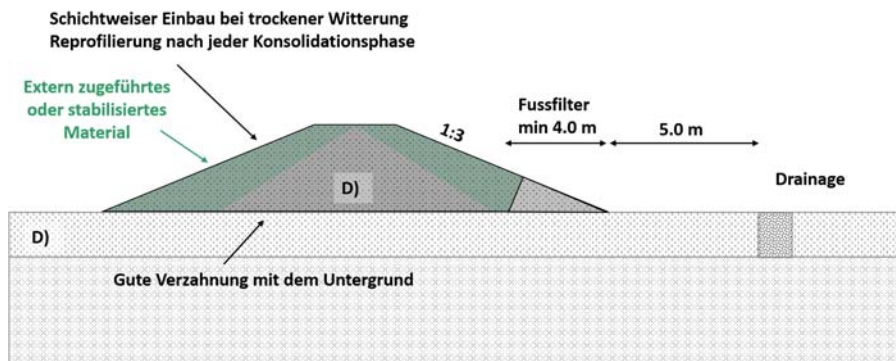


Abbildung 5 - Schematische Darstellung der empfohlenen Massnahmen im Dammquerschnitt sowie den Drainagemassnahmen luftseitig.



## 6. Schlussbemerkungen

Die Berechnungen in diesem Bericht sind auf der Stufe Vorprojekt und behandeln ein Querschnitt in der Mitte des Dammes. Da der Damm als vollständig überströmbar ausgebildet ist, sind Massnahmen gegen die Oberflächenerosion notwendig. Diese waren nicht Bestandteil des Auftrages, sowie eventuelle Bauwerke für den Kolkenschutz am luftseitigen Dammfuss (z.B. Tosbecken).

*Abgrenzung*

Aus dem Aushub im Bereich der Renaturierung kommt nur die Schicht D Hang- und Schwemmlehm als Dammmaterial in Frage. Deren Eignung scheint grundsätzlich gegeben zu sein. Das Vorprojekt sieht eine maximale Dammhöhe von ca. 6 m, und eine Neigung der Flanken von 1:3 (H:V), sowohl auf der Wasser- als auch auf der Luftseite. Eine Stabilisierung des Dammschüttmaterials mit Zement ist notwendig, um die Böschungsstabilität bei gleichbleibender Geometrie zu gewährleisten. Die Nachweise gegen Auftrieb, hydraulischer Grundbruch, Grundbruch, Gleiten und Kippen sind dank den luftseitigen Drainagen erfüllt. Es ist darauf zu achten, dass die Grenze zwischen Dammfundation und Untergrund nicht zu einer vorbestimmten Gleitfläche wird, so dass der Nachweis gegen Gleiten auch im Erdbebenfall erfüllt ist. Die erwarteten Setzungen befinden sich in einer Grössenordnung, die mit einfacher Reprofilierung des Dammes beseitigt werden können.

*Erkenntnisse*

**SC + P**

Olten, 19.04.2021

SC+P SIEBER CASSINA + PARTNER AG

Sachbearbeiter-/in: Cecilia Ulmke

Cecilia Ulmke  
MSc Bauing. ETH

Rafael Schuler  
Dipl. Bauingenieur ETH / SIA



## Grundlagen

- [1] Hochwasserrückhaltebecken Uerkheim, Baugrunduntersuchung, Bericht-Nr. SO1931A, Sieber Cassina + Partner AG, Zürich, 19.02.2021.
- [2] Plan Hochwasserrückhalt Uerkheim, Übersicht 1:500, Emch + Berger AG, Zofingen, 08.01.2021.
- [3] Plan Hochwasserrückhalt Uerkheim, Querprofil 1:200, Emch + Berger AG, Zofingen, 01.03.2021.
- [4] Plan Hochwasserrückhalt Uerkheim, Längenprofil 1:500 / 50, Emch + Berger AG, Zofingen, 01.03.2021.

The logo consists of a green square with the white text "S C + P" inside.

## Gesetze und Verordnungen


Jeweils zum Zeitpunkt der Erstellung dieses Berichtes geltende Version:

- [5] SIA Norm 267 – Geotechnik, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2013.
- [6] SIA Norm 261 – Einwirkungen auf Tragwerke, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2013.
- [7] Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen, Teil C1: Planung und Bau, Bundesamt für Energie BFE, Sektion Aufsicht Talsperren, 15.1.2017.
- [8] Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen, Teil C3: Erdbebensicherheit, Bundesamt für Energie BFE, Sektion Aufsicht Talsperren, 1.2.2016.
- [9] Sicherheit der Stauanlagen, Basisdokument zu dem Nachweis der Erdbebensicherheit, Bundesamt für Wasser und Geologie BWG, Version 1.2, März 2003.

### Impressum:

Filename / Version	Verfasser	Koreferat	Versand an	Datum
SO1931A_Bericht_Geotechnische_Projektierung_v1.3	Cu – 23.03.21	Rs – 24.03.21	2	29.03.21
SO1931A_Bericht_Geotechnische_Projektierung_v2.3	Cu – 19.04.21	Rs – 19.04.21	2	20.04.21

Name	Firma	Empfänger
Herr Sebastian Hackl	Departement Bau, Verkehr und Umwelt, Abteilung Landschaft und Gewässer, Kanton Aargau	1
Herr Reto Schnyder	Emch+Berger AG, Zofingen	2

SO1931A	<b>Hochwasserrückhaltebecken Uerkheim</b>		Anhang A1
17.03.2021	<b>Gefahr von Bodenverflüssigung im Dammmaterial</b>	A4 - Cu SO1931A_Geotech_Projektierung_Anhang1.docx	

Die Korngrössenverteilungskurven des Schwemm- und Hanglehms (Schicht D im Geologischen Bericht) wurden mit der Figur 2 der *Richtlinie über die Sicherheit der Stauanlagen, Teil C3: Erdbebensicherheit*, überlappt.

Es ist ersichtlich, dass die Kurven innerhalb des Bereiches '2' liegen.

Labor-Nr.: 8618

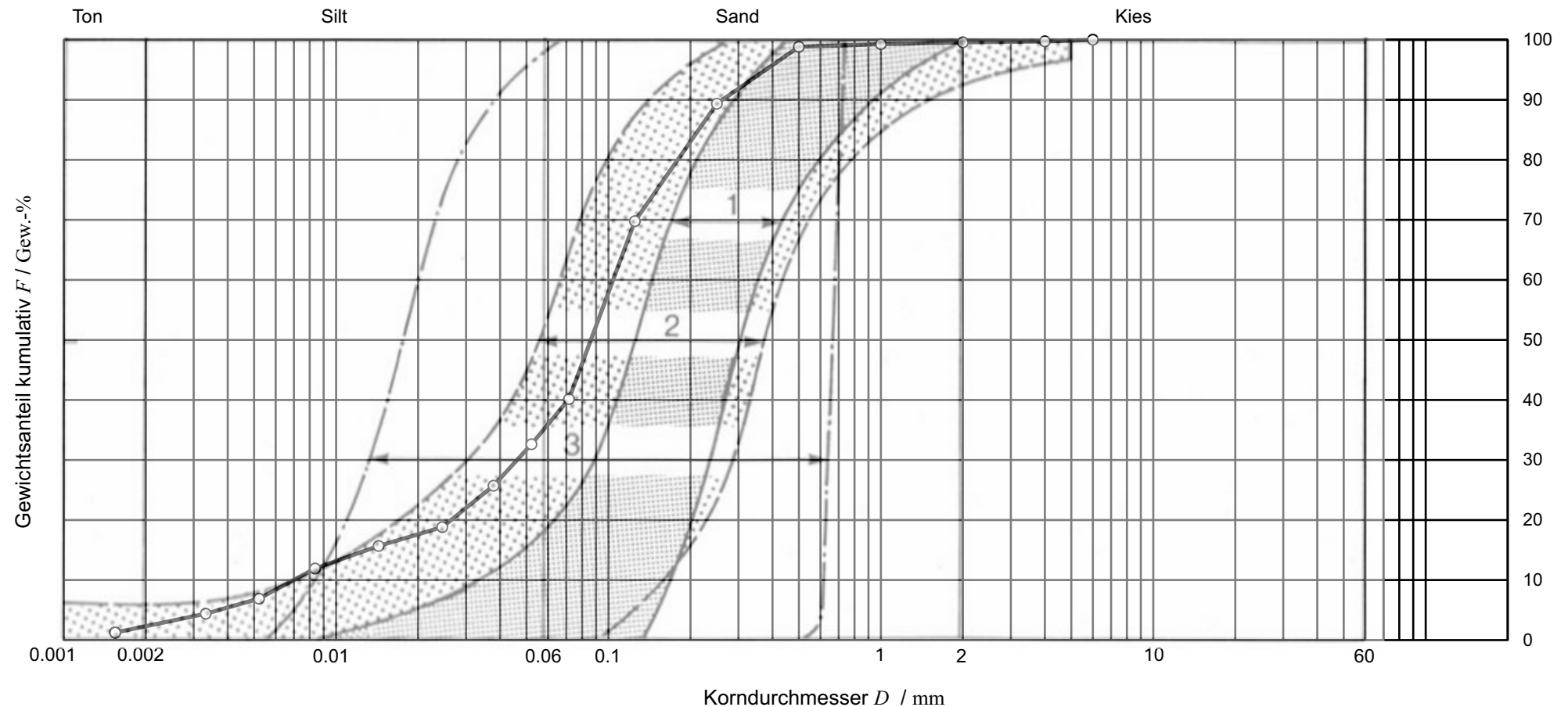
Projekt: SO1931A

Objekt: BS1, 1.0-2.5

Bemerkungen: Die Korndichte wurde nicht gemessen, sondern  
auf Grund von Erfahrungswerten angenommen.

Anlieferungszustand:		mittlere Korndichte $\rho_s / \text{Mg m}^{-3}$	Konsistenzgrenzen:			Klassifikation nach USCS
Wassergehalt	Trockendichte		Ausrollgrenze	Fließgrenze	Plastizitätsindex	
$w / \text{Gew.}\%$	$\rho_d / \text{Mg m}^{-3}$		$w_P / \text{Gew.}\%$	$w_L / \text{Gew.}\%$	$I_P / \text{Gew.}\%$	SC
50.9	-	2.70	17.6	27.9	10.3	

## Korngrossen-Verteilung



Labor-Nr.: 8619

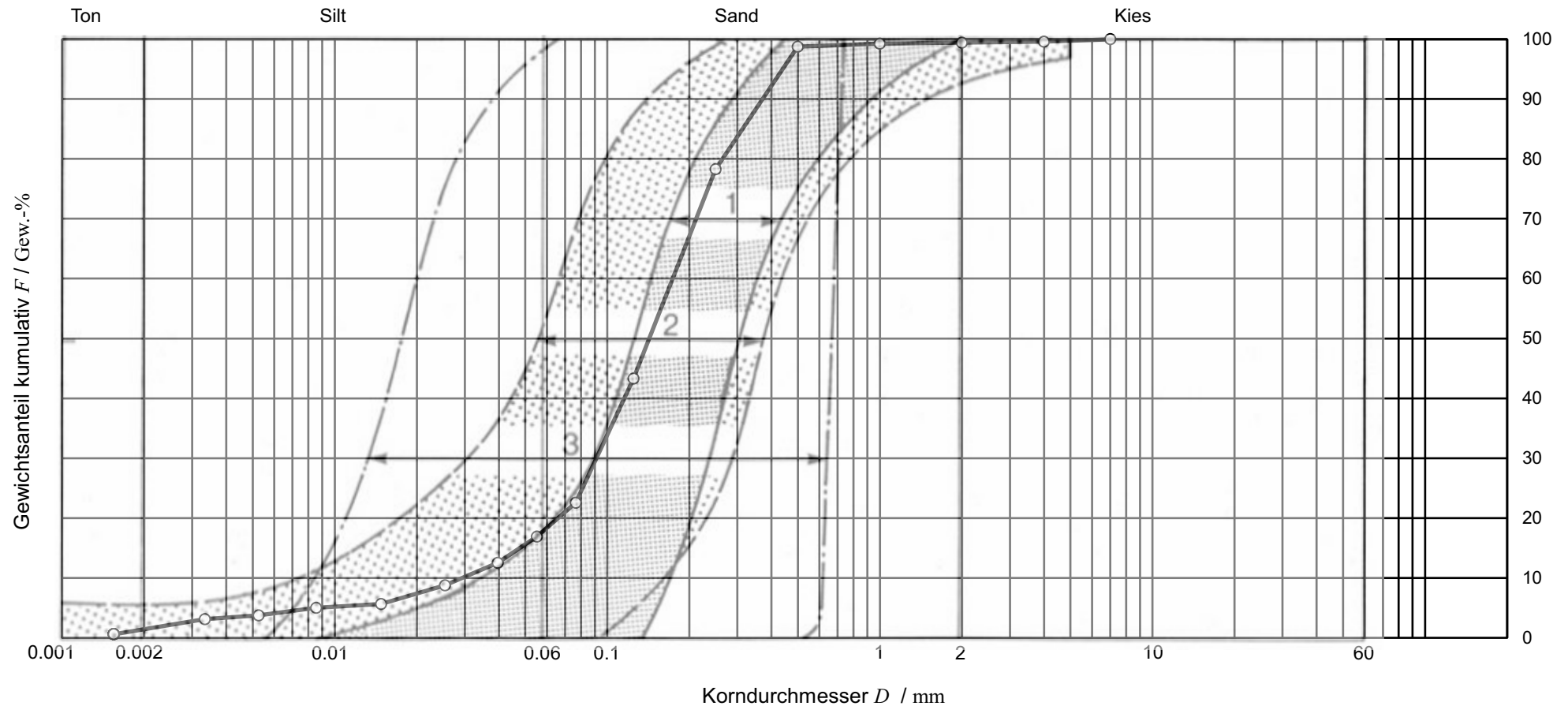
Projekt: SO1931A

Objekt: BS2, 1.8+4.5

Bemerkungen: Die Korndichte wurde nicht gemessen, sondern  
auf Grund von Erfahrungswerten angenommen.

Anlieferungszustand:		mittlere Korndichte $\rho_s / \text{Mg m}^{-3}$	Konsistenzgrenzen:			Klassifikation nach USCS
Wassergehalt	Trockendichte		Ausrollgrenze	Flie遡grenze	Plastizitätsindex	
$w / \text{Gew.}\%$	$\rho_d / \text{Mg m}^{-3}$		$w_P / \text{Gew.}\%$	$w_L / \text{Gew.}\%$	$I_P / \text{Gew.}\%$	SM
27.5	-	2.70	Plastizität zu gering, nicht bestimmbar			

## Korngrößen-Verteilung



Labor-Nr.: 8620

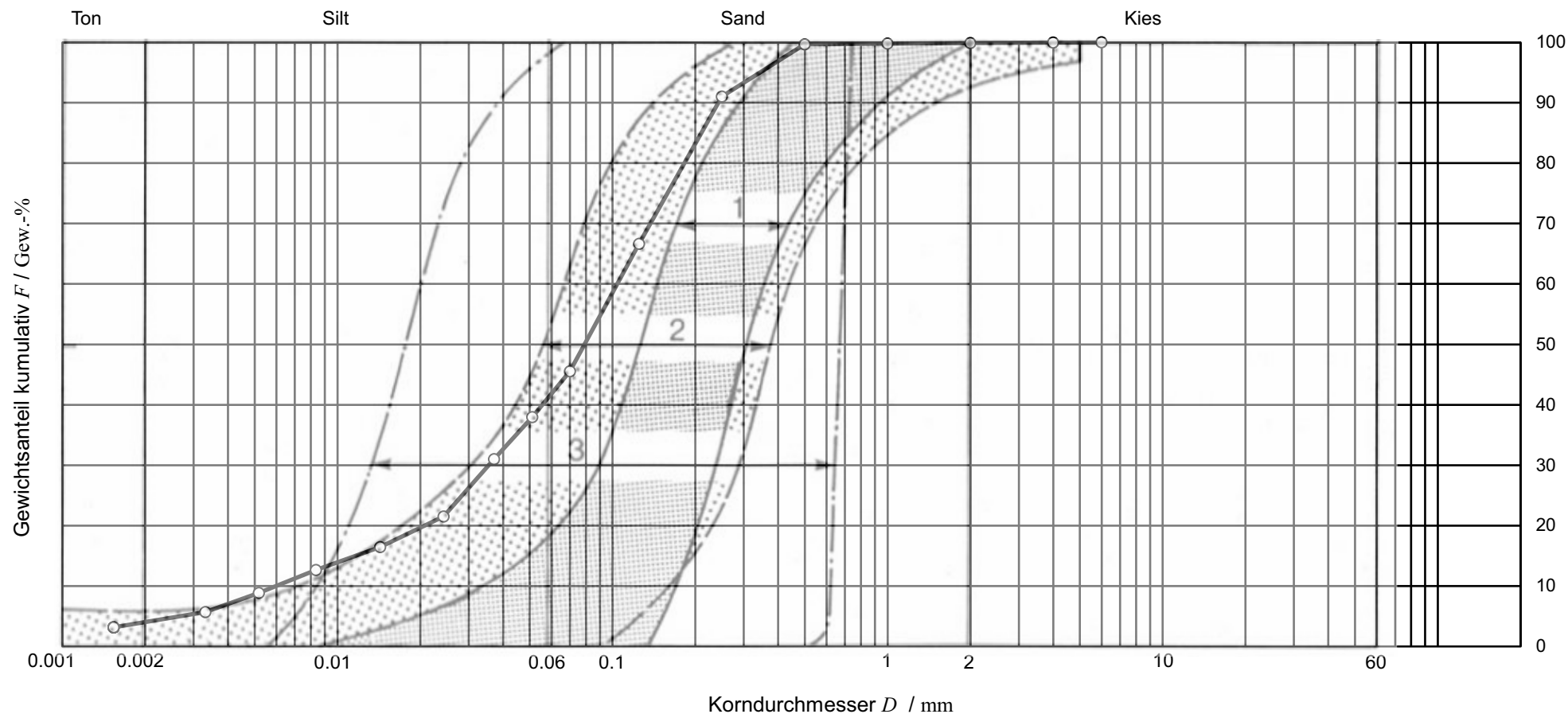
Projekt: SO1931A

Objekt: BS4, 0.6-2.0

Bemerkungen: Die Korndichte wurde nicht gemessen, sondern  
auf Grund von Erfahrungswerten angenommen.

Anlieferungszustand:		mittlere Korndichte $\rho_s / \text{Mg m}^{-3}$	Konsistenzgrenzen:			Klassifikation nach USCS
Wassergehalt $w / \text{Gew.-%}$	Trockendichte $\rho_d / \text{Mg m}^{-3}$		Ausrollgrenze $w_P / \text{Gew.-%}$	Fließgrenze $w_L / \text{Gew.-%}$	Plastizitätsindex $I_P / \text{Gew.-%}$	
25.1	-	2.70	14.1	23.5	9.3	SC

## Korngrossen-Verteilung



SO1931A	Hochwasserrückhaltebecken Uerkheim	<div>SC+P</div>	Anhang A2
26.03.2021	Nachweise Grundbruch, Gleiten und Kippen	A3 - Cu SO1931A_Geotech_Nachweise_v2.0.xlsx	

Geometrie des Dammes		
Kote Dammkrone	472.30	[müM]
Breite Dammkrone	4	[m]
Höhe h	6	[m]
Böschungen (V:H)	1: 3	
Winkel Flanken α	0.322	[rad]
Breite Flanken	18	[m]
Breite total	40	[m]
Eigengewicht γ	19.5	[kN/m3]
Länge Filter	4	[m]
Abstand Kiessäule	5	[m]
Verkehrslast Krone	5	[kPa]
Bodenkennwerte Untergrund		
Reibungswinkel φ	0.6109	[rad]
Kohäsion c	1	[kPa]
Raumgewicht γ	20.5	[kN/m3]

HRB voll (normal)		
WSP Kote	472.15	[müM]
Freibord	0.15	[m]
WSP Höhe h <sub>WSP</sub>	5.85	[m]
benetzte Länge l	18.50	[m]
Länge Sickerlinie	19.36	[m]
Potential i	0.30	[-]
Winkel Sickerlinie ζ	0.307	[rad]
Bemessungshochwasser (ausserordentlich)		
WSP Kote	472.45	[müM]
Freibord	-0.15	[m]
WSP Höhe h <sub>WSP</sub>	6.15	[m]
Sicherheitshochwasser (extrem)		
WSP Kote	472.60	[müM]
Freibord	-0.30	[m]
WSP Höhe h <sub>WSP</sub>	6.30	[m]

Ursprung Koordinatensystem unter dem Damm, in der Mitte

Input Parameter

Einwirkung		Resultierende [kN/m']	Vertikale Komponente	Horizontale Komponente	Angriffspunkt x [m] y [m]	
Eigengewicht G		2574.0	2574.0	0.0	0	0
Wasserdruck W		541.1	513.3	171.1	-13.5	0
Strömungsdruck S		318.3	96.2	303.4	3.7	0
Auftrieb F <sub>A</sub>		1316.2	-1316.2	0.0	-5	0
Verkehrslast Q		20.0	20.0	0.0	0	0
Bemessungshochwasser	zusätzlicher Wasserdruck Krone	12.0	12.0	0.0	0	0
	zusätzlicher Wasserdruck Flanke	56.9	54.0	18.0	-10	0
	zusätzlicher Auftrieb	67.5	-67.5	0.0	-5	0
Sicherheitshochwasser	zusätzlicher Wasserdruck Krone	18.0	18.0	0.0	0	0
	zusätzlicher Wasserdruck Flanke	85.4	81.0	27.0	-10	0
	zusätzlicher Auftrieb	101.3	-101.3	0.0	-5	0
Erdbeben		379.3	0.0	379.3	0	2.18

Nachweis gegen Grundbruch	Widerstand		Einwirkungen		Nachweis	Sicherheitsfaktor	Bemerkungen
Lastfall	σ <sub>f</sub> [kPa]	R <sub>V,d</sub> [kN/m']	E <sub>V,d</sub> [kN/m']	E <sub>H,d</sub> [kN/m']	R <sub>V,d</sub> ≥ E <sub>V,d</sub>	SF = R <sub>V,d</sub> / E <sub>V,d</sub>	
HRB leer (normal)	1716	68640	2594.0	0.0	in Ordnung	26.5	Der Bruchmechanismus kann sich nicht bilden
HRB voll (normal)	1275	51010	1887.3	474.5	in Ordnung	27.0	dito
Bemessungshochwasser (ausserordentlich)	2237	89011	1865.8	492.5	in Ordnung	47.7	dito
Sicherheitshochwasser (extrem)	4685	185910	1865.0	501.5	in Ordnung	99.7	dito
Erdbeben	4013.8	157001	1887.3	853.8	in Ordnung	83.2	dito

Nachweis gegen Gleiten	Widerstand	Einwirkungen		Nachweis	Sicherheitsfaktor	Bemerkungen
Lastfall	R <sub>T,d</sub> [kN/m']	E <sub>V,d</sub> [kN/m']	E <sub>H,d</sub> [kN/m']	R <sub>T,d</sub> ≥ E <sub>H,d</sub>	SF = R <sub>T,d</sub> / E <sub>H,d</sub>	
HRB leer (normal)						nicht massgebend
HRB voll (normal)	516.6	1887.3	474.5	in Ordnung	1.09	
Bemessungshochwasser (ausserordentlich)	593.8	1865.8	492.5	in Ordnung	1.21	
Sicherheitshochwasser (extrem)	717.9	1865.0	501.5	in Ordnung	1.43	
Erdbeben	724.5	1887.3	853.8	nicht in Ordnung	0.85	Mit φ anstatt 2φ/3 erfüllt.

Nachweis gegen Kippen	Exzentrizität		Nachweis	Bemerkungen
Lastfall	e <sub>gr</sub> [m]	e [m]	e <sub>gr</sub> > e	
HRB leer (normal)				nicht massgebend
HRB voll (normal)	6.7	0.0	in Ordnung	
Bemessungshochwasser (ausserordentlich)	13.3	0.1	in Ordnung	
Sicherheitshochwasser (extrem)	20.0	0.2	in Ordnung	
Erdbeben	20.0	0.4	in Ordnung	

SO1931A	Hochwasserrückhaltebecken Uerkheim	<div>SC + P</div>	Anhang A3
26.03.2021	Nachweise Auftrieb und hydraulischer Grundbruch	A3 - Cu	SO1931A_Geotech_Nachwei

Geometrie des Dammes		
Kronen Kote	472.30	[müM]
Kronenbreite	4	[m]
Höhe h	6	[m]
Böschungen (V:H)	1: 3	
Breite total	40	[m]
Abstand Kiessäule	5	[m]
HRB voll (normal)		
WSP Kote	472.15	[müM]
WSP Höhe h <sub>WSP</sub>	5.85	[m]
Bemessungshochwasser (ausserordentlich)		
WSP Kote	472.45	[müM]
WSP Höhe h <sub>WSP</sub>	6.15	[m]
Sicherheitshochwasser (extrem)		
WSP Kote	472.60	[müM]
WSP Höhe h <sub>WSP</sub>	6.30	[m]

Schicht D, Schwemm- und Hanglehm	
Dicke h <sub>d</sub>	1.5 [m]
Raumgewicht γ	19 [kN/m3]


Input Parameter

		k-Niveau		d-Niveau	
		Potential i_vorh [-]	Resultierende [kPa]	Lastbeiwert	Resultierende [kPa]
Einwirkung					
Strömungskraft S	(normal)	0.433	6.5	1.15	7.5
	(ausserordentlich)	0.456	6.8	1.05	7.2
	(extrem)	0.467	7.0	1.00	7.0
Eigengewicht G'		-	13.5	1	13.5

Nachweis gegen hydraulischer Grundbruch			Nachweis	Sicherheitsfaktor	Bemerkungen
Lastfall	G' <sub>d</sub> [kN/m']	S <sub>d</sub> [kN/m']	G' <sub>d</sub> ≥ S <sub>d</sub>	SF = G' <sub>d</sub> / S <sub>d</sub>	
HRB leer (normal)					nicht massgebend
HRB voll (normal)	13.5	7.5	in Ordnung	1.81	
Bemessungshochwasser (ausserordentlich)	13.5	7.2	in Ordnung	1.88	
Sicherheitshochwasser (extrem)	13.5	7.0	in Ordnung	1.93	
Erdbeben					entspricht HRB voll

		k-Niveau		d-Niveau	
		Wassersäule h <sub>WSP</sub> [m]	Resultierende [kPa]	Lastbeiwert	Resultierende [kPa]
Einwirkung					
Wasserdruck W	(normal)	0.65	6.5	1.15	7.5
	(ausserordentlich)	0.68	6.8	1.05	7.2
	(extrem)	0.70	7.0	1.00	7.0
Eigengewicht G		-	28.5	1	28.5

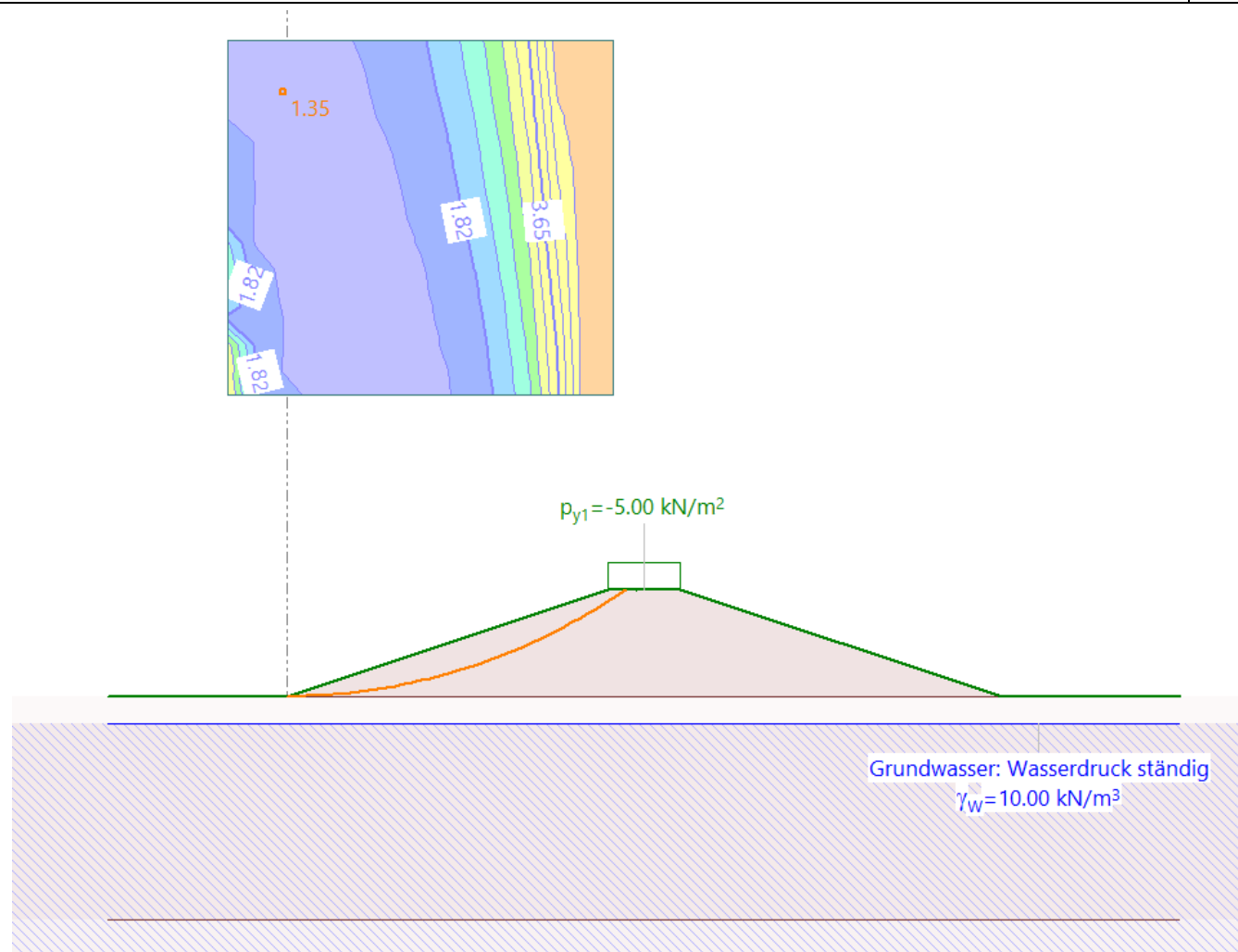
Nachweis gegen Auftrieb			Nachweis	Sicherheitsfaktor	Bemerkungen
Lastfall	G <sub>d</sub> [kN/m']	W <sub>d</sub> [kN/m']	G <sub>d</sub> ≥ W <sub>d</sub>	SF = G <sub>d</sub> / W <sub>d</sub>	
HRB leer (normal)					nicht massgebend
HRB voll (normal)	28.5	7.5	in Ordnung	3.81	
Bemessungshochwasser (ausserordentlich)	28.5	7.2	in Ordnung	3.97	
Sicherheitshochwasser (extrem)	28.5	7.0	in Ordnung	4.07	
Erdbeben					entspricht HRB voll

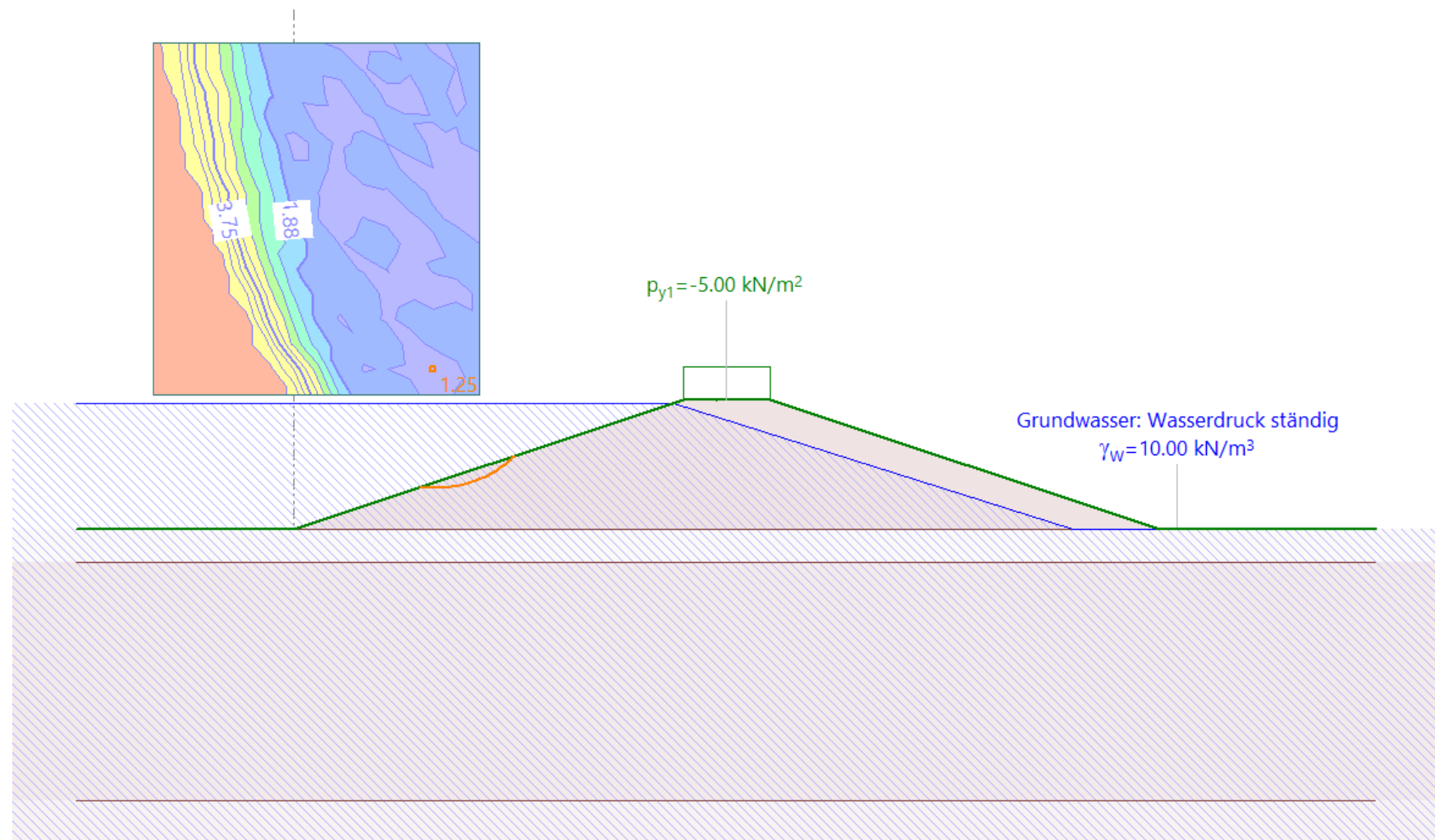
SO1931A	<b>Hochwasserrückhaltebecken Uerkheim</b>		Anhang A4
26.03.2021	<b>Standsicherheit der Böschungen</b>	A4 - Cu SO1931A_Geotech_Nachweise_v2.0.xlsx	

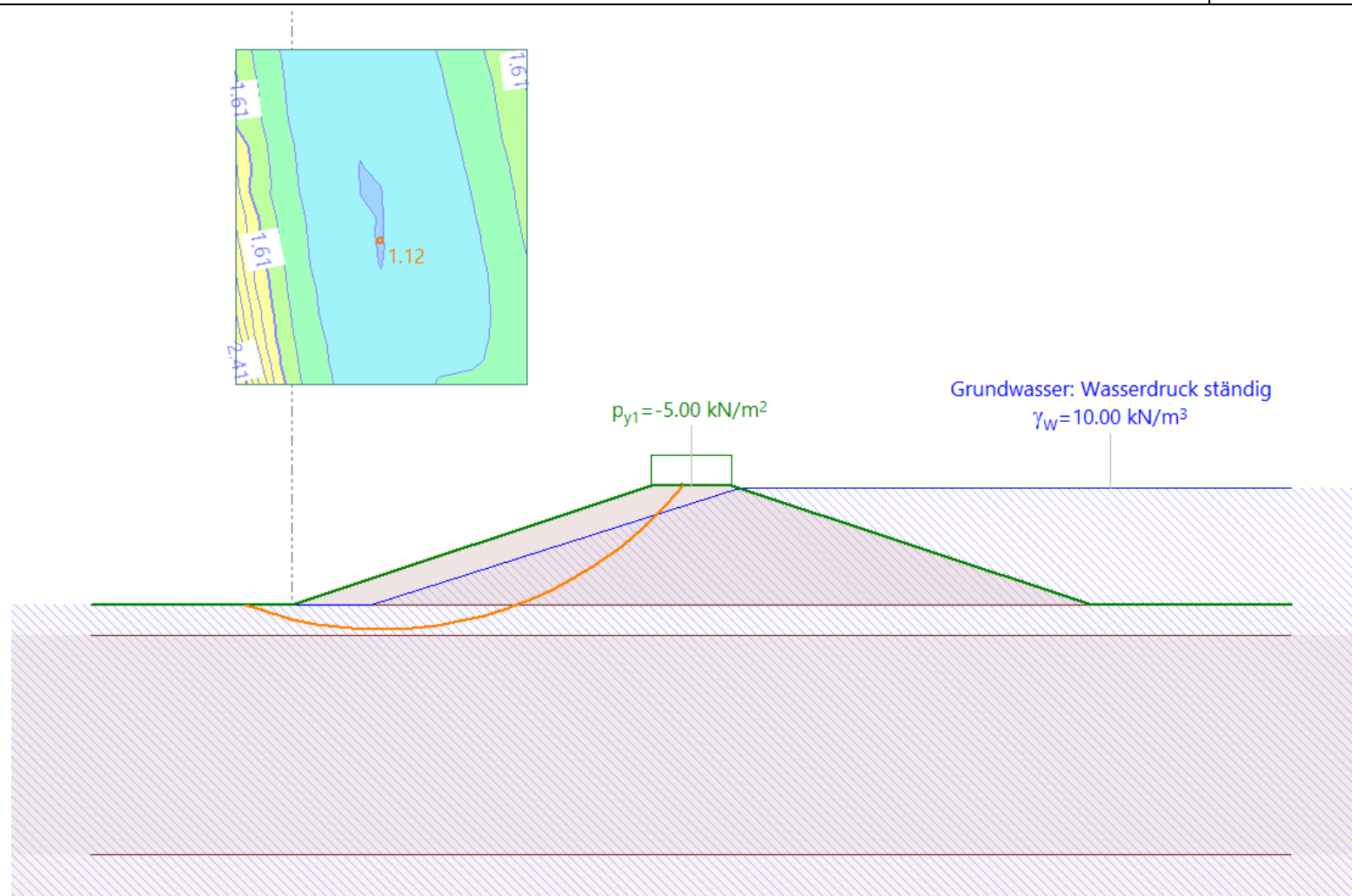
Lastfall	Seite	Sicherheitsfaktor aus Larix	
		Krey	Janbu
HRB leer (normal)	Wasser / Luft	1.35	1.36
HRB voll (normal)	Wasser	1.25	1.71
	Luft	1.12	1.21
Bemessungshochwasser (ausserordentlich)	Wasser	2.04	2.57
	Luft	0.87	0.88
Sicherheitshochwasser (extrem)	Wasser	3.17	4.79
	Luft	0.75	1.17
schnelle Absenkung (ausserordentlich)	Wasser	0.87	0.91
	Luft	1.32	1.48
Erdbeben	Wasser	1.05	1.06
	Luft	1.04	1.13

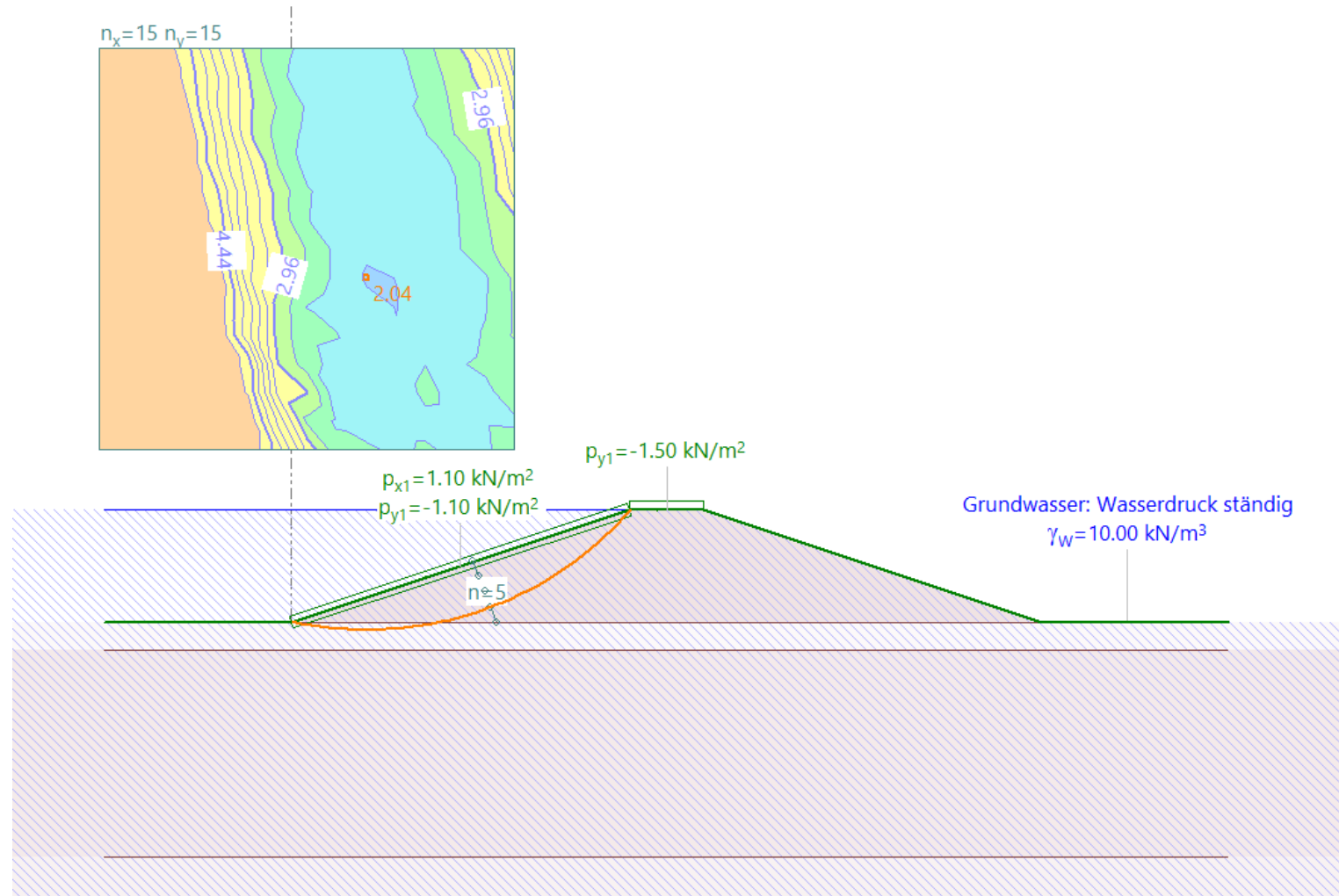
In der Regel sind die Gleitkörper für beide Berechnungsmethoden (Krey und Janbu) ähnlich.  
Aus diesem Grund werden in den nächsten Seiten nur diejenigen mit der Methode Krey dargestellt.

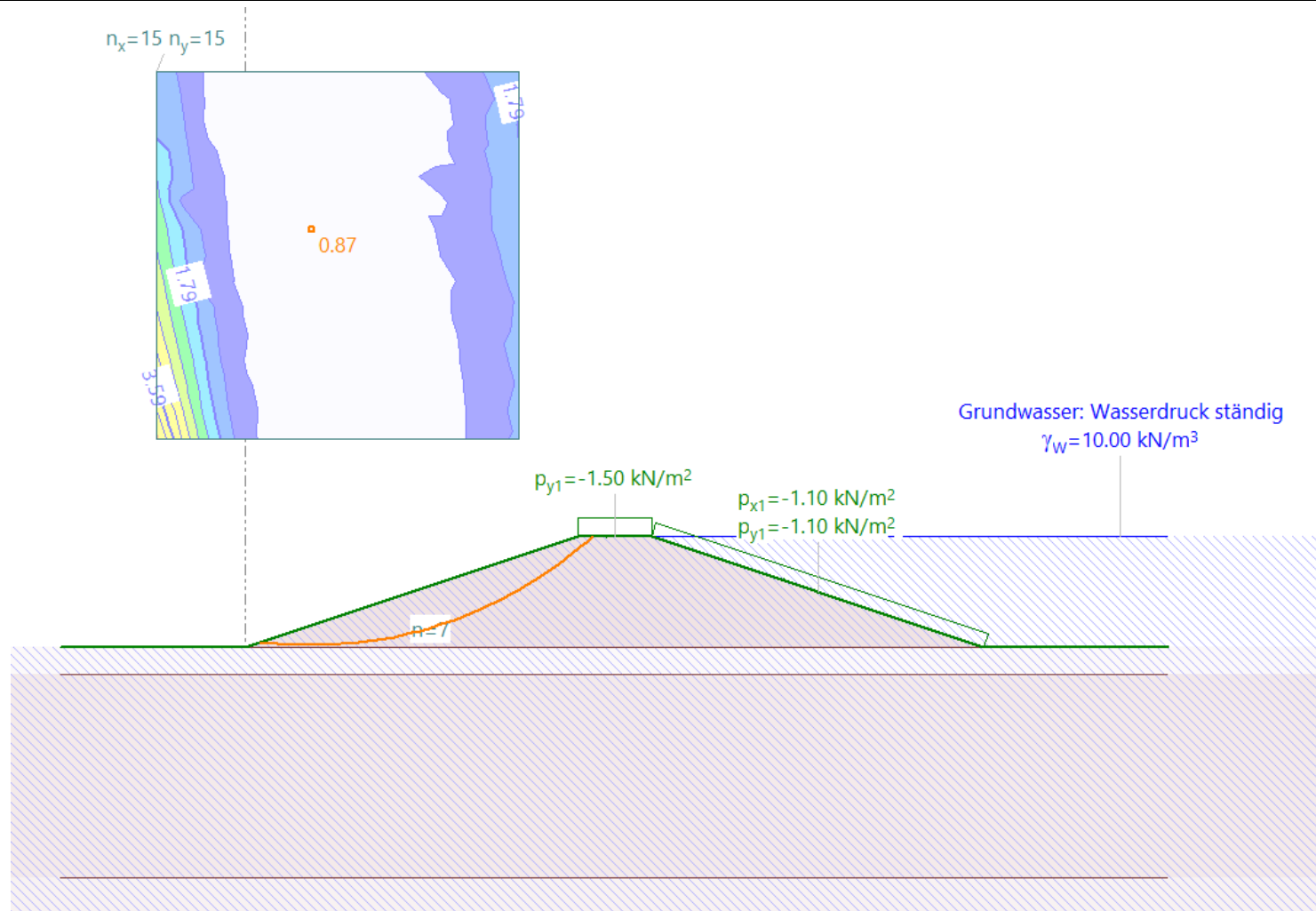


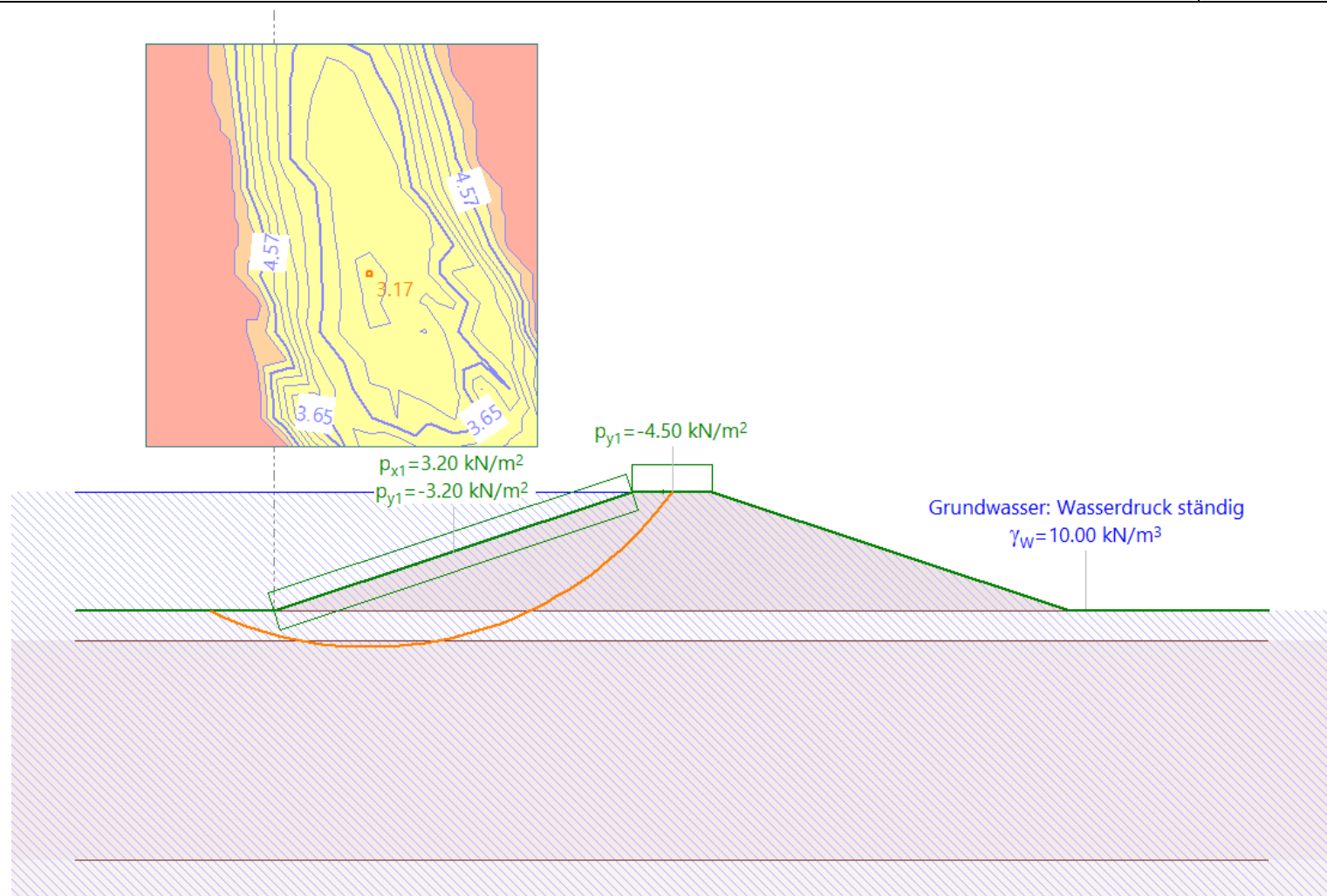


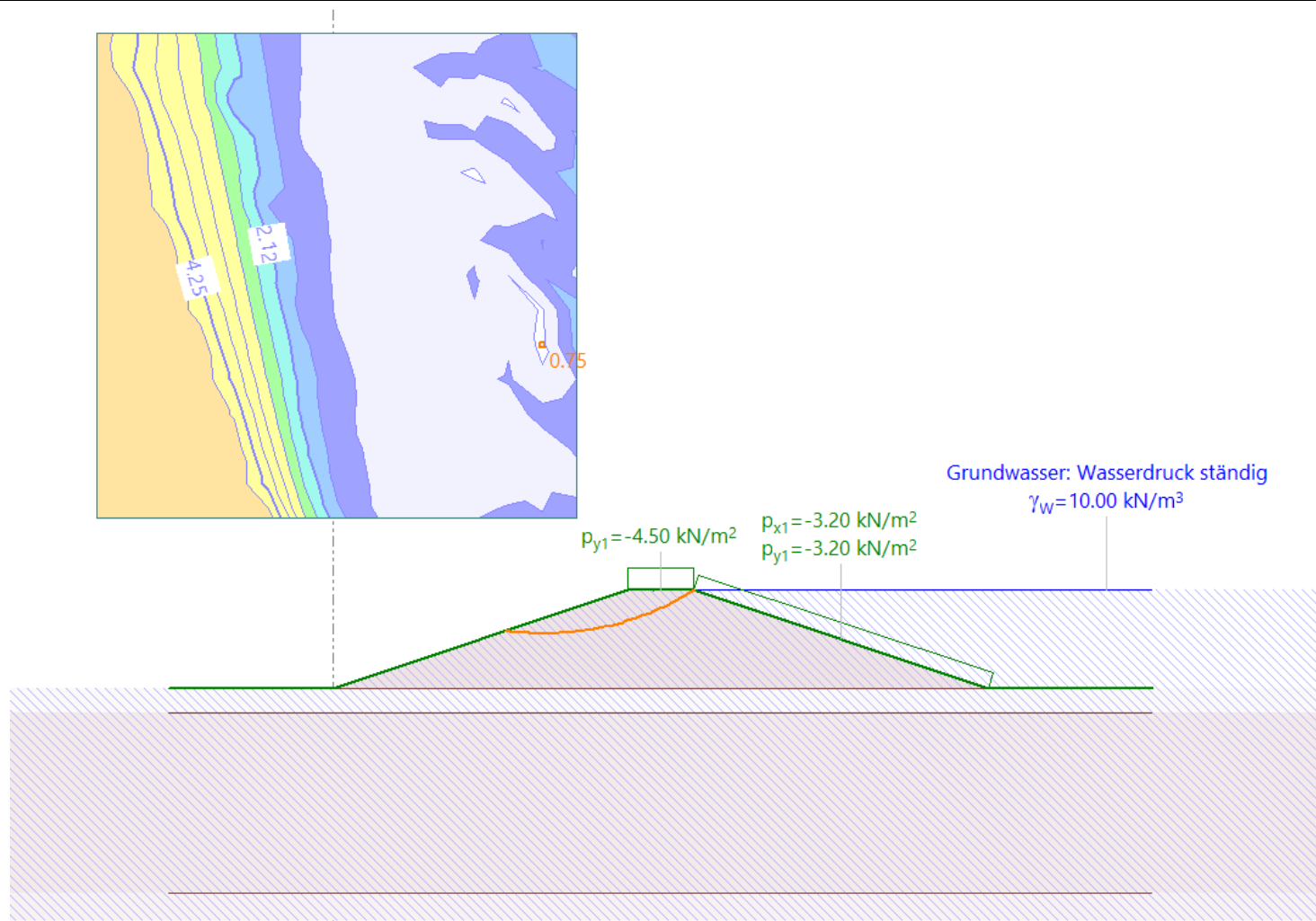


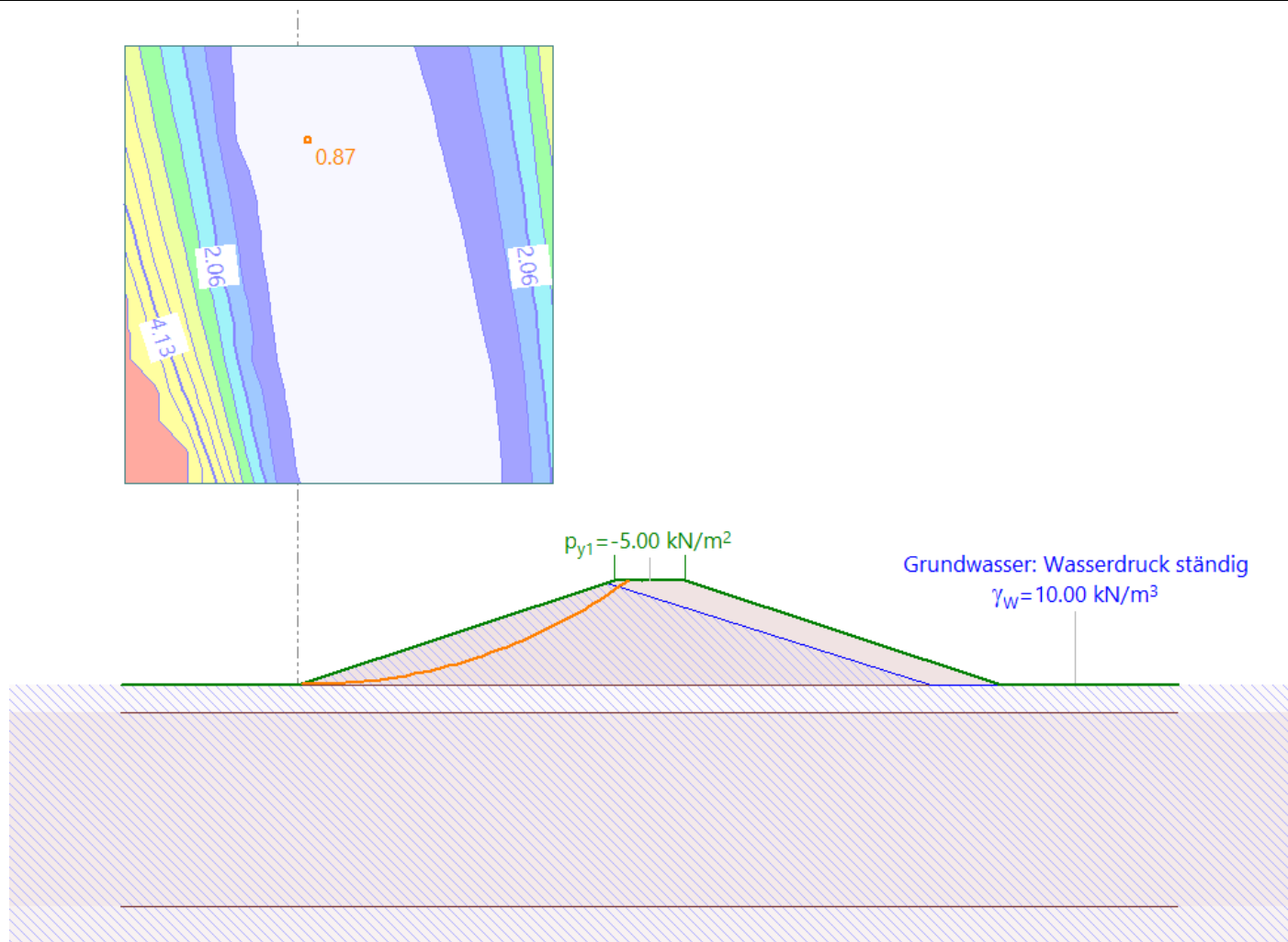




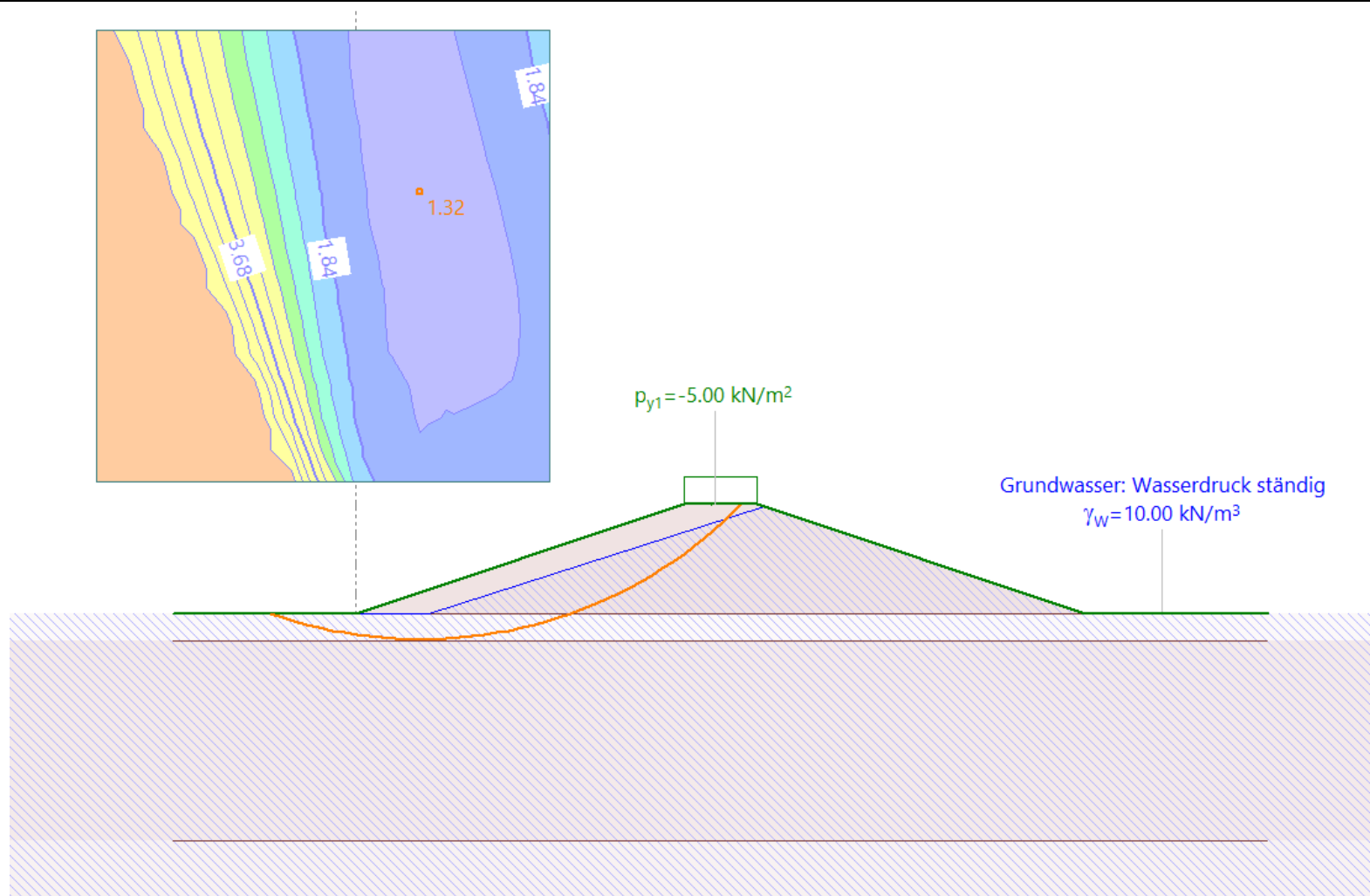


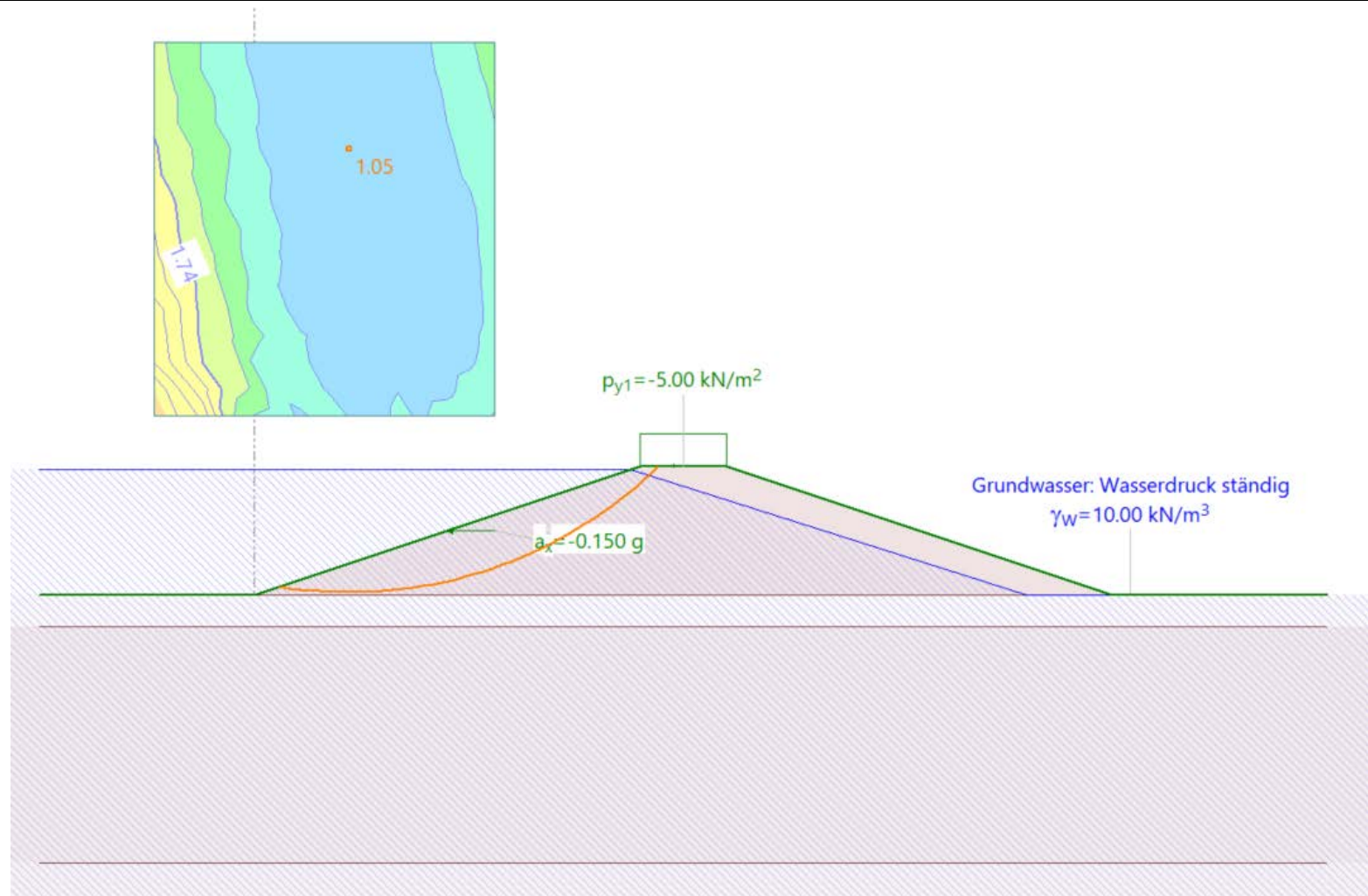


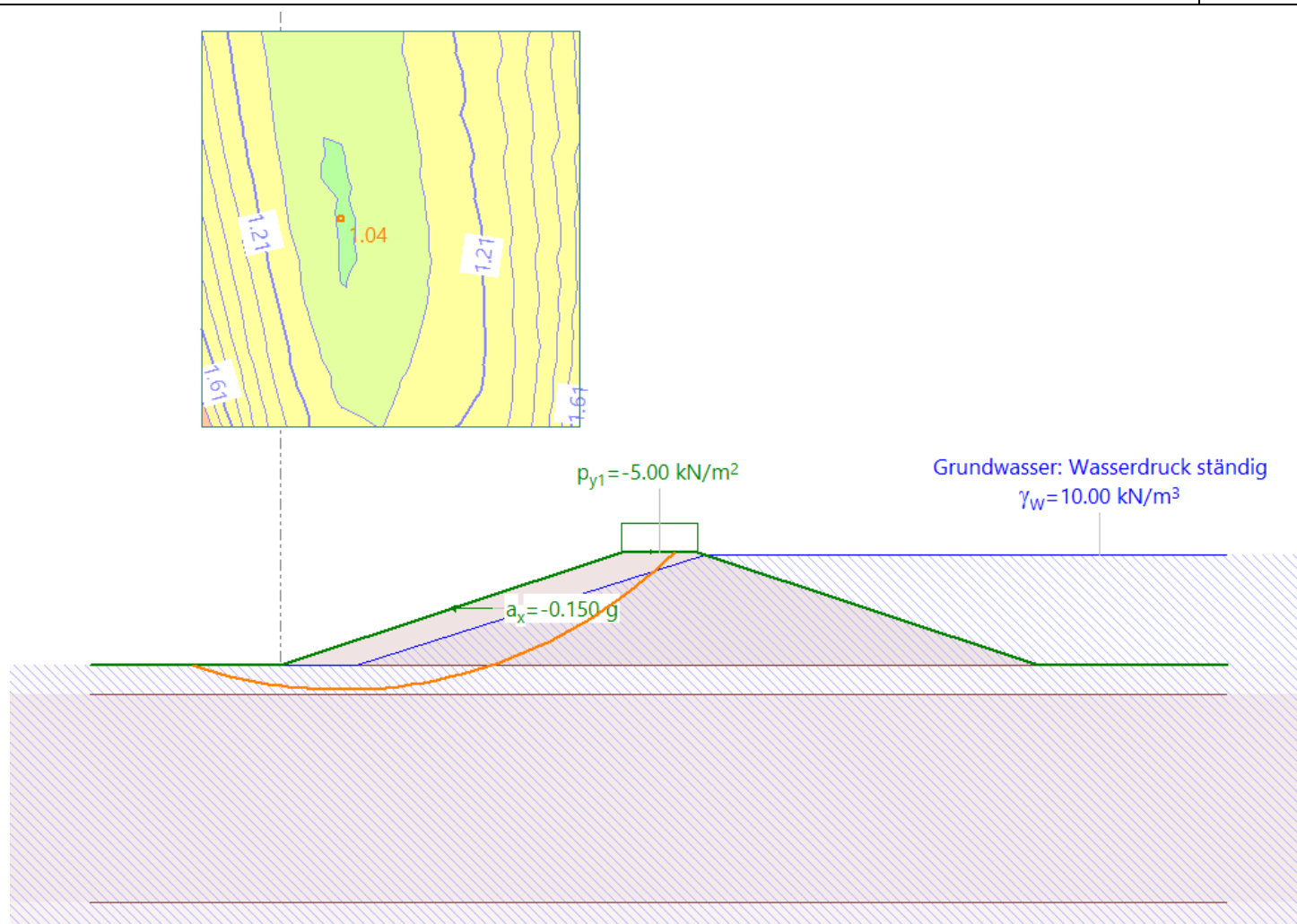













SO1931A	<b>Hochwasserrückhaltebecken Uerkheim</b>		Anhang A5
26.03.2021	<b>Konsolidation und Setzungen</b>	A4 - Cu SO1931A_Geotech_projektierung_Anhang5.docx	

Bodenkennwerte für die Simulationen in Plaxis 2D

	<b>D) Hang- und Schwemmlehm, Boden</b>	<b>D) Hang- und Schwemmlehm, Damm</b>	<b>E) alluvialer Schotter</b>
<b>General</b>			
Material model	Hardening soil	Hardening soil	Hardening soil
Drainage type	Drained	Drained	Undrained (A)
$\gamma_{unsat} [kN/m^3]$	19	19.5	21
$\gamma_{sat} [kN/m^3]$	19.5	20	21.5
<b>Parameters</b>			
$E_{50}^{ref} [kN/m^2]$	4800	9100	$35.1 \times 10^3$
$E_{oed}^{ref} [kN/m^2]$	4800	9100	$35.1 \times 10^3$
$E_{ur}^{ref} [kN/m^2]$	$14.4 \times 10^3$	$27.3 \times 10^3$	$105.3 \times 10^3$
power (m)	0.5	0.5	0.5
$c_{ref} [kN/m^2]$	2	2	1
$\varphi [^\circ]$	32	31	35
$\psi [^\circ]$	2	1	5
<b>Groundwater</b>			
$k_x [m/day]$	$0.35 \times 10^{-3}$	$0.35 \times 10^{-3}$	3.5
$k_y [m/day]$	$0.35 \times 10^{-3}$	$0.35 \times 10^{-3}$	3.5

## Connectivity plot

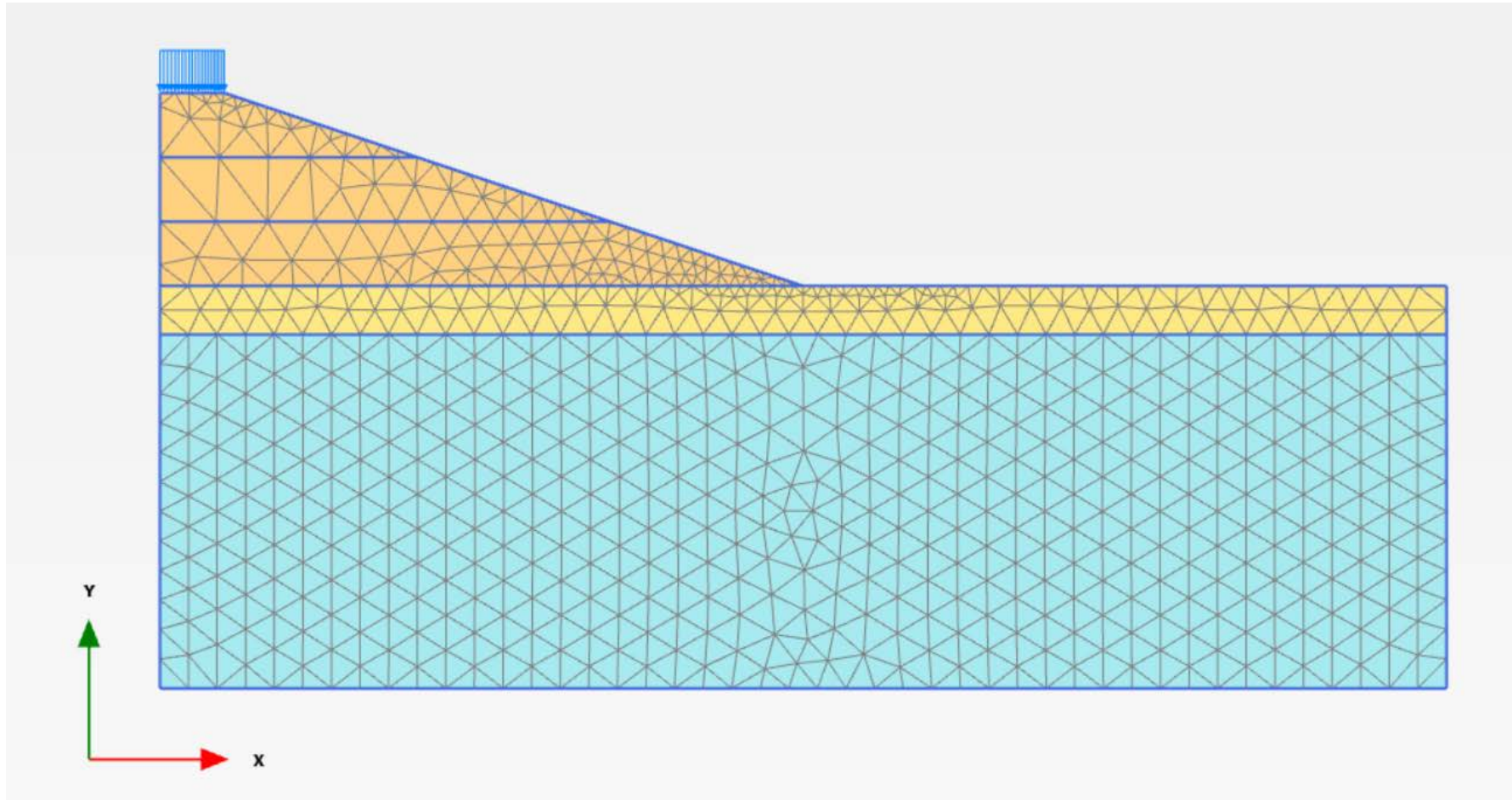
Seite 2

26.03.2021

SC + P SIEBER CASSINA + PARTNER AG

Cecilia Ulmke

PLAXIS 2D, Version 20.0.0.19



\\scps0fs01.scpag.loc\daten\Daten\_SO\Auftr\_ab\_1900\SO1931\_Uerkheim\_HRB\2\_Projektbearbeitung\Berechnungen\Ingenieur\Plaxis



## Die Porenwasserüberdrücke am Ende der Phase 1

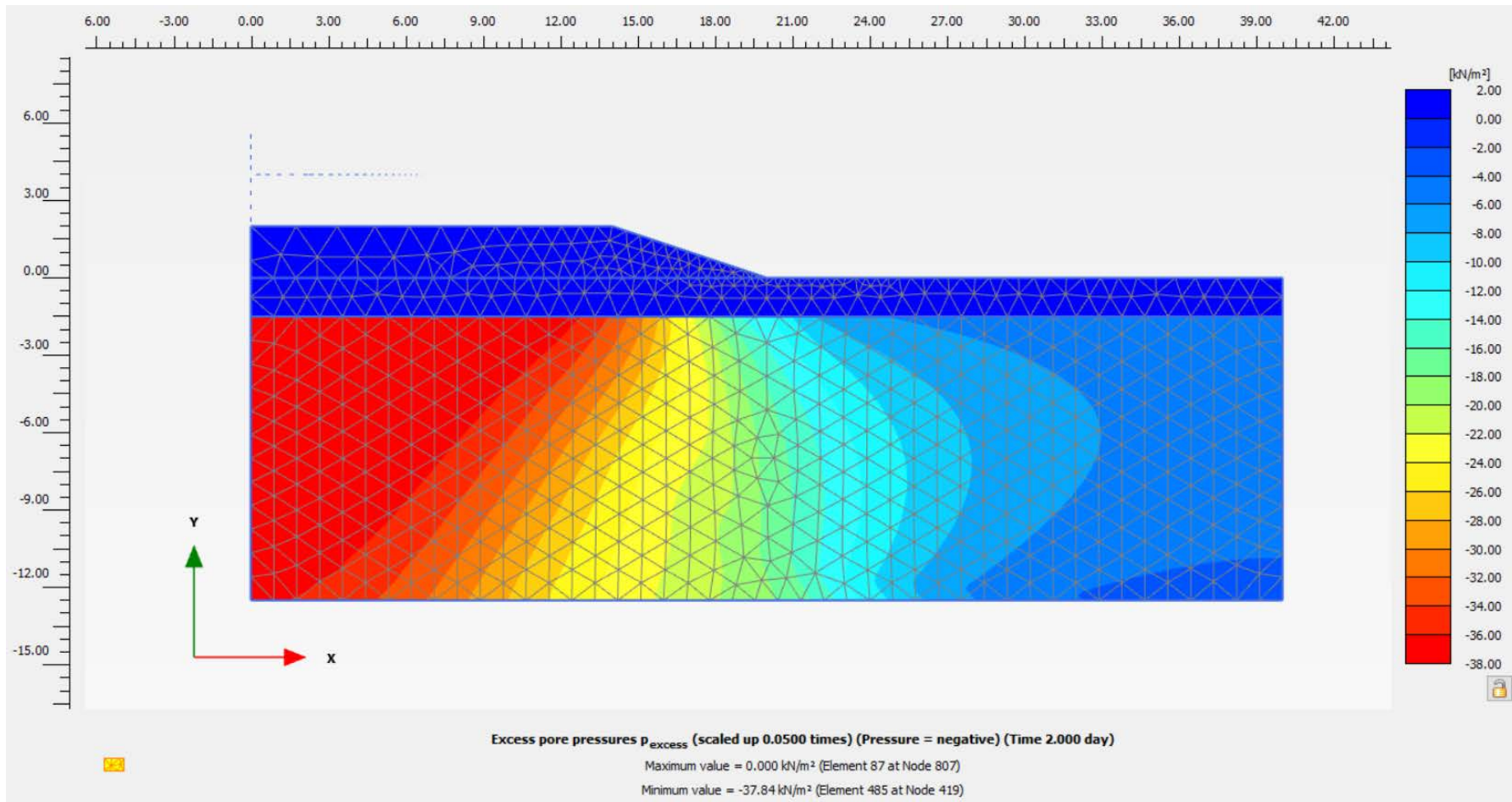
Seite 3

26.03.2021

SC + P SIEBER CASSINA + PARTNER AG

Cecilia Ulmke

PLAXIS 2D, Version 20.0.0.19



\\scpsos01.scpag.loc\daten\Daten\_SO\Auftr\_ab\_1900\SO1931\_Uerkheim\_HRB\2\_Projektbearbeitung\Berechnungen\Ingenieur\Plaxis

## Die Porenwasserüberdrücke am Ende der Phase 3

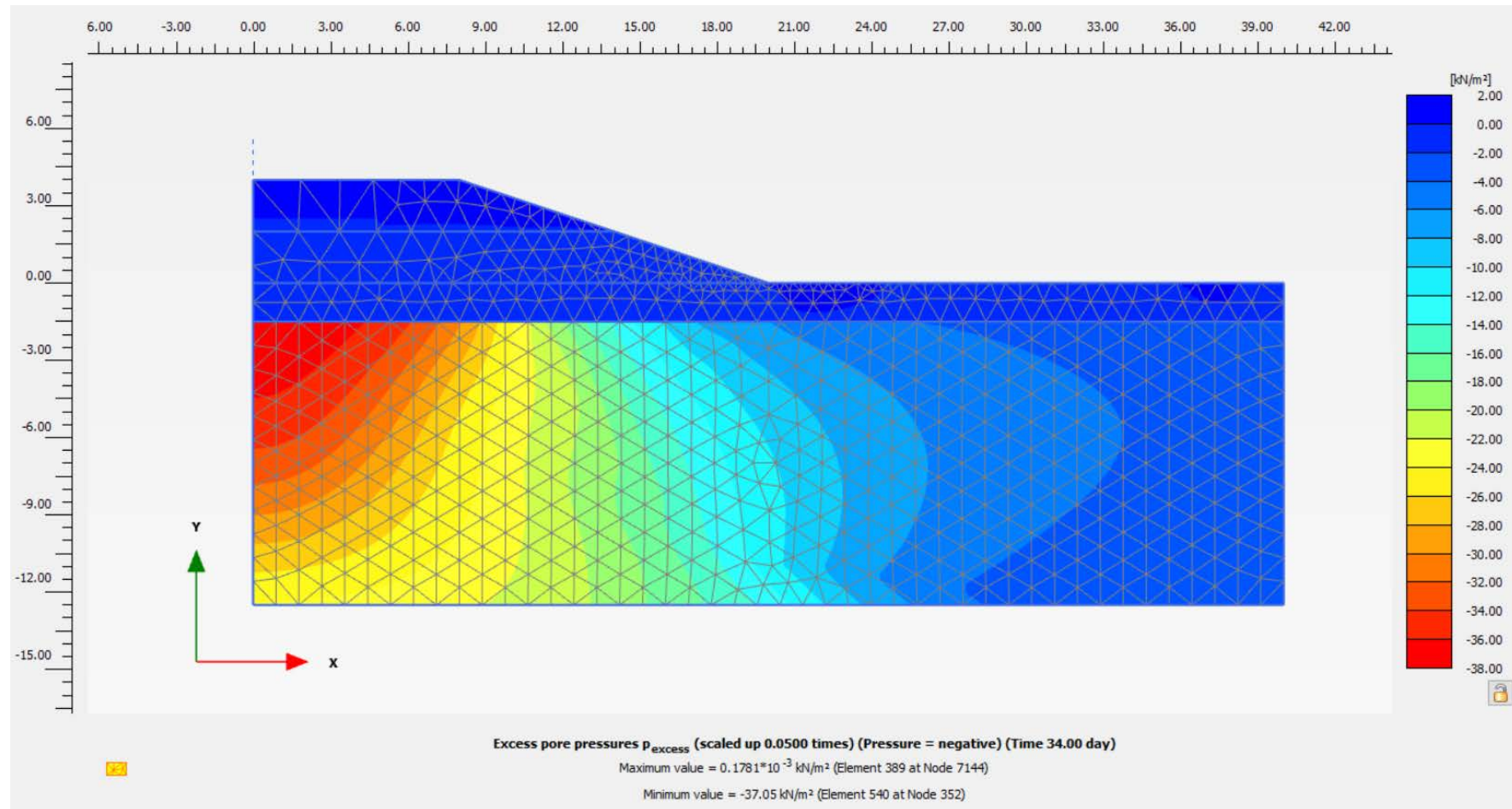
Seite 4

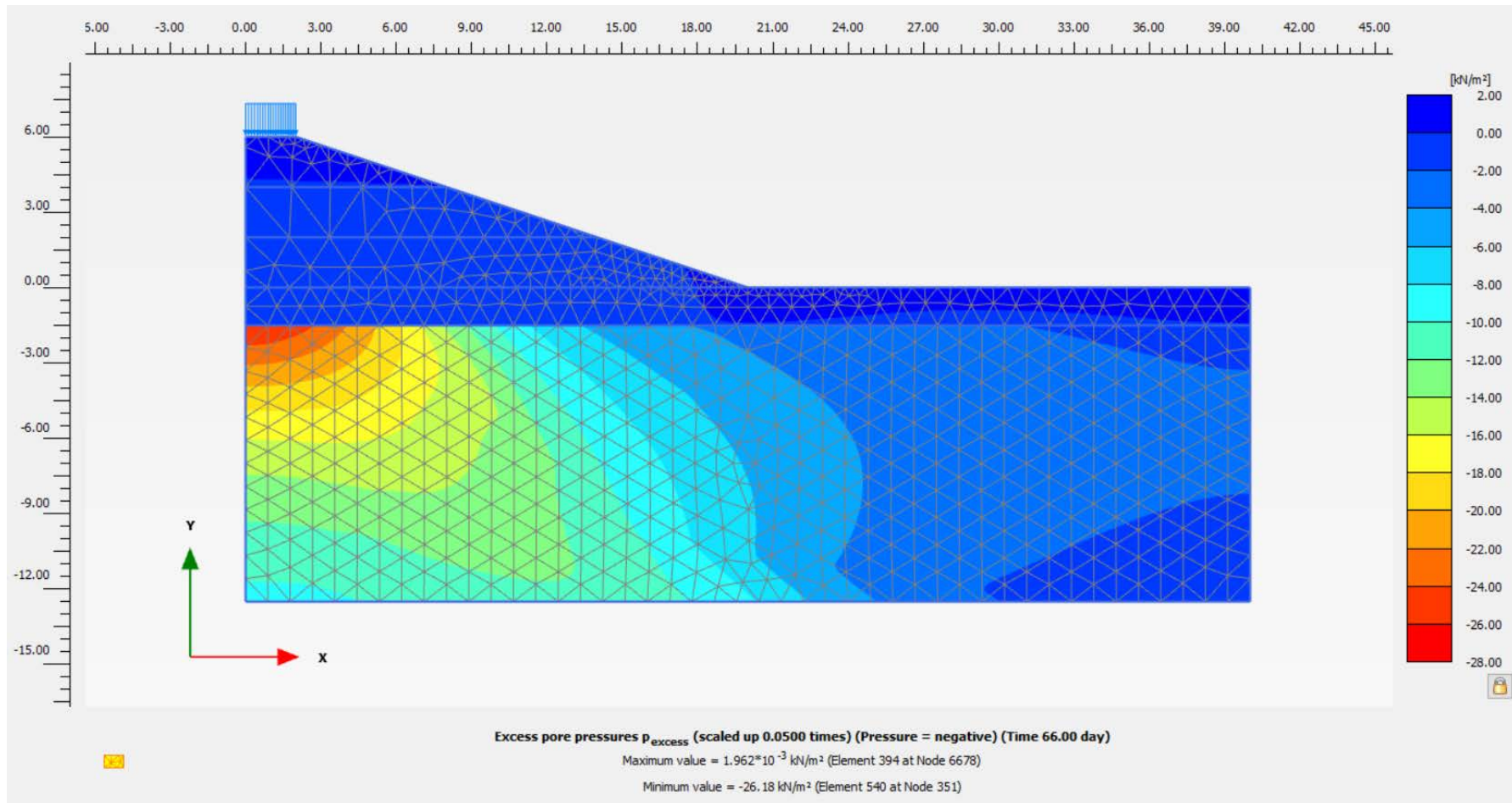
26.03.2021

SC + P SIEBER CASSINA + PARTNER AG

Cecilia Ulmke

PLAXIS 2D, Version 20.0.0.19







## Das verformte connectivity plot am Ende der letzten Phase

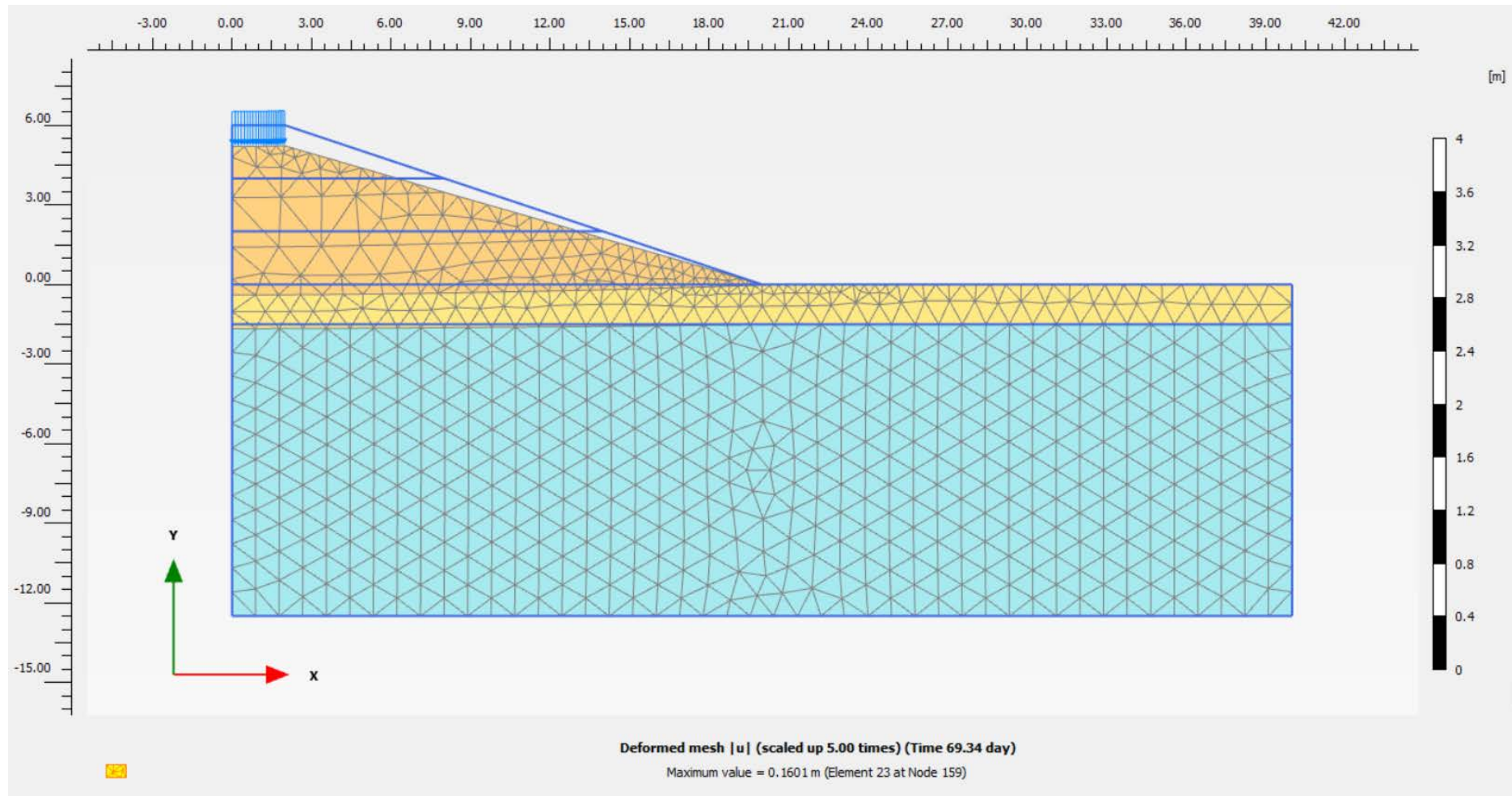
Seite 6

26.03.2021

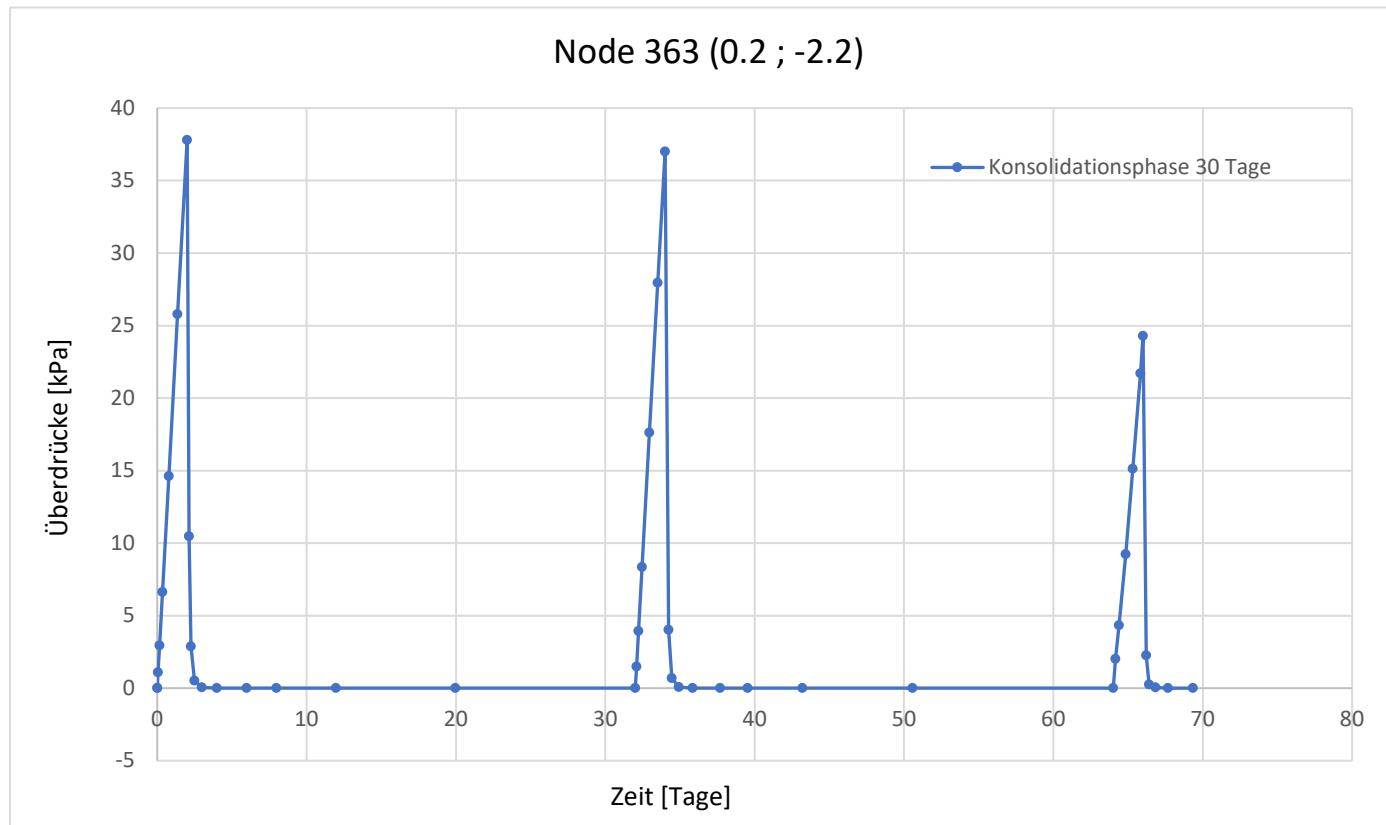
SC + P SIEBER CASSINA + PARTNER AG

Cecilia Ulmke

PLAXIS 2D, Version 20.0.0.19



\\scps0fs01.scpag.loc\daten\Daten\_SO\Auftr\_ab\_1900\SO1931\_Uerkheim\_HRB\2\_Projektbearbeitung\Berechnungen\Ingenieur\Plaxis




Der Punkt 363 befindet sich in einer Tiefe von 2.2 unter Terrain, d.h. 0.7 m unterhalb der Grenze zwischen Hang- und Schwemmlehm (Schicht D) und alluvialem Schotter (Schicht E). Eine grobe Schätzung der Konsolidationszeit kann aus dem Diagramm gewonnen werden: sie beträgt ein paar Tage.

Sensitivitätsanalyse betreffend die Bodenkennwerte vom Alluvialen Schotter

M <sub>E,1</sub> [MPa]	E [MPa]	k-Wert		Setzung Dammkrone [m]	Konsolidationszeit [d]		Welcher Parameter wurde geändert?
		[m/s]	[m/d]		min	max	
40	35.1	4.0E-05	3.5	0.160	1	3.3	Berechnung mit "standard" Bodenkennwerten, vgl. obige Tabelle.
30	26.33	4.0E-05	3.5	0.170	1	6.6	Zusammendrückbarkeit vom alluvialen Schotter
25	21.94	4.0E-05	3.5	0.179	1	9.9	Zusammendrückbarkeit vom alluvialen Schotter
40	35.1	2.4E-06	0.21	0.159	10	15	Durchlässigkeit vom alluvialen Schotter
40	35.1	1.0E-06	0.09	0.159	14	30	Durchlässigkeit vom alluvialen Schotter

Sensitivitätsanalyse betreffend die Bodenkennwerte vom Damm

M <sub>E,1</sub> [MPa]	E [MPa]	Setzung Dammkrone [m]	Welcher Parameter wurde geändert?
10	9.1	0.160	Berechnung mit "standard" Bodenkennwerten, vgl. obige Tabelle.
5	4.55	0.241	Zusammendrückbarkeit vom Damm
15	13.65	0.133	Zusammendrückbarkeit vom Damm

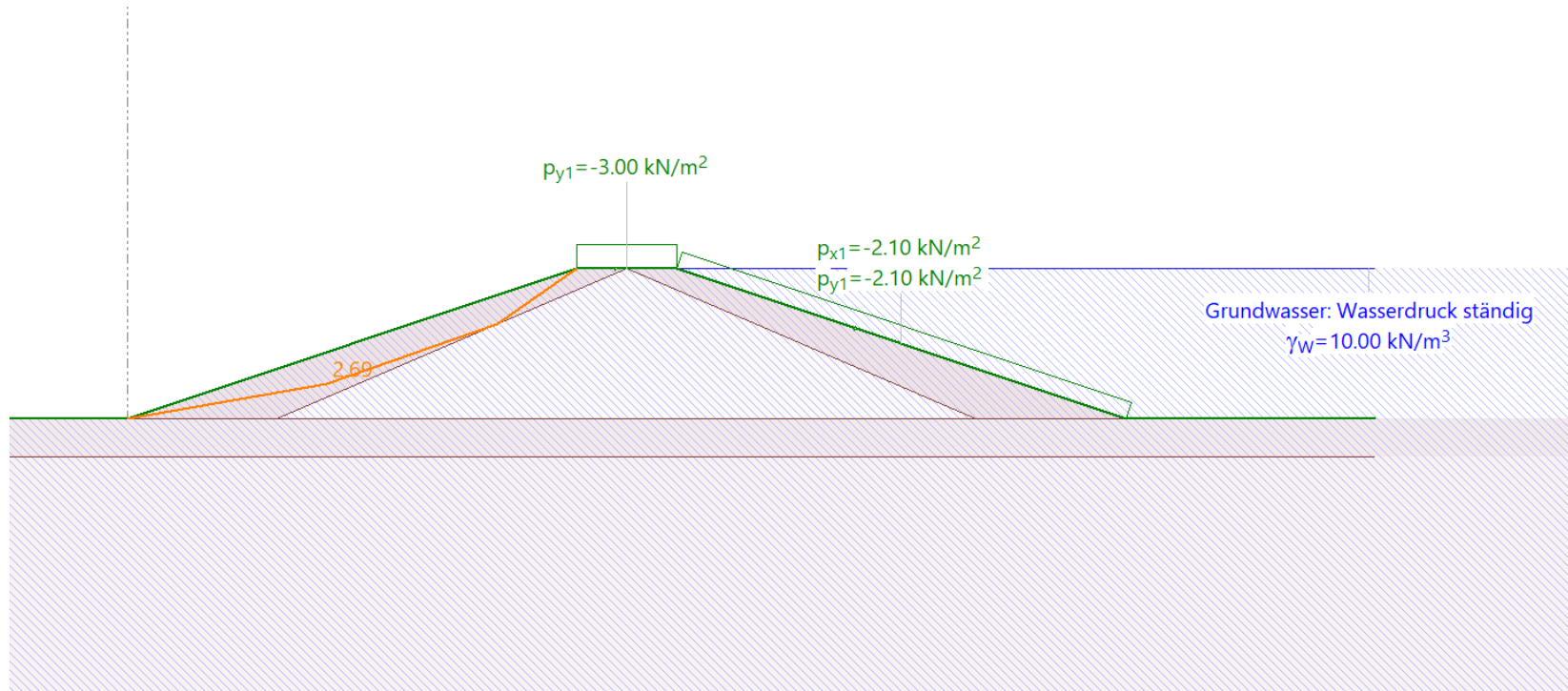
SO1931A	Hochwasserrückhaltebecken Uerkheim		Anhang A6
19.04.2021	<b>Standsicherheit der Böschungen mit extern zugeführtem Material</b>	A4 - Cu SO1931A_Geotech_Projekt ierung_Anhang6.docx	

Um die Standsicherheit der Böschungen in allen Lastfällen zu gewährleisten, müssen die Dammlanken aus einem Material realisiert werden, das eine höhere Scherfestigkeit aufweist als die Schicht D. Die geforderte Scherfestigkeit kann auch mit Hilfe einer Zementstabilisierung erreicht werden.

Die für die Dammlanken angenommenen Bodenkennwerte sind  $\gamma=19.5 \text{ kN/m}^3$ ,  $\varphi=30^\circ$ ,  $c=10 \text{ kN/m}^2$ . Hier wird nur der massgebende Lastfall, Sicherheitshochwasser (extrem), Seite Luft, aufgeführt.

Der Dammquerschnitt ist wie folgt aufgebaut. Das stabilisierte Material wird mit einer Breite von 6 m (gemessen an der Dammbasis, in horizontaler Richtung) eingebracht, sowohl auf der Luft- als auch auf der Wasserseite. An der Dammkrone beträgt die Breite des stabilisierten Materials 2 m. Dazwischen liegt Material der Schicht D ( $\gamma=19.5 \text{ kN/m}^3$ ,  $\varphi=31^\circ$ ,  $c=2 \text{ kN/m}^2$ ).





Ein oberflächennaher Bruchmechanismus, der vollkommen im stabilisierten Material liegt.

Der Sicherheitsfaktor (berechnet mit der Methode Janbu) beträgt 2.69.