

Professor Dr.-Ing. habil. Christian Moormann

Universitätsprofessor  
Direktor des Institutes für Geotechnik  
der Universität Stuttgart

öffentlich bestellter und  
vereidigter Sachverständiger  
für Grundbau, Erdbau, Felsbau  
sowie Spezialtiefbau

Möhringer Landstraße 58  
70563 Stuttgart

Tel. +49 (0)711 / 685 62437  
Fax +49 (0)711 / 685 62439  
Mobil: +49 (0)170 / 200 1749

cm@moormann-geotechnik.de

31. Januar 2012

Schriftstück-Nr. M11-007-100

**Pumpspeicherkraftwerk Happurg · Sanierung Oberbecken  
Untergrundsanie rung im Bereich der verfüllten Versturzone**

**BAUGRUND - UND SANIERUNGSGUTACHTEN**

**Betreiber und  
Auftraggeber:**

E.ON Wasserkraft GmbH  
Luitpoldstraße 27 · 84034 Landshut  
Tel.: 0871 / 694-02  
Herr Dipl.-Ing. Karl-Heinz Straßer (D: -4280)  
Herr Dipl.-Ing. Tobias Heiserer (D:- 4285)

**Planer:**

Fichtner GmbH & Co. KG  
Renewable Energies & Environment  
Sarweystraße 3 · 70191 Stuttgart  
Tel.: 0711 / 8995-0 · Fax: 0711 / 8995-459  
Herr Dipl.-Ing. Christian Siemer (D: -345)  
Herr Dipl.-Ing. Stephan Pfizenmaier (D: -438)

**Ort, Datum:**

Stuttgart, 31.01.2012

**Verteiler:**

Auftraggeber und Planer je 1fach (digital)

**Textseiten, Anlagen:**

283; 498 (2.779 Seiten)

Inhaltsverzeichnis	Seite
<b>1 Vorgang und Veranlassung</b>	<b>5</b>
<b>2 Unterlagen</b>	<b>7</b>
<b>3 Lage und Bauwerksbeschreibung</b>	<b>13</b>
<b>4 Sohleinbrüche</b>	<b>15</b>
4.1 Sohleinbrüche im Jahr 2011	15
4.2 Sohleinbrüche seit Inbetriebnahme des Oberbeckens	22
<b>5 Kenntnisstand zur Baugrundsituation</b>	<b>24</b>
5.1 Direkte und indirekte Aufschlüsse	24
5.2 Gutachterliche Berichte und Stellungnahmen	27
<b>6 Untersuchungsumfang der Erkundungen im Jahr 2011</b>	<b>39</b>
6.1 Vorbemerkungen und Ziele	39
6.2 Vorbereitende Arbeiten	40
6.3 Konzept und Untersuchungsumfang	41
6.3.1 Kernbohrungen	43
6.3.2 Ausbau zu Grundwassermessstellen	46
6.3.3 Grundwasserbeprobung	47
6.3.4 Bohrlochscannermessungen	48
6.3.5 Hydraulische Bohrlochversuche	51
6.3.6 Schurferkundung	52
6.3.7 Schwere Rammsondierungen (DPH)	55
6.3.8 Geophysikalische Erkundungen	56
6.3.9 Plattendruckversuche	65
6.3.10 Boden- und felsmechanische Laborversuche	65
<b>7 Ergebnisse der Erkundungen im Jahr 2011</b>	<b>67</b>
7.1 Ergebnisse der Kernbohrungen	67
7.2 Ergebnisse der Bohrlochscannermessungen	94
7.3 Ergebnisse der Hydraulischen Bohrlochversuche	98
7.4 Ergebnisse der Schurferkundung	103

7.4.1	Großschürfe an den Einbruchtrichtern	103
7.4.2	Schürfe zum Anschluss der Dichtungssysteme an das Einlaufbauwerk	118
7.4.3	Schürfe am landseitigen Dammfuß: Erkundung Dammschüttkörper	119
7.4.4	Schurf am wasserseitigen Dammfuß: Vorpressung Dränage	119
7.5	Ergebnisse der Schweren Rammsondierungen	120
7.6	Ergebnisse der geophysikalischen Untersuchungen	127
7.6.1	Erste Messkampagne (April/Mai 2011)	127
7.6.1.1	Erste Messkampagne: Geoelektrik	128
7.6.1.2	Erste Messkampagne: Refraktionsseismik	132
7.6.1.3	Erste Messkampagne: Integrierende Interpretation Geoelektrik/Refraktionsseismik	138
7.6.2	Zweite Messkampagne (Oktober/November 2011)	143
7.6.2.1	Zweite Messkampagne: ergänzende Geoelektrik	143
7.6.2.2	Zweite Messkampagne: Integrierende Interpretation Geoelektrik/Refraktionsseismik	146
7.6.2.3	Zweite Messkampagne: Mikrogravimetrie	148
7.6.2.4	Zweite Messkampagne: Integrierende Interpretation Geoelektrik/Mikrogravimetrie	150
7.6.3	Komplexinterpretation der geophysikalischen Messungen und Abgleich mit den direkten Baugrundaufschlüssen	151
7.6.4	Crosshole-Messungen	164
7.7	Ergebnisse der Plattendruckversuche	167
7.8	Ergebnisse der Grundwasserbeobachtungen	170
7.9	Grundwasserchemismus	184
7.10	Ergebnisse der boden- und felsmechanischen Laborversuche	186
7.10.1	Ergebnisse der im Jahr 2011 durchgeführten Laborversuche	186
7.10.2	Frühere Laborversuche	191
7.11	Mineralogische und chemische Untersuchungen an Bodenproben	196
<b>8</b>	<b>Baugrundsituation</b>	<b>197</b>
8.1	Geologie / Untergrundsituation	197
8.2	Aufbau des Ringdammes	204

8.3	Aufbau der Beckensohle	209
<b>9</b>	<b>Grundwassersituation</b>	<b>211</b>
<b>10</b>	<b>Bodenmechanische Bewertung und Klassifikation des Baugrundes</b>	<b>212</b>
<b>11</b>	<b>Schadensursache</b>	<b>216</b>
<b>12</b>	<b>Sanierungskonzept</b>	<b>225</b>
12.1	Sanierungsziele	225
12.2	Untergrundsanie rung im Bereich des Beckens	227
12.3	Untergrundsanie rung in der Aufstandsfläche des Ringdamms	248
12.4	Hinweise zu Ausführung und Bemessung	261
<b>13</b>	<b>Baugrundüberprüfung und weitere Mitwirkung bei der Bauplanung und -ausführung</b>	<b>263</b>
	<b>Anlagenverzeichnis</b>	<b>265</b>

## 1 Vorgang und Veranlassung

Die E.ON Wasserkraft GmbH betreibt das ca. 30 km östlich von Nürnberg gelegene Pumpspeicherwerk Happing. Das Pumpspeicherwerk besteht aus einem Unterbecken mit Krafthaus und einem Oberbecken, die mit zwei Druckrohrleitungen verbunden sind. Die Anlage ging 1958 in Betrieb. In den ersten Betriebsjahren traten Schäden an der Beckensohle auf. Diese wurden mittels Injektionen saniert, letztmalig 1990.

Am 18.01.2011 wurde im Überwachungssystem des Oberbeckens des Pumpspeicherkraftwerkes Happing in dem Beobachtungsbrunnen B 5 (Lage siehe Anlage 1.2) ein sehr schneller Anstieg des Wasserspiegels an der Basis der Jurakalke, auf denen das Becken gegründet ist, registriert. Die Anstiegsgeschwindigkeit war deutlich höher als der zulässige Grenzwert und ein Indikator für erhebliche Wasserverluste aus dem Oberbecken. In der Folge wurde das Oberbecken umgehend entleert. Nach der Absenkung wurden in der südöstlichen Beckenhälfte sechs große Einbrüche in der Sohle und weitere Verdachtsflächen festgestellt. Die E.ON Wasserkraft GmbH (EWK) leitete sofort Maßnahmen zur Erkundung des Schadens und der Schadensursache eingeleitet.



**Bild 1.1:** Einbrüche im südöstlichen Bereich des Beckens,  
Aufnahme vom 19.01.2011

In diesem Zusammenhang wurde ich auf der Basis meines Leistungs- und Honorarvorschlags vom 20.03.2011 mit Bestellung Nr. 4580080535/KC2/0801/NB vom 17.05.2011 durch die E.ON Wasserkraft GmbH beauftragt, ein Untersuchungsprogramm zur Klärung des Schadensmechanismus und als Grundlage für die weiteren Planungen zu erstellen, die entsprechenden Erkundungsarbeiten fachgutachterlich zu begleiten und im Ergebnis ein Sachverständigengutachten zu erstellen, mit dem in Abstimmung mit den Genehmigungsbehörden Aussagen zur Schadensursache und Vorgaben zur (Untergrund-)Sanierung des Oberbeckens gemacht werden.

Das entsprechende Baugrund- und Sanierungsgutachten wird hiermit vorgelegt.

In dem vorliegenden Gutachten wird zunächst das im Januar 2011 festgestellte Schadensbild dokumentiert, aber auch die nachlaufend auftretenden Ein- bzw. Nachbrüche beschrieben, bevor zunächst zusammenfassend die bisherigen Erkenntnisse zu den in den ersten Jahrzehnten des Betriebs des Beckens aufgetretenen Schadensereignissen und der Untergrundsituation beschrieben werden.

Mit dem vorliegenden Gutachten werden die sehr umfangreichen Erkundungsmaßnahmen, die im Zeitraum von März bis Dezember 2011 zur Klärung der Baugrund- und Grundwassersituation im Bereich des Oberbeckens durchgeführt wurden, dokumentiert und bewertet.

Im Ergebnis ist festzustellen, dass das Oberbecken von einer großen verfüllten Versturzhöhle, zuweilen auch Versturzzone genannt, gequert wird, deren Lockergesteinsfüllung infolge von Wasserzutritten vermutlich lokal erosiv mobilisiert und ausgetragen wurde, so dass es in Folge der hiermit verbundenen Hohlrumbildung zu Einbrüchen in Höhe der Dichtungssohle kam, durch die das Dichtungssystem massiv in seiner Funktion beeinträchtigt wird. Der Betreiber will entsprechende Schadensszenarien zukünftig sicher vermeiden und damit sowohl genehmigungstechnischen Aspekten entsprechen, aber auch einen unterbrechungsfreien, sicheren Betrieb des Pumpspeicherkraftwerkes gewährleisten. Auf Grundlage der aktuellen Erkenntnisse ist daher eine Untergrundverbesserung im Bereich der verfüllten Versturzhöhle vorgesehen, für die im vorliegenden Gutachten Konzepte und entsprechende Vorgaben für Bemessung und Ausführung gemacht werden.

## 2 Unterlagen

Zur Erstellung des vorliegenden Berichts wurde u.a. auf folgende Unterlagen zurückgegriffen:

### a) Aktuelle Unterlagen

- [U01] Fichtner GmbH & Co. KG, PS. 71027: HAP – Sanierung Oberbecken PSW Happurg, Teilbericht: Bericht zu früheren Injektionen in der Ringdammdichtung, Stand 11.07.2010
- [U02] Fichtner GmbH & Co. KG, PS. 71027: HAP – Sanierung Oberbecken PSW Happurg, Zusammenstellung und Vergleich der vorhandenen Unterlagen zu den Gründungsverhältnissen und Schadensfällen am Oberbecken des PSW Happurg, Stand 17.02.2011
- [U03] Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Christian Moormann, Stuttgart:  
„Pumpspeicherkraftwerk Happurg, Oberbecken, Sohleinbrüche vom 18.01.2011 – Erkundungsprogramm“, Bericht vom 31.03.2011
- [U04] Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Christian Moormann, Stuttgart:  
„Pumpspeicherkraftwerk Happurg, Oberbecken, Sohleinbrüche vom 18.01.2011 – Erkundungsprogramm 2. Phase“, Bericht vom 22.05.2011
- [U05] Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Christian Moormann, Stuttgart:  
„Pumpspeicherkraftwerk Happurg · Sanierung Oberbecken – Untergrundsanie-  
rung im Bereich der verfüllten Versturzhöhle, Fachgutachterliche Beglei-  
tung und Bewertung eines Feldversuches zur Herstellung von vorgebohrten  
Vermörtelten Stopfsäulen (VSS) und von Schneckenortbetonpfählen (SOB-  
Pfähle)“, Bericht vom 11.12.2011
- [U06] Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Christian Moormann, Stuttgart:  
„Pumpspeicherkraftwerk Happurg · Sanierung Oberbecken – Untergrundsanie-  
rung im Bereich der verfüllten Versturzhöhle, Fachgutachterliche Beglei-  
tung und Bewertung eines Feldversuches zur Herstellung von Säulen im Dü-  
senstrahlverfahren (DSV-Säulen) – Vorläufiger Kurzbericht“, Bericht vom  
12.12.2011
- [U07] Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Christian Moormann, Stuttgart:  
„Pumpspeicherkraftwerk Happurg · Sanierung Oberbecken – Herstellung von

DSV-Probesäulen – Mikroanalytische und chemisch-mineralogische Untersuchungen an aus den DSV-Probesäulen entnommenen Bohrkernen und an Lockergesteinsmaterial aus der Versturzzone“, Fachgutachterliche Stellungnahme vom 27.01.2012

- [U08] Universität Stuttgart, Institut für Geotechnik:  
„Pumpspeicherkraftwerk Happurg · Sanierung Oberbecken – Eignungsprüfungen für eine Bodenverfestigung des Lockergesteinsmaterials der Verbruchzone“, Laborbericht Nr. 11/012-2 vom 01.02.2012
- [U09] Fichtner GmbH & Co. KG/ Smoltczyk & Partner GmbH:  
Happurg, Pumpspeicherwerk: Sanierung Oberbecken, Bericht über die Baugrunderkundung April 2010, Bericht vom 06.05.2010
- [U10] Bayerisches Landesamt für Umwelt (LfU), München, Referat 106: Ingenieur-geologie, Georisiken: „Sanierung Schadensfälle Oberbecken PSW Happurg · Geologisch-geotechnische Untersuchungen, Zwischenergebnisse“  
Vermerk, undatiert, vom LfU der E.ON Wasserkraft GmbH am 06.10.2011 übergeben

## **b) Archivunterlagen**

### Gutachten und Stellungnahmen

- [A01] Birzer, F. (Dezember 1955): Geologisches Gutachten über den Baugrund im Bereich des Pumpspeicherwerkes Happurg. Erlangen.
- [A02] Birzer, F. (1958): Geologisches Gutachten über die Art der Hohlräume im Bereich des Einlaufbauwerks.
- [A03] Breth, H. (Februar 1960): Stellungnahme. Darmstadt.
- [A04] Breth, H. (Juli 1960): Stellungnahme zu dem Durchbruch im Oberbecken im Juni 1960. Darmstadt.
- [A05] Breth, H. (September 1960): Stellungnahme zum Bericht über Happurg für den Internationalen Talsperrenkongress in Rom. Darmstadt.
- [A06] Birzer, F. (April 1961): Geologisches Gutachten über den Baugrund im Bereich des Pumpspeicherwerkes Happurg. Erlangen.



- [A07] Fritsch, V. (August 1961): 1. Bericht über die geoelektrischen Messungen am Oberbecken Happurg. Wien.
- [A08] Fritsch, V. (Februar 1962): Bericht über die im Jahre 1961 durchgeführten geoelektrischen Untersuchungen am Oberbecken des Pumpspeicherwerkes Happurg der Großkraftwerk Franken A.G. in Nürnberg. Wien.
- [A09] Körner, H., Treibs, G., Bayerisches Geologisches Landesamt (GLA) (August 1962): Gutachten über den Untergrund unter dem Oberbecken des Pumpspeicherkraftwerkes Happurg. München.
- [A10] Körner, H., Bayerisches Geologisches Landesamt (GLA) (August 1978): Gutachten über die Sickerverluste und die Standsicherheit des Oberbeckens des Pumpspeicherkraftwerkes Happurg. München.
- [A11] List, F. (Dezember 1980): Pumpspeicherwerk Happurg: Stellungnahme zur Frage der Standsicherheit des Oberbeckens. München.
- [A12] List, F., (April 1982): Pumpspeicherwerk Happurg: Abschließende Stellungnahme zur Frage der Standsicherheit des Oberbeckens. München.
- [A13] Schröder, Wasserwirtschaftsamt Nürnberg (Mai 1982): Bauabnahme des Oberbeckens gem. Art. 69 BayWG. München.
- [A14] Dresen, L., Ruhr-Universität Bochum (April 1989): Stellungnahme zur Ortbarkeit von Hohlräumen im Oberbecken des Pumpspeicherwerkes Happurg. Bochum.
- [A15] Dresen, L., Ruhr-Universität Bochum (April 1990): Mikrogravimetrische Testmessungen im Oberbecken des Pumpspeicherwerkes Happurg. Bochum.
- [A16] Seren, S., Interfels Ges.m.b.H. (Mai 1990): Bericht über Geophysikalische Untersuchungen des Untergrundes der Dichtung im Speicher Happurg im Oktober 1989. Salzburg.
- [A17] Modenbach, B., GeoSalzburg (August 1992): Geophysikalische Untersuchungen im Oberbecken des Speicher Happurg. Salzburg.
- [A18] List, F. (April 1994): Studie über Möglichkeit zur Ertüchtigung des Pumpspeicherbeckens Happurg. München.
- [A19] Lahmeyer International (Dezember 1997): Geologisches Gutachten Pumpspeicherwerk Happurg. München.

- [A20] Stenzel, G. (Februar 1998): Stand- und Betriebssicherheit des PSW Happurg - Anmerkungen zu dem Bericht Lahmeyer vom 01.12.1997. Nürnberg.
- [A21] Stenzel, G., (April 2003): Geotechnischer Bericht. Nürnberg.
- [A22] List, F. (Mai 2004): Stellungnahme zur Betriebs- und Standsicherheit des Oberbeckens des Pumpspeicherkraftwerkes Happurg, E.ON Wasserkraft GmbH, München.
- [A23] LGA Nürnberg (Dezember 2007): Gutachten BBGT0703588/01a.

### Berichte

- [A24] Großkraftwerk Franken AG. (März 1954): Projekt Pumpspeicherkraftwerk Houbirg, Besprechung mit Professor Dr. Marquart, Stuttgart. Nürnberg.
- [A25] Marquart, Birzer, (August 1954): Bericht über die Standort- und Trassenwahl des Pumpspeicherkraftwerkes Houbirg für das Großkraftwerk Franken. Stuttgart/Erlangen.
- [A26] Miller (August 1955): Baugrunderkundungen .
- [A27] Hochtief (Januar 1956): Stollenarbeiten am Deckersberg in Happurg, Stand der Arbeiten am 31.12.1955 - Bericht Nr. 1. Nürnberg.
- [A28] Hochtief (Januar 1956): Stollenarbeiten am Deckersberg in Happurg, Stand der Arbeiten am 22.1.1956 - Bericht Nr. 2. Nürnberg
- [A29] Richter, Landratsamt Hersbruck (September 1956): Auszug aus dem Besprechungsbericht Nr. 27 von SSW über die Baustellenbegehung am 28. September 1956. Erlangen
- [A30] Szüsner, O., Großkraftwerk Franken AG. (Dezember 1958): Oberbeckendichtung - Entwicklung seit Beginn der Füllung.
- [A31] Szüsner, O., Großkraftwerk Franken AG. (Februar 1960): Besprechungsbericht über die Sanierung des Oberbeckens.
- [A32] Szüsner, O., Großkraftwerk Franken AG. (Juni 1960): Besprechung am 16.6.1960 im Verwaltungsgebäude.
- [A33] Simnic, M., Elektrosond-Zagreb (April 1962): Programm für die Injektionsausführung in der Sohle 2. Phase. Happurg.
- [A34] Simnic, M., Elektrosond-Zagreb (1963): Technischer Bericht für 1962.

- [A35] Simnic, M., Elektrosond-Zagreb (1964): Technischer Bericht für 1963.
- [A36] Richter, Landratsamt Hersbruck (Dezember 1965): Niederschrift über die Besprechung am 21.12.1965 in Krafthaus Happurg. Hersbruck.
- [A37] Richter, Landratsamt Hersbruck (März 1971): Niederschrift über die Besprechung am 16. März 1971 in Krafthaus Happurg. Hersbruck.
- [A38] Großkraftwerk Franken AG (1977): Ein Erfahrungsbericht über die Wasserverlustmessung, Sickerverluste, Schäden und Sanierungen
- [A39] Großkraftwerk Franken AG. (August 1978): Der Grundwasserspiegel über dem Ornatenton als weitere Kontrolle für die Sickerverluste im Oberbecken. Nürnberg.
- [A40] Szüszner, O., Großkraftwerk Franken AG. (November 1979): Injektionsarbeiten in der Sohle - November 1979.
- [A41] Behringer, P., (Juli 1981): Schichtenverzeichnisse und Ausbaupläne B6 und B7, sowie G1, G7, G8, und G13.
- [A42] Szüszner, O., Großkraftwerk Franken AG. (Dezember 1983): Die Bauanlage des Pumpspeicherwerks Happurg.
- [A43] Szüszner, O., Großkraftwerk Franken AG. (Januar 1986): Rekapitulation der Vorgänge am Oberbecken von Mitte Juni bis Ende Oktober 1985. Nürnberg
- [A44] Kleeberger, Wasserwirtschaftsamt Nürnberg (November 1991): Quellfassung zur öffentlichen Wasserversorgung rund um den Deckersberg; Zusammenfassung der bisherigen Ereignisse, Hersbruck.
- [A45] CDM Infutec Consult AG & Co. (März 2005): Bericht 1: Bestandsaufnahme Oberbecken. Alsbach.
- [A46] CDM Infutec Consult AG & Co. (September 2005): Bericht 2: Ergebnisse der ergänzenden Baugrunderkundungen, Alsbach.
- [A47] CDM Infutec Consult AG & Co. (November 2005): Bericht 3: Ergebnisse der Standsicherheitsuntersuchungen, Alsbach.
- [A48] CDM Infutec Consult AG & Co. (Januar 2006): Bericht 4: Zustandsbeurteilung Oberbecken, Alsbach.
- [A49] Bernhard Ingenieure (Mai 2008): Sanierung Oberbecken – Vorplanung, München.

### Aktenvermerke

- [A50] Großkraftwerk Franken AG. (März 1957): Sondierungen am Oberbecken. Happurg.
- [A51] Großkraftwerk Franken AG. (April 1957): Talschotteruntersuchungen, Happurg.
- [A52] Szüszner, O., Großkraftwerk Franken AG. (Oktober 1957): Dammschüttung Oberbecken. Happurg.
- [A53] Großkraftwerk Franken AG. (1960): Vorgänge bei Schaden 1960.
- [A54] Großkraftwerk Franken AG. (Januar 1960): Anmerkung zum Schaden 1960. Nürnberg.
- [A55] Großkraftwerk Franken AG. (August 1960): Die Oberbeckendichtung des Pumpspeicherwerkes Happurg.
- [A56] Großkraftwerk Franken AG. (März 1961): Besprechung am 16.3.1961 bei der Obersten Baubehörde München. Nürnberg.
- [A57] Großkraftwerk Franken AG. (Juni 1961): Anmerkung zum Schaden 1960.
- [A58] Großkraftwerk Franken AG. (Mai 1962): Zusammenfassung und Bewertung des Betriebs und der Schadenfälle bis 1962.
- [A59] Reck, Großkraftwerk Franken AG. (Mai 1976): Aktennotiz: Sanierungsarbeiten am Oberbecken vom 25.-26.5.1976. Nürnberg
- [A60] Wasserwirtschaftsamt Nürnberg (Juni 1976): Bauabnahme des Oberbeckens gem. Art. 69 BayWG. Nürnberg.
- [A61] Großkraftwerk Franken AG. (Juli 1976): Aktennotiz: Sanierungsarbeiten am Oberbecken vom 2.-4.7.1976. Nürnberg.
- [A62] Großkraftwerk Franken AG. (Oktober 1985): Aktenvermerk über Telefongespräch mit Herrn Mantel Wasserwirtschaftsamt Nürnberg am 21.10.1985.

### **c) Literatur**

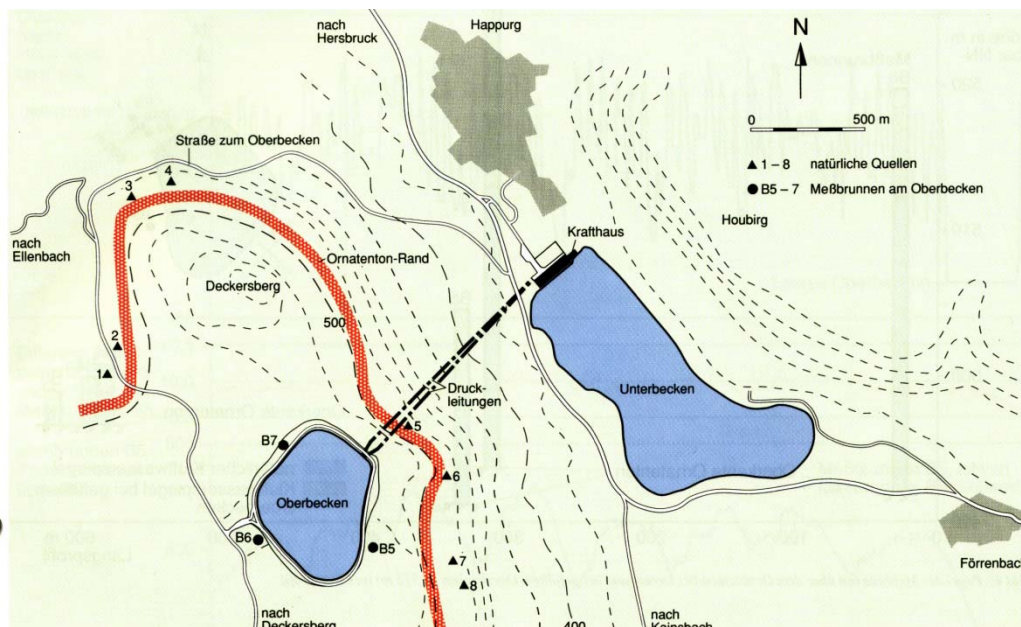
- [L01] Breth, H. (1958)  
*Die erdbaumechanischen und erdbautechnischen Untersuchungen für das Pumpspeicherwerk Happurg.* Die Bautechnik (35)6, 228-231

- [L02] Eydam, H., Novak, E., Novak, H., Probst, K., Ritter, K., Szüsner, O. (1991)  
*Überwachung des Oberbeckens des Pumpspeicherwerks Happurg*. Wasserwirtschaft (81), 3-12
- [L03] Waltham, T.; Bell, F.; Culshaw, M. (2005)  
*Sinkholes and Subsidence. Karst and Cavernous Rocks in Engineering and Construction*. Springer Verlag, Berlin · Heidelberg · New York, 2005

### 3 Lage und Bauwerksbeschreibung

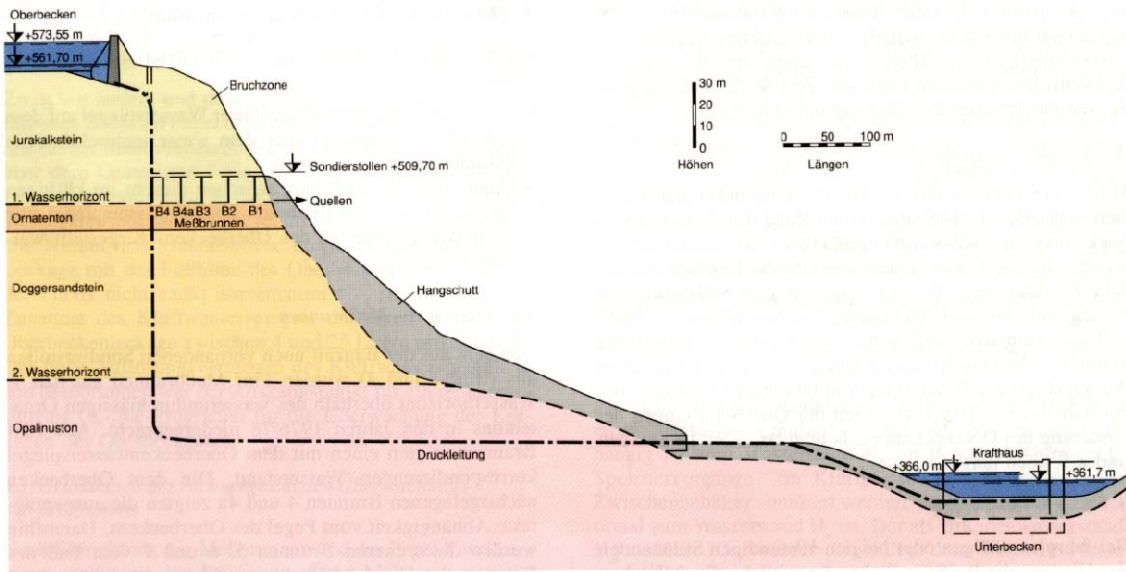
Das Pumpspeicherwerk Happurg liegt in Bayern, gut 30 km östlich von Nürnberg und gut 5 km südöstlich von Hersbruck an der Pegnitz (Anlage 1.1).

Das Unterbecken und das Kraftwerk liegen am südlichen Ortsrand von Happurg bei rund 366 mNN am Fuße der Fränkischen Alb. Das zugehörige Oberbecken liegt rund einen Kilometer südwestlich davon bei rund 570 mNN auf der Albhochfläche zwischen dem Deckersberg im Norden und der Ortschaft Deckersberg im Süden (Bilder 1.1 und 1.2).



**Bild 1.1:** Lageplan Pumpspeicherwerk Happurg [L03]

Das Pumpspeicherwerk Happurg ist seit 1958 in Betrieb. Das Oberbecken weist einen Nutzinhalt von ca. 1,8 Mio. m<sup>3</sup> auf. Das Absenkeziel liegt bei 561,7 mNN, das Stauziel bei 573,55 mNN. In Höhe des normalen Stauziels beträgt die Wasserfläche rund 170.000 m<sup>2</sup>.



**Bild 1.2:** Geologisches Längensprofil (schematisch) des Pumpspeicherwerks Happurg [L03]

Detaillierte Angaben zum Bau des Pumpspeicherwerks und hier insbesondere zum Bau des Oberbeckens mit seinem meist rund 16 m hohen umlaufenden Ringdamm und zu den Dichtungssystemen macht Breth (1958) [L01]. Dieser Literaturquelle können auch in konsolidierter Form wertvolle Angaben zu den verwendeten Dammbaustoffen entnommen werden.

## **4 Sohleinbrüche**

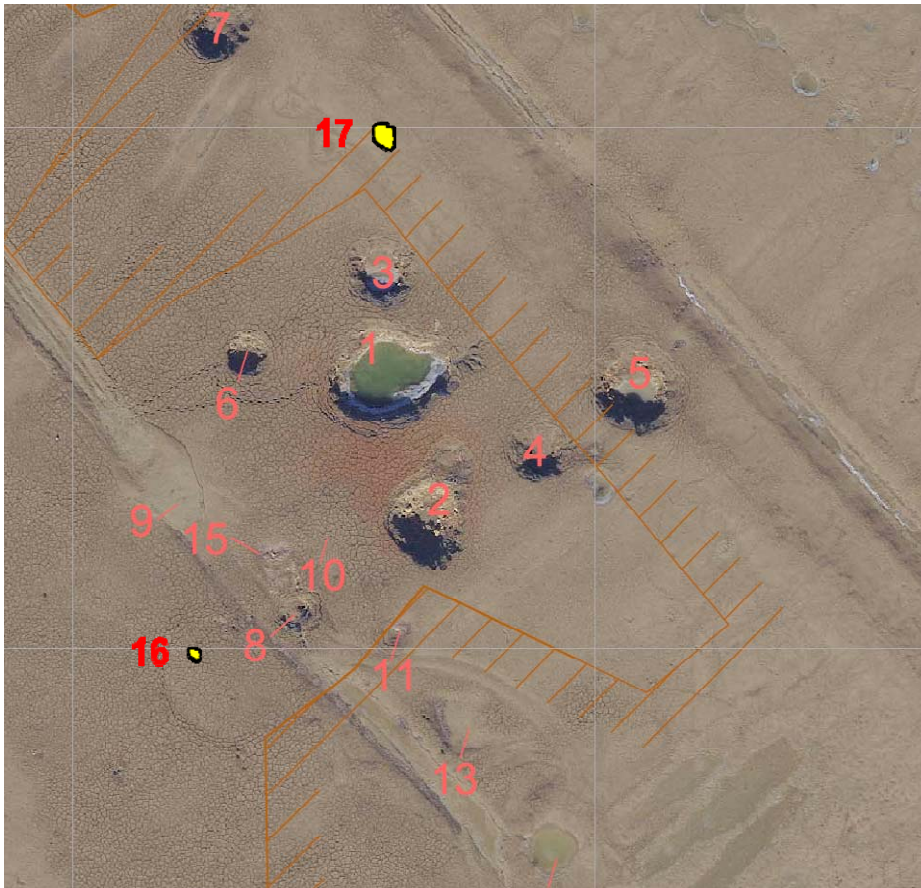
### **4.1 Sohleinbrüche im Jahr 2011**

#### **a) Einbrüche im Januar 2011**

Das unmittelbare Schadensbild nach den Einbrüchen am 18.01.2011 ist in der Anlage 2.1 fotografisch dokumentiert. Eine Erstbegutachtung erfolgte durch den Unterzeichneten am 21.01.2011.

Danach konnte hinsichtlich der eingetretenen Schäden Folgendes festgestellt werden:

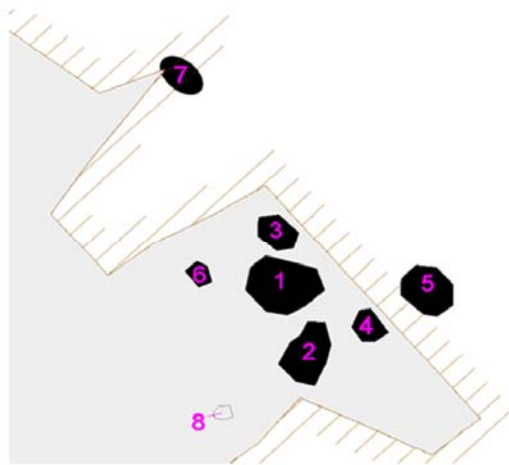
- Bei Tagesanbruch am 19.01.2011 waren im südöstlichen Bereich des Beckens mehrere Einbrüche in der Beckensohle erkennbar (Bilder 2 und 3 in Anlage 2.1). Identifizierbar waren sechs Einbrüche mit einem Durchmesser von mehreren Metern (Einbruchtrichter 1 bis 6 in dem später aufgenommenen Luftbild in Bild 4.1). Zudem waren kleinere Anomalien südlich der großen Einbrüche erkennbar. Zumindest in einem großen Einbruch stand Wasser (Bild 4 in Anlage 2.1). Die Einbrüche lagen relativ beinander und betrafen eine Fläche von etwa 40 m mal 50 m.
- Bei der Erstbegutachtung am 21.01.2011 konnte (Bilder 6 bis 14 in Anlage 2.1) festgestellt werden, dass auch in den anderen Einbruchtrichtern Wasser anstand. Die Sohle der Einbrüche lag etwa 0,5 m bis 0,8 m unter der Wasseroberfläche und damit rund 1 m bis 2 m unter der Beckenoberfläche. Innerhalb der Einbrüche war die Sohle offenkundig weitgehend eben abgesackt. Der Rand der Einbrüche war durchweg steil ausgebildet (Bilder 9 und 13 in Anlage 2.1). Der eingebrochene Bereich war gegenüber der in den Flanken anstehenden Schutzschicht und auch der teilweise darunter erkennbaren Lehmdichtung nahezu vertikal versetzt. Die Grundrissform der Einbrüche war nahezu kreisrund bis elliptisch (Bild 4.3).
- Bei der Erstbegutachtung am 21.01.2011 wurde aber auch festgestellt, dass sich zwischenzeitlich rund 50 m nordwestlich der am 19.01.2011 festgestellten Einbrüche ein weiterer Einbruch eingestellt hatte, der in der Folge als 'Einbruch 7' bezeichnet wurde (Bild 4.1 und Bild 7 in Anlage 2.1). Offenkundig hatte sich dieser Einbruch nachlaufend zu den primären Einbruchereignissen und damit quasi 'über Nacht' eingestellt; zu einem Zeitpunkt also, als das Becken bereits rund einen Tag lag entleert war, ein hydraulischer Gradient demgemäß nicht mehr vorhanden war.



**Bild 4.1:** Einbrüche im südöstlichen Bereich des Beckens, Aufnahme vom 06.02.2011, Einbrüche 16 und 17 vom April 2011 ergänzt

- In der Folgezeit konnten die Einbrüche detaillierter in Augenschein genommen und vermessen werden (Bilder 15 bis 19 in Anlage 2.1 sowie Dokumentation der Großschürfe in Anlage 7).
- So konnte auch der Einbruch 8 näher inspiziert werden. Der Einbruch 8 unterscheidet sich von den anderen am 18.01.2011 eingetretenen Sohleinbrüchen dadurch, dass die Beckensohle hier nicht gleichmäßig absackte. Der Einbruchtrichter ist vielmehr uneben und es sind an der Geländeoberfläche zwei offene 'Löcher' erkennbar, die sich wie ein 'Strudel' ausgebildet haben und den Eindruck erwecken, als sei hier Beckenwasser in den Untergrund eingedrungen (siehe Fotodokumentation in Anlage 7.1). Es wurde daher im Vorfeld vermutet, dass die am





Einbruchtrichter	Oberfläche [m <sup>2</sup> ]	Sohlfläche [m <sup>2</sup> ]	Geländehöhe [mNN]	Sohlhöhe Einbruch [mNN]	Einsenkung Einbruch [m]	Volumen [m <sup>3</sup> ]
1	91,0	40,0	561,83	560,20	1,63	104,0
2	68,0	4,2	561,83	559,50	2,33	69,2
3	30,5	6	561,82	560,66	1,16	19,3
4	21,5	4,3	561,83	560,43	1,40	16,5
5	59,0	7,5	561,83	559,85	1,98	57,8
6	13,0	0,4	561,53	560,50	1,03	5,4
7	34,0	3,3	562,00	560,32	1,68	26,8
<b>Summe</b>						<b>299,0</b>

**Bild 4.2:** Einsenkung und Volumen der Einbruchtrichter vom Januar 2011 (basierend auf Laserscan-Vermessung März 2011)

18.01.2011 in Serie eingetretenen Sohleintrüche möglicherweise ihren Ausgang von einer Undichtigkeit in der Beckendichtung an dieser Stelle genommen haben könnten.

- Auch die genauere Begutachtung der Einbrüche ergab, dass die Beckensohle bei den aktuellen Einbruchereignissen propfenartig, d.h. bei annähernd ebener Oberfläche um ein Stichmaß 'abgesackt' ist.



**Bild 4.3:** Einbrüche (im Vordergrund Einbruch 6) mit weitgehend runden Querschnitt (links) und Einbruch 8 (rechts) mit auffälliger Struktur

- Der seitliche Rand der Einbruchtrichter zeigt einen überwiegend scharf ausgebildeten Versatz, der Metergröße erreicht. Die für die Sohldichtung maßgebende Beanspruchung infolge Scherbeanspruchung und Biegezug tritt daher am Rand der Einbruchtrichter auf.
- Zusätzlich wurde eine hochauflösende Luftbildaufnahme gefertigt (Anlage 2.2).
- Basierend auf einer im März 2011 durchgeführten Laserscan-Messung konnten die geometrischen Abmessungen entsprechend Bild 4.2 ermittelt werden. Danach erreichen die einzelnen Einbrüche eine Fläche von bis zu 91 m<sup>2</sup> bei einer Einsenkung zwischen 1,16 m und 2,33 m. Insgesamt entsprechen die Einbrüche vom Januar 2011 einem Massendefizit von knapp 300 m<sup>3</sup>.

Neben der 'oberflächlichen' visuellen Begutachtung der Einbrüche erfolgte eine differenzierte Bewertung im Zuge der Herstellung von Großschürfen, mit denen nahezu alle großen Einbrüche freigelegt und ihre Erstreckung und Ausbildung zur Tiefe hin untersucht wurde. Die Ergebnisse dieser Großschürfe werden in Abschnitt 7.4 beschrieben und in den Anlagen 7 dokumentiert.

Im Zusammenhang mit dem Einbruchereignis am 18.01.2011 wurden die Pegelaufzeichnungen der bestehenden Brunnenpegel 5 bis 7 der Beckenüberwachung aufbereitet (Anlage 11) und analysiert (Lage der Brunnenpegel siehe Anlage 1.2). Danach

ist festzustellen, dass die Brunnen 6 und 7 bereits ab dem 07.01.2011 bis zum 15.01.2011 um bis zu 6 m (B 6 von 516,06 mNN auf 522,34 mNN) anstiegen und zum Zeitpunkt der unmittelbaren Schadensfeststellung am 18.01./19.01.2011 bereits wieder um rund 3 m gefallen waren. Da in diesem Zeitraum starke Niederschläge und eine starke Schneeschmelze fielen, kann nicht eindeutig geklärt werden, ob es sich bei diesen Wasseranstiegen um die Auswirkungen dieser besonderen Witterungsverhältnissen (zusammen eine Wasserspende von etwa 115 mm) oder um die Vorankündigung einer sich ausweitenden Imperfektion in der Dichtung der Beckensohle handelte, die schließlich am 18.01./19.01.2011 zu dem beschriebenen Schadensszenario führte. Der Brunnen 5 jedenfalls zeigte zwischen dem 07.01. und 15.01.2011 nur einen moderaten Anstieg, hingegen einen sehr schnellen Anstieg zwischen 18.01.2011, 15:00 Uhr, und 18.01.2011, 23:00 Uhr, der im unmittelbaren Zusammenhang mit dem Schadensereignis stehen dürfte.

#### **b) Einbrüche im April 2011**

Am 26.04.2011, also mehr als drei Monate nach dem Abstau des Beckens, wurden überraschend während der Arbeiten zur Sedimenträumung zwei weitere Einbruchtrichter festgestellt, die als Einbruch 16 und 17 bezeichnet wurden.

Der Einbruchtrichter 17 liegt rund 6 m (Abstand Mittelpunkte) nördlich des Einbruchtrichters 3 (siehe Bild 4.1). Zwischen dem Entleeren des Beckens am 18./19.01.2011 und dem 26.04.2011 hatte es keine Hinweise auf eine Anomalie an dieser Stelle gegeben. Auch das Luftbild (Anlage 2.1, Bild 1) lieferte keine Hinweise. Wenige Tage vor dem Einbruch waren noch geoelektrische Messungen durchgeführt wurden, bei denen eine Elektrode auf dem späteren Einbruchtrichter platziert wurde (pinker Punkt in Bild 3.4, bzw. in Anlage 2.1, Bilder 20 bis 23). Der Einbruchtrichter breitete sich bezüglich der Ausdehnung in der Fläche und dem Absackmaß in den ersten beiden Tagen nach dem 26.04.2011 rasch aus, wie die Bilddokumentation belegt. Zwischen dem 28.04. und 29.04.2011 wurde innerhalb von 18 Stunden noch eine Zunahme des Absackmaßes um 3 cm bis 4 cm gemessen. Das Schadensbildes ist als 'typisch' zu bezeichnen: es besitzt eine nahezu kreisrunde Form, das Beckensediment beginnt eben abzusacken mit einer nachfolgenden leichten Verkippung nach Süden, die Schutzschicht am Rande stürzt nach (Bild 4.4). Die Vermessung des Einbruchs 17 auf dem Niveau der Beckensohle ergab am 29.04.2011 einen Durchmesser von 3,3 m bis 3,6 m und eine größte Einsenkung von rund 0,53 m.



**Bild 4.4:** Im April 2011 eingetretener Einbruch 17 am 29.04.2011

Das Eintreten dieses Einbruchs mehr als drei Monate nach dem Abstau des Beckens ist bemerkenswert. Offensichtlich ist der Einbruch ohne die unmittelbare Einwirkung eines hydraulischen Gradienten und über die Sohle an dieser Stelle unmittelbar in den Untergrund strömenden Wassers entstanden. Auch die unmittelbare Einwirkung von über die Sohle zugetretenem Oberflächenwasser kann weitgehend ausgeschlossen werden, da die Witterung in diesen Monaten eher niederschlagsarm war.

Es ist daher anzunehmen, dass es in Verbindung mit dem Primärereignis im Januar 2011 und dabei bzw. im Vorfeld über eine Imperfektion in der Dichtungsschicht in den Untergrund eingeströmtes Beckenwasser im Untergrund, vermutlich in größerer Tiefe, zu einem Materialaustrag (Ausspülungen), d.h. zu einem Materialdefizit gekommen ist, das sich zeitversetzt bis zur Beckensohle nach oben fortentwickelt hat und schließlich zu einem Einbruch der Beckensohle geführt hat.

#### **c) Nachbrüche im Juli 2011**

Der Einbruch 7 war zunächst verfüllt worden, um im Zentrum des Einbruchs eine Kernbohrung abzuteufen (BK 34/2011). Ab dem 20.07.2011 war indes wieder eine Bewegung am Einbruch 7 zu verzeichnen, in dessen Folge es am 21.07.2011 zu zwei

kleineren, aber bis zu 1,2 m tiefen Einbrüchen in der Verfüllung kam (Anlage 2.1, Bilder 25 bis 27), um die sich konzentrischen Risse bildeten. Gleichzeitig war hörbar, dass Niederschlagswasser, das sich auf der Lehmdichtung der Beckensohle gesammelt hatte, an dieser Stelle in die Tiefe versickerte bzw. 'plätscherte'.

Auch wenn das Dichtungssystem in diesem Bereich durch den Einbruch 7 bereits geschädigt war, so ist doch hervorzuheben, dass es hier trotz der vergleichsweise geringen Wassermengen und des (im Vergleich zum eingestauten Becken) sehr geringen hydraulischen Gefälles zu einer deutlichen Ausweitung des Schadensbildes und zusätzlichen Einbrüchen kam. Das Lockergesteinsmaterial der Versturzone, auf das später im Gutachten detaillierter eingegangen wird, wird also – wie im Rahmen der Erkundung erkannt – sehr schnell mobilisiert und ausgetragen. Insoweit liefert dieses Schadensbild auch eine eindeutige Bestätigung des jetzt entwickelten Modells zum Einbruchmechanismus (siehe Abschnitt 11).

Andererseits zeigt der Vorgang auch, dass es – auch wenn eine Vorschädigung zu berücksichtigen ist – in den gegen Suffosion sehr sensiblen Lockersedimenten keiner großen Wassermengen und keines großen Gradienten bedarf, um den Prozess des erosiven Materialaustrags zu befördern.

In den Folgetagen kam es zu einer Ausweitung des Schadensbildes mit weiter zunehmenden Absackungen - auch der Grundwassermessstelle BK 34/2011 - und der Ausbildung eines weiteren kleinen Einbruchs in rund 12 m Entfernung von BK 34/2011.

#### **d) Einbruch im Dezember 2011**

Im Dezember 2011 schließlich wurde im Zusammenhang mit Schurfarbeiten an den in einem Feldversuch hergestellten Betonsäulen ein weiterer kleiner Einbruch festgestellt, der sich offensichtlich am 12.12.2011 in der Nähe der Kernbohrung BK 5/2011 bzw. des Testfeldes II ereignet hatte (siehe Anlage 2.1, hier Bilder 28 und 29):

Hier hatte sich neben der BE-Befestigung ein im Durchmesser ca. 0,5 m und in der Tiefe 0,8 m messendes Loch gebildet, das 0,2 m hoch mit Wasser gefüllt war.

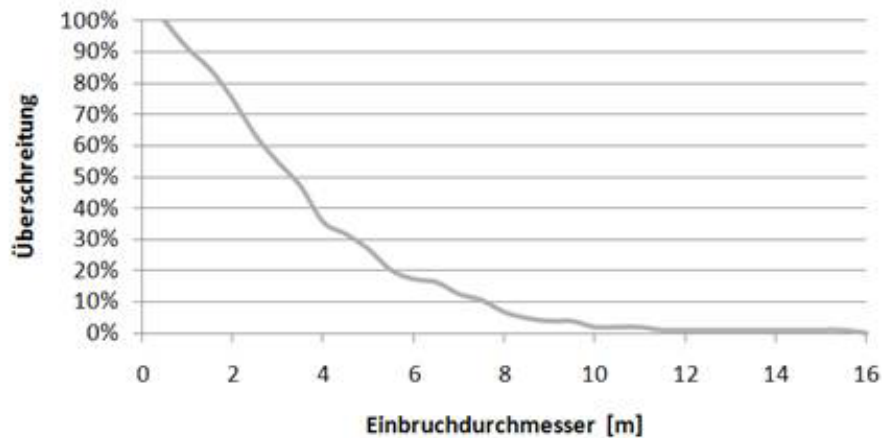
Es kann nicht ausgeschlossen werden, dass kleine lokale Schädigungen der Lehmdichtung im Zusammenhang mit der Herstellung der Betonsäulen und in der Folge in den Untergrund eindringendes Stauwasser zu dieser Schädigung geführt haben.

Auch dieser Umstand würde die hohe Sensibilität der Lockersedimente gegen Wasserzutritte und erosive Mobilisierung belegen.

#### 4.2 Sohleinbrüche seit Inbetriebnahme des Oberbeckens

Nach den Einbruchereignissen vom 18.01.2011 wurden von der Fichtner GmbH & Co. KG in einem ersten Schritt eine Archivrecherche zur Bestandsaufnahme und Analyse alter Schadensfälle und deren Sanierung durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Archivrecherche sind im Bericht „Zusammenstellung und Vergleich der vorhandenen Unterlagen zu den Gründungsverhältnissen und Schadensfällen am Oberbecken der PSW Happurg“ [UX.Y] vom 04.02.2011 zusammengefasst. Danach sind seit der Inbetriebnahme des Oberbeckens im Jahr 1958 mehr als 100 Einbrüche aufgetreten. Bereits bei der Erstbefüllung des Oberbeckens 1958 wurden Schäden in der Sohl-dichtung festgestellt. Die zunächst eher auf Ausführungsfehler zurückgeführt wurden. Weitere Schäden traten im Zeitraum 1958 bis 1976 auf. Erst 1985 trat dann ein weiterer Schadensfall mit einem relativ geringen Umfang auf. Seit 1985 traten bis zu den Einbrüchen im Januar 2011, also über einen Zeitraum von mehr als 25 Jahren keine weiteren Schäden auf. Die zeitliche Entwicklung der Einbrüche und ihrer Durchmesser sowie die Lage der Einbrüche in dem Oberbecken unter Berücksichtigung der Chronologie ihres Eintretens ist in durch die Fichtner GmbH & Co. KG erstellten Auswertungen dokumentiert, die als Anlagen 2.3 und 2.4 dem vorliegenden Gutachten beigelegt sind.

Bild 4.5 zeigt als ein Ergebnis der statistischen Auswertung der geometrischen Ausdehnung der seit Inbetriebnahme des Beckens aufgetretenen mehr als 100 Einbrüche die Überschreitungswahrscheinlichkeit eines bestimmten Einbruchdurchmessers. Bei elliptischer Grundrissform wurde der Auswertung die jeweils *kleinere* Hauptdiagonale eines Einbruchtrichters zu Grunde gelegt. Danach besitzen 35 % aller Einbruchtrichter einen Durchmesser von > 4 m, knapp 20 % aller Einbruchtrichter einen Durchmesser von > 6 m und rund 10 % aller Einbruchtrichter einen Durchmesser von > 10 m.



**Bild 4.5:** Statistische Auswertung des Durchmessers (kleinere Hauptdiagonale) von mehr als 100 seit Inbetriebnahme des Beckens aufgetretenen Einbruchtrichtern im Zeitraum 1958-2011

Die räumliche Verteilung der Einbrüche im Becken in Anlage 2.3 verdeutlicht, dass alle nach 1958 aufgetretenen Einbrüche in einer Zone oder dessen Randbereichen auftreten, die von in den Archivunterlagen dokumentierten 'Felsrändern' begrenzt wird und die als 'Störzone', bzw. im Rahmen dieses Gutachtens nachfolgend als 'Versturzzone' bezeichnet wird.

Wie in Abschnitt 5.2 detailliert ausgewertet wird von den Fachgutachtern weitgehend übereinstimmend gefolgert, dass es sich um Erosionsschäden (rückschreitende Erosion, Suffosion) infolge Ausspülung kretaischer Kluffüllungen (vor allem 'Mehlsand' bzw. rotbrauner-gelber 'Fließsand') im Bankkalk handele. Auf die das Becken nach heutigem Kenntnisstand querende 'Störzone' und deren möglichen Auswirkung wird in keinem der vorliegenden Berichte und Gutachten detailliert eingegangen. Das Bayerische Geologische Landesamt spricht von einer Aneinanderreihung von gefüllten Hohlformen; die Struktur wird auch als 'Trockental', 'Urstromtal' und 'Karsttal' bezeichnet.

Die Erosionsvorgänge werden auf Sickerwasser aus dem Oberbecken zurückgeführt. Dabei wird nicht auf die kontinuierliche Durchsickerung Bezug genommen, sondern es wird vielmehr auf diskrete Schäden (Risse, Fehlstellen) im Dichtungssystem eingegangen.

Die Schadensbehebung erfolgte im Wesentlichen mittels Injektionen. Die Lage der einzelnen Injektionen, die Tiefe und die Zusammensetzung des Injektionsgutes sind bekannt; es werden jedoch keine Angaben zu den jeweiligen Verpressdrücken gemacht.

## 5 Kenntnisstand zur Baugrundsituation

### 5.1 Direkte und indirekte Aufschlüsse

In der Vergangenheit wurden vier maßgebliche Bohrprogramme (1955, 1981, 2005 und 2010) zu den Gründungsverhältnissen des Oberbeckens durchgeführt sowie eine eher umwelttechnisch orientierte Untersuchungen mit Schürfen und Rammsondierungen 2007. Die Lage der hierbei durchgeführten Erkundungen ist im Lageplan in Anlage 1.2 dargestellt. Tabelle 5.1 gibt einen Überblick über die Untersuchungen.

Jahr	durchgeführt von	Erkundungen am Oberbecken		
		Anzahl / Bezeichnung		
		Kernbohrungen	Schürfe	Rammsondierungen
vor Bau 1955	Miller [A26]	20 201-219	-	-
1981	Behringer [A41]	6 B5,B7,G1, G7,G8,G13	-	-
2005	CDM [A47]	8 KB1-8	-	-
2007	LGA [A23]	-	11 S01-S11	48 A1-H7
2010	Fichtner [U09]	5 BK1-BK5	6 S1-S6	-

**Tab. 5.1:** Wesentlich bisherige Erkundungsmaßnahmen am Oberbecken

Während der Planungsphase des PSW Happurg wurden 1955 an 5 Achsen insgesamt 20 Bohrungen durchgeführt. Die geologischen Profile sind im Bericht von Miller [A26] dargestellt und diesem Gutachten als Anlagen 3.1.1 bis 3.1.19 beigelegt. Von



den durchgeführten Bohrungen liegen die Bohrungen 206, 207, 208, 209, 210, 211, 214, 219 in der bisher dargestellten 'Störzone' oder in ihrem Randbereich (Anlage 1.2). Die Bohrungen 206, 207, 208, 210 und 211 besitzen dabei Erkundungstiefen von 5 m und enden teilweise im „*Lehm hellbraun, stark sandig mit Kalksteinplatten*“, also ohne kompakten Kalkstein aufgeschlossen zu haben. Auch die mitten in der heute bekannten 'Störzone' angeordnete Bohrung 214 erschließt bis zur Endteufe bei rund 5 m „*gelben, stark sandigen Lehm, mit Kalksteineinlagen, fest gelagert*“. Die im Südwesten am landseitigen Dammfuß liegende Bohrung 209 erschließt sogar bis 13 m tiefe Sande, dessen Färbung zwischen rotbraun, gelblich-braun bis hin zu grau variiert.

Herr Prof. Birzer hat 1955 unter anderem auf der Grundlage dieser Untersuchungen ein geologisches Gutachten zum Standort erstellt [A1].

Im Jahr 1981 wurden insgesamt 2 Brunnen und 4 Grundwassermessstellen gebohrt. Im Dokument „Schichtenverzeichnisse und Ausbaupläne B6 und B7, sowie G1, G7, G8, und G13“ [A41] sind die Bohrungen und angetroffene Grundwasserstände dokumentiert. Die Bohrprofile sind dem vorliegenden Gutachten als Anlagen 3.1.20 bis 3.1.24 beigelegt. Die Brunnen B6 und B7 sind aktuell in das Überwachungssystem des Oberbeckens integriert. Die Wasserstände der Grundwassermessstellen G1, G7 und G13 werden aktuell wöchentlich mittels Lichtlot gemessen. Hierbei weist nur G13 nennenswerte Variationen der Wasserstände auf. Die Messungen werden in Abschnitt 7.8 ausgewertet.

Im Jahr 2005 wurden von CDM im Rahmen ergänzender Baugrunderkundungen 4 Bohrungen am Ringdamm (KB 1 bis KB 4) und 4 Bohrungen in der Beckensohle (KB 5 bis KB 8) durchgeführt. Die gesamte Baugrunderkundung ist in „Bericht 2: Ergebnisse der ergänzenden Baugrunderkundungen“ [A46] beschrieben. Die Bohrungen am Ringdamm wurden zwischen 0,4 m und 0,7 m in den unter dem Dammkörper angetroffenen Kalkstein abgeteuft. Die Bohrungen in der Beckensohle wurden bei Teufen zwischen 3 m und 4,6 m abgebrochen. In den Bohrungen KB 5 wurde „Verwitterungshorizont“ bzw. in KB 7 „Karstfüllung“ als letzte Schicht angetroffen. Beide Bohrungen liegen im Bereich der bisher dargestellten 'Störzone'.

Im Jahr 2010 wurde von Fichtner/S&P [U09] eine ergänzende Baugrunderkundung durchgeführt, in deren Rahmen fünf Kernbohrungen im Bereich des Ringdamms bis auf den anstehenden Kalkstein abgeteuft wurden. Hierbei wurden neben dem künstlichen Dammkörper in BK3 und BK5 auch der Kalkstein und die unter dem Damm lie-

gende Störzone erkundet. Bei BK 2 und BK 3 wurde im Weißjura ein Hohlraum von 1,0 m bzw. 0,5 m erbohrt. Die Bohrprofile und Kernphotos sind in den Anlagen 3.4.1 bis 3.4.10 des vorliegenden Gutachtens dokumentiert.

Im Bereich der Oberbeckensohle wurden im Jahr 2007 von der LGA [A23] insgesamt 10 Schürfe im Bereich der Oberbeckensohle durchgeführt. Hierbei wurden die Schutzschicht sowie die oberste Schicht der Lehmdichtung erkundet. Die relevanten Ergebnisse sind in Anlage 3.3 dokumentiert. Eine tiefer gehende Erkundung wurde im Rahmen der Schürfe nicht durchgeführt.

Im Bereich des Ringdammes wurden 2005 von CDM [A46] (Anlagen 3.2.9 bis 3.2.12), 2007 von der LGA [A23] (Anlagen 3.3.1 bis 3.3.3) und 2010 von Fichtner [U09] (Anlagen 3.4.11 bis 3.4.16), weitere Schürfe durchgeführt. Diese dienten der Erkundung des künstlich aufgeschütteten Ringdammes und haben daher eher eine untergeordnete Relevanz bei der Bewertung der aktuell entstandenen Schäden. Die Lage der Schürfe ist in Anlage 1.2 dargestellt.

Im Jahr 1957 wurden zur Erkundung der Lehmvorkommen Sondierungen durchgeführt [A50]. Die Lage und die Schlagzahlen der Sondierung sind nicht bekannt.

Die Oberbeckensohle wurde im Jahr 2007 von der LGA [A23] systematisch in einem Raster von ca. 50 m mit insgesamt 54 Rammsondierungen erkundet. Hierbei wurden die Schutzschicht, die Lehmdichtung und obere Bereiche des Untergrundes erkundet. Bei einigen Sondierungen wurde kein Fels erreicht und die Sondierung bei Schlagzahlen von < 5 abgebrochen. Die Rammprofile sind dem vorliegenden Gutachten als Anlagen 3.3.4 bis 3.3.52 beigefügt. Die Rammsondierungen im LGA Gutachten [A23] von 2007 bestätigen aus heutiger Sicht im Wesentlichen die Ausmaße der 'Störzone'.

Die Auswertung der bisherigen Bohrungen erlaubt keine befriedigende Aussage bezüglich der aktuellen Fragestellungen. Zahlreiche Bohrungen haben eine sehr geringe Aufschlusstiefe (wenige Meter). Daher wurden zusätzliche Erkundungen, insbesondere ergänzende Kernbohrungen mit durchgehender Gewinnung von Bodenproben erforderlich, um die Füllung der Störzone und die Eigenschaften des Kalksteins zu erkunden und um zusätzliche Erkenntnisse zu den Grundwasserverhältnissen zu gewinnen. Die umgesetzten Erkundungsmaßnahmen werden in Abschnitt 6 beschrieben.

## 5.2 Gutachterliche Berichte und Stellungnahmen

In der von der Fichtner GmbH & Co. KG erstellten Archivrecherche [U02] werden die zahlreichen für die Planung und während des Betriebs des Oberbeckens erstellten Gutachten und Stellungnahme systematisch ausgewertet. Hierauf wird nachfolgend Bezug genommen, wenn die wesentlichen Aussagen zusammengefasst werden, die im Hinblick auf den im Januar 2011 eingetretenen Schaden und zur Klärung der Schadensursache wichtig sind.

Bereits während der Planungsphase des PSW Happurg wurden Stellungnahmen und Gutachten zu den Gründungsverhältnissen auf dem Deckersberg eingeholt. In einem Bericht von 1954 [A24] wird über ein Gespräch mit Herrn Professor Dr. Marquardt von der Universität Stuttgart berichtet, in dem der Standort als sehr günstig bezeichnet wird. Es wird empfohlen, das Gelände auf Dolinen abzutasten und das Becken mit Beton und Asphalt auszukleiden. In [A21] wird auf die generelle Geologie im Bereich des „Hochbeckens“ eingegangen. Dabei sind keine besondere Bemerkungen zu verzeichnen.

### a) Gutachten

Herr Prof. Birzer hatte bereits 1955 ein erstes geologisches Gutachten zum Standort erstellt [A01]. Er beschreibt, dass die anstehenden Bankkalke im Bereich des Oberbeckens normalerweise starke Zerklüftungen ausweisen, die zu einem völligen Versickern des Niederschlagwassers führen. Er weist auf die Möglichkeit hin, dass die Kalke Höhlen enthalten. Einsturzdolinen an der Oberfläche wurden von ihm nicht festgestellt.

1958 wurde ein weiteres Ergänzungsgutachten von Prof. Birzer erstellt [A02]. Hierin wird festgestellt, dass die Schäden im Bereich des Einlaufbauwerkes wahrscheinlich von einem Einbruch einer „lösungserweiterten Spalte“ in der massiven Kalksteinschicht herrühren.

In Dezember 1958 wurde ein Bericht über die in diesem Jahr aufgetretenen Schäden erstellt [A26]. Schäden wurden durch erhöhte Quellschüttungen vermutet. Die Schadensstellen wurden durch Farbversuche festgestellt. Die Schäden wurden auf verschiedene Ursachen zurückgeführt. In erste Reihe wurden Baumängel herangezogen, aber auch Dolineneinbrüche wurden nicht ausgeschlossen. Sanierungen wurden

im Übergangsbereich Sohle-Böschungsdichtung vorgenommen. Die Sanierungen wurden beim entleerten Becken durchgeführt (siehe auch [A39]).

Herr Professor Dr. Breth hat mehrere Stellungnahmen zu den 1960 aufgetretenen Schäden abgegeben [A03, A04, A05]. Hier werden die Schäden auf falsch verlegte Drainageleitungen und eine damit verbundenen Erosion der mit Feinsanden gefüllten Klufflächen des Kalksteines zurückgeführt. Auch Beschädigung des Kalksteinverbandes durch Sprengarbeiten wird als mögliche Ursache nicht ausgeschlossen. Als Sanierungsmaßnahme wird eine Aufnahme der Sohle, Verschließen (Versiegeln) der Klüfte und Hohlräume und Wiederaufbringung der Sohle vorgeschlagen. Es wird ausdrücklich darauf hingewiesen, dass Injektionen weitere Schäden nicht ausschließen.

Auf Verlangen des Landratsamtes Hersbruck hat Herr Professor Birzer 1961 ein weiteres geologisches Gutachten erstellt [A06]. Darin wird ein „Karsttal“ im Bereich der Sohle des Oberbeckens festgestellt und dessen Entstehung erklärt. Als Untergrenze der Verkartung wird die Höhe 540 mNN angegeben. Folgende Schlussfolgerungen werden u. a. gezogen (Zitat; Unterstreichungen durch Unterzeichneten ergänzt):

- *“Der Deckersberg ist für die Anlage eines Speicherbeckens geeignet“.*
- *„Im Felsuntergrund erosiv entstandene Karstformen sind von vorwiegend feinsandigen kreidezeitlichen Ablagerungen erfüllt. Wie sich gezeigt hat, kann aus dem Becken in den unterlagernden Boden gelangendes Wasser solche Feinsande in die Klüfte des Felsuntergrundes spülen, worauf die vorgekommenen Sohleinbrüche zurückzuführen sind.“*
- *Die durchgeführte Dichtung ist in der Lage, solche Einsickerungen zu verhindern; die eingetretenen Schäden sind von einzelnen Punkten ausgegangen, nicht von der geringen vorausgesehenen Durchlässigkeit der Dichtung“.*
- *„Anhaltende Wasserverluste aus dem Oberbecken können nicht zur Hohlräumbildung gefährlichen Ausmaßes infolge von Kalkauflösung führen.“*

Nachdem die Schäden aufgetreten waren, wurden 1960 erste geoelektrische Messungen durchgeführt. Diese sollten die Untergrundverhältnisse besser definieren und versuchen, die notwendigen Sanierungsflächen zu definieren. In den hierzu erstellten Berichten [A07, A08] wird darauf hingewiesen, dass der Bankkalk in der Gründungssohle des Oberbeckens „regional stark zerklüftet und teilweise tief verkarstet“ ist. Die Klüftungen sind teilweise mit kretaischen Sanden gefüllt. Diese Sande haben ungünstige bodenmechanische Eigenschaften und neigen bei Wasserzutritt zum Fließsandverhalten. Es wird darauf hingewiesen, dass bei den Hangquellen keine Sandförde-

rung nachgewiesen werden konnte. Die Ablagerung erfolgt anscheinend im Gebirge. Dies wird als weiterer Beweis für ein „*Massendefizit im Deckersberg*“ betrachtet. Das Massendefizit besteht „*vermutlich nur zum kleinen Teil in offenen Klüften der jungtertiären Kluftschaar, größtenteils hingegen wohl in leeren Karsthohlräumen im Zuge der präturenen Kluftschaaren*“. „*Tatsächlich kann man in verschiedenen Aufschlüssen immer wieder Höhlen mit nur geringer Füllung beobachten. Offene Höhlen im Ausmaß bis zu 5 m<sup>3</sup> sind jedenfalls keine Seltenheit*“. Als Beispiele von gefüllten und ungefüllten Höhlenstrukturen werden Fotos vom nahegelegenen Hartmannshof beigelegt.

Der Bericht weist auf ein Dolinenfeld [A7] hin: „*Infolge mangelnder Füllung sind sie (wenig geöffnete Klüfte) wichtige Wasserwege und bewirken dadurch ein allmähliches Auswaschen der alten Spaltenfüllungen und hierdurch Nachsackungen mit kleinräumiger dolinenähnlicher Trichterbildung an der Oberfläche. Ein ganzes Feld solcher Erdtrichter über kretazischen Spaltenfüllungen lag damals in jenem zentralen Bereich der Oberbeckensohle, in welchem sich später fast alle Sohleinbrüche ereigneten. Es fiel bei Beginn der Bauarbeiten zwar dadurch auf, dass sich dort die Berechnung des Massenausgleiches wegen der komplizierten Geländegestaltung als praktisch unmöglich erwies, wurde aber in seiner Genese nicht erkannt und daher seiner Gefährlichkeit nach nicht richtig eingeschätzt.*“

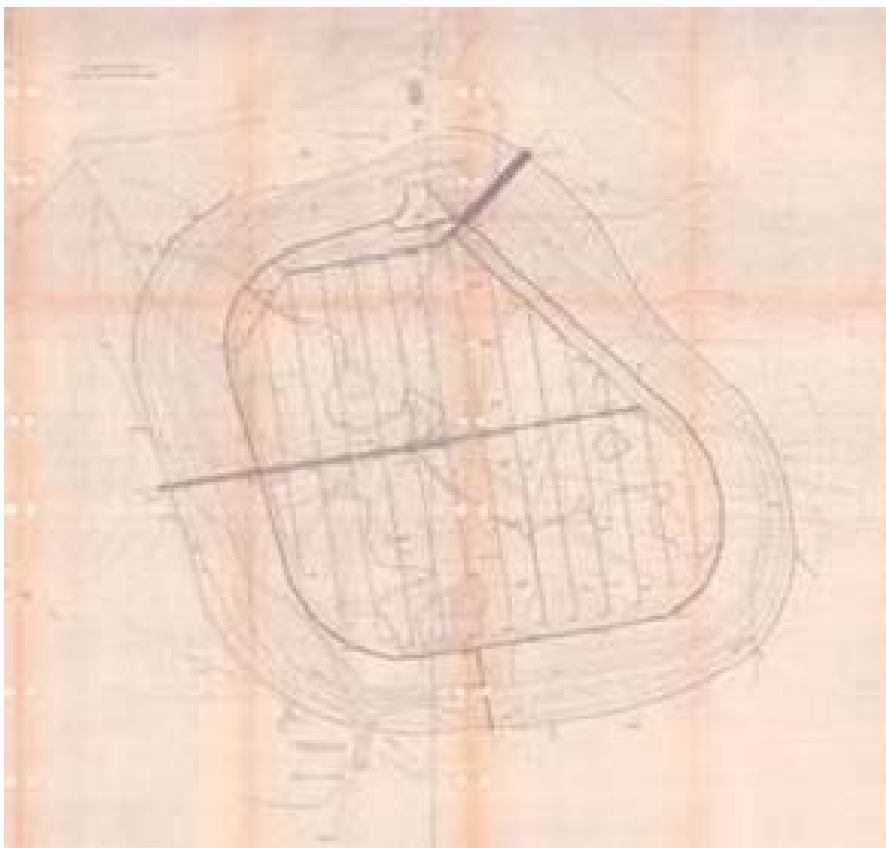
In diesen Berichten wird auch die „während der Bauzeit festgestellte Felsgrenze“ erwähnt. In den entsprechenden Plänen wird diese als „Erosionsrinne“ bezeichnet.

Bild 5.1 gibt einen im Juli 2011 in den Archivunterlagen gefundenen Plan mit der Darstellung dieser Felsränder wieder.

Diese Felsränder wurden in die entsprechenden Plandarstellungen (siehe Anlage 1.2 des vorliegenden Gutachtens) übernommen. Sie konnten durch die umfangreichen direkten und indirekten Erkundungsmaßnahmen, die in vorliegenden Gutachten beschrieben werden, weitgehend bestätigt werden.

In August 1962 wurde ein Gutachten des Bayrischen Geologischen Landesamtes vorgelegt [A09]. Das Gutachten wurde im Auftrag des Landratsamtes Hersbruck erstellt. Dieses Gutachten ist die erste vollständige Zusammenstellung und Interpretation der geologischen Verhältnisse für die Gründung des Oberbeckens. Hier wird eine schlüssige Erklärung der geologischen Verhältnisse sowie eine mögliche Erklärung des Schadensvorganges und -ursache gegeben. Bei der in den Plänen gekennzeichnete „Erosionsrinne“ handelt es sich nach diesem Gutachten um „... drei in etwa N-

S-Richtung aneinandergereihte größere, geschlossene Hohlformen, von denen eine mittlere ganz innerhalb des Speicherbeckens liegt; die beiden anderen jeweils unter dem Beckenrand hindurch reichen. Außerdem existieren eine Anzahl kleinere, aber markante Hohlformen innerhalb des Beckens.“ Es wird festgestellt, dass während der Bauzeit und Sanierungsarbeiten, beobachtet wurde, dass diese Hohlformen mit kreidezeitlichen Sanden und Tonen sowie eiszeitlichen Lehm gefüllt waren. Erst durch Wasseraustritte aus dem Oberbecken sind solche Kluffüllungen ausgespült worden, welches dann zu weiteren Erosion bis hin zu Bildung der Einsturztrichter geführt habe.



**Bild 5.1:** Planerische Darstellung der während der Bauausführung festgestellten Felsgrenze (Archiv)

Es wird auch erwähnt, dass während der Bauzeit im Bereich des Oberbeckens ein Trichterdolinenfeld (Schwemmland-Dolinen) mit einem Ausmaß von ca. 10.000 m<sup>2</sup> und bis zu 4 m Tiefe vorgefunden wurde. Es wird angenommen, dass der Vorgang

der zu den Schäden in der Beckensohle geführt hat, dem Vorgang vergleichbar ist, der zu den Trichterdolinen führte. Die Sohleinbrüche werden auf „die Anwesenheit und Eigenschaften der kreidezeitlichen Ablagerungen im alten Karstrelief“ zurückgeführt.

Es wurden eine große Zahl Bodenproben aus den Klüftfüllungen entnommen und deren Kornverteilung untersucht. Ein Teil der Bodenproben werden als „ausgesprochene Sanduhr-Sande (Mehlsand), die durch kleine Öffnungen auslaufen können“ bezeichnet. „Ein Wasserzutritt zu solchen Materialien muss eine rasch fortschreitende Erosion zur Folge haben, wenn sie ein zerklüftetes und verkarstetes Gebirge überlagern“.

Zu den Sanierungsarbeiten wird ausgesagt, dass Injektionen zur Verfüllung der Hohlräume gewählt wurden mit dem Hinweis: „Verpressdrücke in der Regel bis max. 6 kg/cm<sup>2</sup>; selten 10 kg/cm<sup>2</sup>“. Des Weiteren wird hervorgehoben: „eine Injektion vermag jedoch bei den vorliegenden Verhältnissen die beiden anderen Ursachen: Fehlstellen der Dichtung und Erosionsempfindlichkeit der Kreidesande nicht zuverlässig zu beheben.“

Es wird auch die Frage gestellt, ob eventuell auftretende unterirdische Ausspülungen zu einem Dambruch des Oberbeckens führen könnten. Um dies zu vermeiden, wird gefordert, „daß sämtliche derzeit feststellbaren Hohlräume unter dem Damm einwandfrei verfüllt werden und die Bildung neuer Hohlräume durch Verhinderung von Wasseraustritten aus dem Becken in den Untergrund des Dammes vermieden wird.“ In dieser Verbindung wird ein Grenzwert für die zulässigen Sickerwasserverluste vorgeschlagen (10 l/s).

In August 1978 hat das Bayrische Geologische Landesamt ein Gutachten über Sickerverluste und die Standsicherheit des Oberbeckens vorgelegt [A10]. In dem Gutachten wird detailliert auf natürliche und die durch das Oberbecken verursachte Sickerwasserströmungen eingegangen. Als Hauptproblem wird die allgemeine Hangstabilität und Standsicherheit des Gebirges betrachtet. Weiterhin wird ausgesagt, dass die Forderung des Genehmigungsbescheides zur Vermeidung von Wasseraustritten aus dem Oberbecken mit der bestehenden Anlage nicht erfüllbar ist. Dennoch wird eine Abnahme und Betriebsgenehmigung bis auf Widerruf empfohlen, verbunden mit klaren Auflagen zur Sickerwasserkontrolle. Bemerkenswert ist eine weitere Aussage aus der Zusammenfassung: „Die unvermeidbaren Sickerwasserverluste werden jedoch bei der bestehenden Anlage und unter den gegebenen Untergrund-

*verhältnissen immer wieder zu einem lokalen Versagen der Dichtung führen. Von diesen Einbrüchen der Dichtung geht eine ernstzunehmende Gefahr aus, der durch ständige Kontrolle und rechtzeitige Beckenentleerung begegnet werden muss.“*

In August 1980 legt das Bayrische Geologische Landesamt eine weitere Stellungnahme zu Fragen der Standsicherheit vor [A11]. Hierin wird vor allem auf die Stabilität des Gebirges bzw. der Hänge infolge erhöhter Sickerwasserdurchströmung eingegangen. Zur Problematik der Sohleinbrüche wird ausgesagt, dass diese mit größter Wahrscheinlichkeit eine Sekundärererscheinung sind, die mit der Erosionsempfindlichkeit des Untergrundes in Zusammenhang steht. Als mögliche Eintrittstellen für den erhöhten Sickerwasserandrang werden eventuelle Risse in der Erdbetondichtung des Ringdammes genannt. Als Ursache für die Sohlschäden werden Erosionsvorgänge der Kluffüllungen des Bankkalkes angegeben. Abschließend wird ausgesagt: *„Eine Gefährdung des Oberbeckens ist bei den gegenwärtigen Betriebsbedingungen nicht erkennbar.“*

In April 1982 legt das Bayrische Geologische Landesamt eine abschließende Stellungnahme zur Fragen der Standsicherheit des Oberbeckens vor [A12]. Es wird über Farbversuche am Einlaufbauwerk sowie Bohrungen zwecks Untersuchung des Filtersandes und Erdbetons im Ringdamm berichtet. In der Stellungnahme wird Folgendes bestätigt: *„Auf Grund der Ergebnisse der Untersuchungen und Verbesserungen des Meß- und Kontrollsystemes bestehen keine Bedenken hinsichtlich der Sicherheit des Oberbeckens mehr.“* Die Stellungnahme enthält auch eine Aussage zum Grundwasserspiegel am Dammfuß. Es wird betont, dass das durch die Sohle und in den Damm dringende Sickerwasser erst auf dem Ornatenton einen durchgehenden Wasserhorizont bildet. Es wird allerdings auf das festgestellte lokale Grundwasser bei G 13 hingewiesen. Dieses Grundwasser wird *„lediglich von den Niederschlägen beeinflusst. Es dürfte sich hier um ein lokales Grundwasser auf einer Tonschicht handeln.“*

In der Bauabnahme des Oberbeckens von 1982 [A13] wird vor allem auf vorliegenden Gutachten und Stellungnahmen Bezug genommen. Es werden die notwendigen Kontrollmessungen des Sickerwassers bestätigt. Eine entscheidende Tatsache sei: *„Zwei Jahrzehnte „Probetrieb“ haben gezeigt, daß es dem Betreiber möglich war und ist, das Bauwerk trotz der gegebenen Sickerwasserverluste und der mehrmals aufgetretenen lokalen Einbrüche der Dichtung sicher zu betreiben.“*

Die Gutachten und Stellungnahmen, die nach der Bauabnahme erstellt wurden, enthalten keine neuen Erkenntnisse oder Erklärungen zu den Schadensvorgängen. Es



wird jedoch deutlich, dass die registrierten Schadensfälle alle innerhalb oder im Randbereich der geologischen Störzone (häufig als Erosionsrinne bezeichnet) liegen.

In [A17] wird die geometrische Form der Störzone bestätigt. Darstellung C dieses Gutachtens (dort: Anlage 2) weist die Lage der Einsturztrichter im Verhältnis zu dem Umriss der Störzone aus. In Verbindung mit Berichten zu Sanierungsnotwendigkeiten und mögliche Sanierungsverfahren des Oberbeckens wurden weitere Bodenerkundungen durchgeführt wurden. Es sind jedoch keine gezielten Untersuchungen zu der Störzone durchgeführt. Die Ergebnisse der zusätzlichen Bodenuntersuchungen werden im Kapitel 2.3 dieses Berichtes behandelt.

In den neueren Gutachten [A18, A19, A20, A21, A22] wird vor allem zu dem Überwachungssystem Stellung genommen. Diese Stellungnahmen berücksichtigen, dass die Untergrundverhältnisse des Oberbeckens problematisch sind und es in der Erstellung des Dichtungssystems Imperfektionen gegeben hat.

In [A22] wird zudem ausgeführt, dass das PSW Happurg eine neue Betriebsweise (schnellere Lastwechsel) unterliegt, welches zu einer höheren Belastung des Oberbeckens (Dichtungssystem) führt. In der Zusammenfassung wird behauptet, ohne eine entsprechende technische Grundlage vorzuweisen, dass *„aktuelle Messungen darauf hinweisen, dass sich der Zustand des Beckens nicht ausreichend stabilisiert hat. Vielmehr muss bei hohen Betriebswasserständen mit großen Sickerwassermengen gerechnet werden. In der Folge können neue Dichtungseinbrüche entstehen.“*

Im Rahmen der Untersuchungen in Verbindung mit Sanierungsmaßnahmen des Oberbeckens wurden weitere Baugrunduntersuchungen vorgenommen. Die Ergebnisse sind in [A23] dargestellt. Es wurden dabei 56 Rammsondierungen in der Sohle durchgeführt. Die Löcher der Rammsondierungen wurden laut Bericht fachgerecht geschlossen. Die überwiegende Zahl der Sondierungen erreichten etwa 2 m Tiefe. Acht Sondierungen erreichten Tiefen von 6 m bis 8 m. Es kann jedoch nicht unterschieden werden, ob die hohen Schlagzahlen aus dem Antreffen der Felsoberfläche, von Injektionsschichten oder eingelagerte Felsblöcke herrühren.

## **b) Berichte zu Schadensfällen**

Es liegen drei Zusammenfassungen hinsichtlich der Schadensfälle und über die damit verbundenen Wasserstandsmessungen vor.

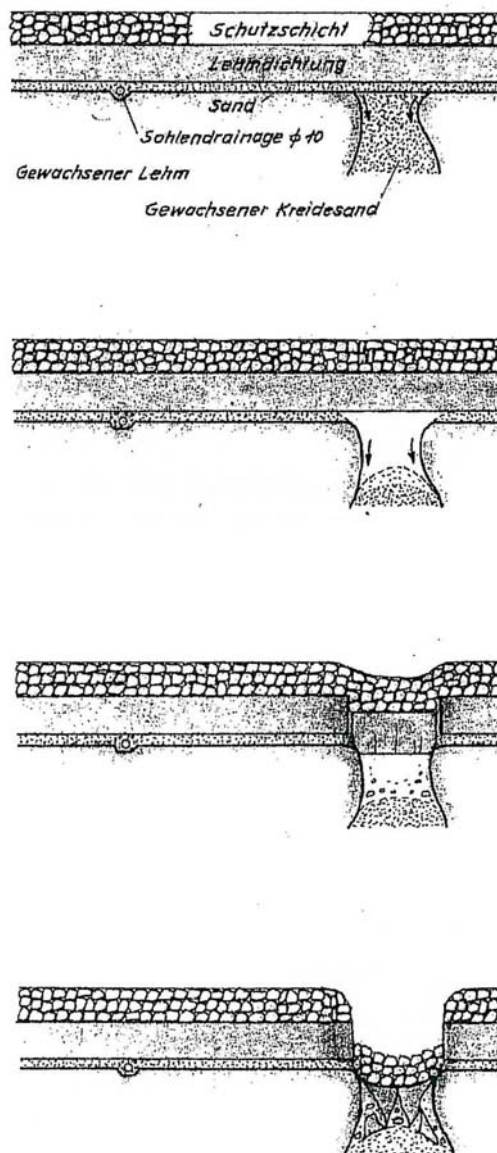
In [A39] wird auf die Zusammenhänge des Grundwasserspiegels über dem Ornatenton in Verbindung mit den Sickerwasserverlusten des Oberbeckens eingegangen. Diese Zusammenfassung bezieht sich auf Verhältnisse, die bereits in den Berichten des Bayerischen Geologischen Landesamts dargestellt wurden.

In dem bereits Ende 1958 von O. Szüszner erstellten Bericht zur Oberbeckendichtung [A42] finden sich in Kapitel 3.6 'Oberbecken', detaillierte Ausführungen zu den Schadensfällen und deren Sanierung. Hervorzuheben ist die Beschreibung der Schäden in der Sohle im Jahre 1960. Auf Grund erhöhter Sickerwasserverluste wurde das Oberbecken entleert. Während der Entleerung war ein Loch in der Sohle von rund 0,5 m Durchmesser sichtbar. *„Erst als im Oberbecken kein Wasser mehr war und in der Einbruchstelle der Wasserspiegel bis in den Untergrund abgesunken war, sind plötzlich in der Nähe zehn weitere Einbrüche erfolgt. Die Sohle ist dort plötzlich abgesunken, in der Mitte der Absenkung ist eine Wasserfontäne aufgestiegen und die Schutzschicht mit der Dichtung in die Tiefe gestürzt. Es haben sich regelrechte Krater gebildet, die bis zu 10 m Durchmesser groß und bis zu 3 m tief waren.“* Als Hauptursache für die Schäden wird auch hier die Ausspülung von kreidezeitlichen Sandadern mit entsprechender rückschreitender Erosion unter der Sohle erklärt. Eine entsprechende Abbildung aus diesem Bericht stellt einen möglichen Erosionsvorgang dar (Bild 5.2).

In [A43] wird der registrierte Schaden von 1985 beschrieben. Hier wird nochmals ausgeführt, dass das installierte Überwachungssystem funktioniert hat. Während des Betriebes wurden die ersten Sanierungsmaßnahmen vorgenommen, jedoch ohne deutliche Wirkung. Nach Absenken des Oberbeckens in einer vorgeplanten Revisionsphase wurde ein Loch in der Sohle in der Mitte des Beckens festgestellt und anschließend sofort geschlossen. Das Loch hatte ein Durchmesser von etwa 1,2 m. Im Bereich der Schadensstelle wurden weitere Injektionsarbeiten zur Sohlstabilisierung durchgeführt.

### **c) Aktenvermerke und Arbeitsberichte**

Es liegen einige Aktenvermerke vor, die zusätzliche kleine Hinweise zu den geologischen Verhältnissen und Sohl-sanierung geben. Einige der Vermerke sind ohne



**Bild 5.2:** Erklärungsmodell für die Entstehung der Schäden in der Sohle gemäß Bericht von 1958 [A42]

Verfasser und einige wenige ohne exaktes Datum. Es ist wahrscheinlich, dass sie von Herrn O. Szüszner stammen, der zunächst als Bauleiter und dann in der Bauabteilung der Großkraftwerk Franken AG tätig war

Zwei Arbeitsberichte der Firma Hochtief, Nürnberg [A26, A27], berichten über Erkundungsstollen unter dem Oberbecken. Die Höhenkote des Stollenmundes des oberen Erkundungsstollens wird mit 507 mNN angegeben. In den Arbeitsberichten wird über zahlreiche Spalten und Kluftscharen im Kalkstein berichtet. Die größten Spalten werden in den vorderen 60 m der Erkundungsstollen verzeichnet. Es werden Hohlräume in Folge Spalten bis zu 60 cm festgestellt. Zwischen den großen Spalten befinden sich Klüfte mit Breiten von 2 cm bis 15 cm. Über den Kalkstein wird gesagt [A26], dass „*das eng- und weitmaschige Spaltensystem im Verein mit den horizontalen und N-S und O-W verlaufenden, steil einfallenden Klüften, die sämtlich ein mehr oder weniger mächtiges Lettenbesteck tragen, einen regulären Vortrieb im Stollen zeitweise völlig unmöglich machte.*“ In [A27] wird weiter ausgeführt. „*Ab Stollenmeter 60,00 tritt die Gebrächheit und Zerrüttung des Liaskalksteins zurück, so dass ein relativ „gesunder Fels“ ansteht.*“ Diese Hinweise belegen die starke Durchlässigkeit des Kalksteines.

In [A29] finden sich Angaben über Filter und Drainagen In [A51] werden Ergebnisse von Untersuchungen des Talschotters aufgeführt.

Der Vermerk [A53] von 1960 berichtet über Rammsondierungen im Oberbecken. Diese wurden in einem Raster von 25 m durchgeführt. Sie dienten anscheinend zur Feststellung der natürlichen Lehmböden. Als wichtige Bemerkung kann man festhalten, dass „*die Oberfläche des anstehenden Kalksteines äußerst unregelmäßig gestaltet ist und die vorhandenen Lehmlager in sehr unterschiedlicher Mächtigkeit anstehen.*“

In [A31] wird ein Konstruktionsfehler in der Dammgründung im Bereich des Felseinschnittes festgestellt und entsprechende Sanierungsvorschläge gemacht.

[A32] gibt die Erosion der Kluftfüllung mit Mehlsand als Ursache für die 1960 aufgetretenen Schäden an.

In einem weiteren Vermerk [A55] wird über die Ausführungsfehler (nicht geschlossene Drainagen) im Oberbecken berichtet. In dieser Verbindung wurden ergebnislos staatsanwaltliche Untersuchungen wegen möglicher Sabotage durchgeführt.

1961 wurden die aufgetretenen Schäden bei der Obersten Baubehörde in München besprochen [A56]. Dabei wurde die geringe Tiefe der Aufschlußbohrungen beanstandet. Es wurden geo-elektrische Messungen besonders für „*den Baugrund der Dämme im Bereich des mit Lehm aufgefüllten „Urstromtales“*“ gefordert.

[A57] und [A58] geben kurze Übersichten über die Schäden und die Sanierungsarbeiten von 1960 und bis 1962.

Es wird mehrfach über die Schäden und die Injektionsarbeiten berichtet [A36, A37, A59, A61].

Dabei werden Informationen zu Sickerwassermengen sowie Angaben über ausgeführte Injektionsarbeiten gemacht.

#### **d) Fotodokumentationen**

Im Archiv liegt eine umfangreiche Fotodokumentation der Anlage vor. Die Dokumentation beginnt mit der Erstellung des Kraftwerkes und umfasst nahezu alle Ereignisse bis heute. Die Schadensfälle und Sanierungsarbeiten sind entsprechend dokumentiert. Typische Schadensbilder der Ereignisse haben große Ähnlichkeit mit den im Januar 2011 beobachteten Einbrüchen, wie die ausgewählten Aufnahmen in den Bildern 5.3 bis 5.5 exemplarisch belegen. Offensichtlich wurden bereits 1960 in der 'Störzone' Schurfarbeiten in den Lockergesteinen der heute bekannten Versturzzone ausgeführt - und dies bis in größere Tiefen unter Beckensohle (Bild 5.4).



**Bild 5.3:** Fotodokumentation von Einbrüchen in Beckenmitte  
im Oktober 1960



**Bild 5.4:** Freilegen einer Einbruchstelle im November 1960



**Bild 5.5:** Einbruchstellen und Sanierungsarbeiten am 26.07.1974

## **6 Untersuchungsumfang der Erkundungen im Jahr 2011**

### **6.1 Vorbemerkungen und Ziele**

Die bisher aufgetretenen Sohleinbrüche liegen mit Ausnahme der Schäden am Einlaufbauwerk im Bereich einer bisher oft auch als 'Erosionsrinne' bezeichneten 'Störzone', die nach den derzeitigen Erkenntnissen in Nord-Süd-Richtung unter der Basis des Oberbeckens verläuft (siehe Anlage 1).

Auf der Basis der bisherigen Schadensereignisse in den Perioden 1958 bis 1965, 1974 bis 1977, 1985 und Januar 2011, der Ergebnisse der bis dato vorliegenden Baugrunderkundungen und den bisherigen geologischen und geotechnischen Bewertungen konnte nach dem Kenntnisstand im Frühjahr 2011 in der Gesamtschau vermutet werden, dass die bisher eingetretenen Sohleinbrüche nicht primär auf fortschreitende Auslaugungsprozesse im Kalkstein, sondern vielmehr auf Erosionsprozesse in der 'Störzone' in Verbindung mit dem klüftigen und/oder kavernoßen Kalkstein zurückzuführen sein könnten. Dabei schien es infolge von temporären Wasserströmungen innerhalb der Störzone zu einem erosiven Austrag der hier verschiedentlich beschriebenen enggestuften (Fein-)Sande gekommen zu sein, so dass es zu Hohlraumbildungen gekommen sein könnte, in deren Folge sich in der Beckensohle die sich als 'propfenartige' Sohleinbrüche darstellenden Schadenserscheinungen eingestellt haben. Da ein Austrag erosiv mobilisierten Materials bisher nicht beobachtet wurde, zugleich aber eine gewisse Tendenz zur Lage der Einbruchtrichter am Rande der Störzone festzustellen war, schien eine Erklärung darin zu sehen sein, dass die (Fein-)Sande in offene Kluft- und/ oder Karststrukturen des in der Flanke, gegebenenfalls auch in der Sohle der talartig (?) ausgebildeten Störzone anstehenden Kalksteins ausgetragen wurden und sich hier abgelagert haben. Zu klären war bei diesem Szenario, ob das die Erosionsprozesse auslösende Wasser über lokale Undichtigkeiten in der Dichtung der Beckensohle in den Untergrund eingedrungen ist oder ob äußere Einflussfaktoren wie Starkniederschlagsereignisse oder Schneeschmelze zu einem zumindest temporären Grund- oder Schichtwasservorkommen in der Störzone führen und damit ebenfalls oder sogar (multi-)kausal zu den Schadensereignissen beigetragen haben könnten.

Auf Grund der im Frühjahr 2011 zur Verfügung stehenden Datengrundlage konnten keine gesicherten Aussagen über die räumliche Ausdehnung der Störzone, ihre Füllung und die in diesem Bereich relevanten (Grund-)Wasserverhältnisse getroffen werden. Es wurde daher erforderlich, die Untergrundverhältnisse des Oberbeckens

generell und insbesondere im Bereich der Störzone ergänzend zu erkunden. Dabei waren insbesondere auch die Bereiche zu betrachten, bei denen der Ringdamm im Bereich der Störzone liegt.

Primäre Ziele der geplanten zusätzlichen Baugrunderkundung waren daher:

- Klären der Schadensursache für die am 18.01.2011 eingetretenen Sohleinbrüche;
- Verbesserung bzw. Fortschreibung der Kenntnisse über die Baugrundsituation und die Grundwasserverhältnisse im Oberbecken, hier insbesondere im Bereich der Störzone;
- Grundlagenermittlung für eine gegebenenfalls erforderliche Anpassung des Erkundungskonzeptes;
- gegebenenfalls Integration einzelner Bestandteile des ergänzenden Erkundungsprogramms in das zukünftige Überwachungsprogramm des Oberbeckens.

Konkret sollten folgende Randbedingungen geklärt werden:

- Geometrische Ausdehnung und Tiefe der Störzone unter der Beckensohle und dem Ringdamm;
- Art und Zusammensetzung der Füllung der Störzone und deren bodenphysikalischen und -mechanischen Eigenschaften;
- Hohlraumfreiheit der Störzone unter der Beckensohle und dem Ringdamm;
- Eigenschaften des die Störzone unterlagernden bzw. des an den 'Talflanken' der Störzone anschließenden Kalksteins (insbesondere Ausbildung und Orientierung Kluffüge, Kluffbreite und -füllung);
- hydrogeologische Verhältnisse in der Störzone, insbesondere Grundwasserverhältnisse, Durchlässigkeiten, hydraulische Verbindungen;
- hydrogeologische Situation des Grundwasserleiters an der Basis des Jura-Kalksteins über dem als Grundwasserstauer wirkenden Ornatenton.

## **6.2 Vorbereitende Arbeiten**

Im Vorlauf der Erkundungsarbeiten mussten die sich über die Jahre an der Beckensohle als mehrere Dezimeter mächtige Sedimente abgesetzten Schwebstoffe vorlaufend abgetragen werden.

Auch wenn die Wahrscheinlichkeit hierfür nach dem Abstau des Oberbeckens am 18./19.01.2011 gering war, konnte auf Grund der jüngst gewonnenen Erfahrungen das lokale Einbrechen der Sohle im Oberbeckens im Bereich der 'Störzone' nicht gänz-



lich ausgeschlossen werden, da sich bei dem Schadensereignis im Januar 2011 ein Einbruchtrichter mit einem Nachlauf von rund 18 bis 24 Stunden nach Entleerung des Beckens ausgebildet hatte. Da im Frühjahr 2011 die grundsätzliche Möglichkeit gesehen wurde, dass Hohlräume unter der vorhandenen Dichtung entstanden sind, die bisher nicht erkannt wurden und die beim Befahren mit schwerem Gerät unter Auflast einbrechen könnten, war dieses Risiko ist bei der Sedimenträumung sowie bei den Erkundungsarbeiten zu beachten.

Um der potentiellen Gefahr von Nachbrüchen zu begegnen, wurden die Sedimente zunächst trassenförmig mit einem sogenannten Longfront-Bagger geräumt und die Beckensohle anschließend mit einem an einem Bagger installierten Anbauverdichter im Bereich der 'Störzone' flächendeckend rüttelnd geprüft, bevor die Beckensohle befahren wurde.

### **6.3 Konzept und Untersuchungsumfang**

Zur Klärung der Schadensursache für die im Januar 2011 aufgetretenen Sohleintrübe und zur ergänzenden Erkundung der Baugrund- und Grundwassersituation wurden deshalb im Jahr 2011 umfangreiche Erkundungsmaßnahmen durchgeführt.

Im Vorfeld wurden Konzepte für ein in zwei Phasen gegliedertes Erkundungsprogramm [U03] und [U04] vorgelegt, die mit den Projektbeteiligten und den beteiligten Fachbehörden abgestimmt wurden.

Die entsprechend dieser Erkundungsprogramme ausgeführten **Untersuchungsmaßnahmen** können im Überblick wie folgt zusammenfassend gegliedert werden:

- Ausführung von 56 Kernbohrungen mit vollständigem Kerngewinn (insgesamt 1.707 m Bohrmeter),
- Durchführung von optischen und akustischen Bohrlochscannermessungen in 49 Kernbohrungen und zwei Grundwassermessstellen (insgesamt 966,3 m Messstrecke) zur Erkundung des struktureologischen Aufbaus des Kalksteins und möglicher Hohlräume,
- Durchführung von 49 hydraulischen Bohrlochversuchen (WD-Tests) in 20 Kernbohrungen in den Kalksteinen unter dem Becken;
- Entnahme von insgesamt 657 Boden- und Felsproben zur Durchführung von

bodenmechanischen, felsmechanischen und umwelttechnischen Laborversuchen,

- Ausbau von 54 der 56 Kernbohrungen zu Grundwassermessstellen und fortlaufende, teilweise automatisierte Messung der (Grund-)Wasserstände,
- Entnahme von 3 Wasserproben und Untersuchung auf betonangreifende Eigenschaften,
- Herstellung von mehreren Großschürfen im Bereich der Einbruchtrichter vom Januar 2011 sowie zur weiteren Erkundung u.a. im Anschluss des Dichtungssystems an das Einlaufbauwerk, zur Erkundung der Baugrundsituation im Bereich der geplanten Durchpressung der Dränage und zur Zusammensetzung der Dammschüttung,
- Ausführung von 13 schweren Rammsondierungen (DPH) in den Lockergesteinen der Versturzzone;
- umfangreiche geophysikalische Untersuchungen in zwei Messkampagnen zur Ermittlung der räumlichen Abmessungen der Versturzzone und der Beschaffenheit der Versturzzonenfüllung (Goelektrik und Refraktionsseismik) sowie zur Überprüfung der Existenz möglicher Anomalien im Kalkstein außerhalb der Versturzzone (Mikrogravimetrie):
  - geoelektrische Messungen und Auswertung als Gleichstrom-2D-Widerstandstomografie in 38 Profilen in Ost-West-Richtung und 3 Profilen in Nord-Süd-Richtung auf der Beckensohle und zwei umlaufenden Profilen am wasserseitigen und landseitigen Fuß des Ringdamms; in der Summe mit 14.718 laufenden Metern geoelektrischen Profilen;
  - refraktionsseismische Messungen in 25 Profilen in Ost-West-Richtung auf der Beckensohle und in zwei Teilabschnitten am wasserseitigen Fuß des Ringdamms; in der Summe mit 6.460 laufenden Metern geoelektrischen Profilen;
  - mikrogravimetrische Messungen in den Bereichen der Beckensohle mit anstehendem Kalkstein mit insgesamt 2.739 Messpunkten;

Ferner wurde ein Feldversuch zur Untersuchung der Eignung von Bohrloch- und Zwischenfeldmessungen, hier von den Verfahren Crosshole-Seismik, Crosshole-Radar und Bohrloch-Radar durchgeführt;

- Durchführung von 30 statischen und 7 dynamischen Plattendruckversuchen auf der Lehmdichtung der Beckensohle und der Dichtung des Ringdammes (reiner

Talschotter´ und Tonbeton) sowie Dichtebestimmungen im Feld;

- Durchführung von boden- und felsmechanischen Laborversuchen.

Die Art und der Umfang der Maßnahmen werden nachfolgend detaillierter beschrieben. Die Ergebnisse der Erkundungsmaßnahmen werden in Abschnitt 7 vorgestellt und fachgutachterlich bewertet.

### 6.3.1 Kernbohrungen

Die Auswertung der bisherigen Kernbohrungen erlaubte keine befriedigende Aussage bezüglich der aktuellen Fragestellungen. Zahlreiche Bohrungen haben eine sehr geringe Aufschlusstiefe (siehe Abschnitt 5.1). Daher wurden zusätzliche Kernbohrungen mit durchgehender Gewinnung von Bodenproben erforderlich, um die Füllung der Störzone und die Eigenschaften des Kalksteins zu erkunden und um zusätzliche Erkenntnisse zu den Grundwasserverhältnissen zu gewinnen.

Zur Erkundung der Baugrund- und Grundwasserverhältnisse wurden von der ABT Wasser- und Umwelttechnik GmbH, Mindelheim, unter unserer fachgutachterlichen Begleitung von April bis August 2011 im Bereich des Oberbeckens des Pumpspeicherkraftwerkes Happurg in zwei Erkundungsphasen insgesamt

- 56 Kernbohrungen mit vollständigem Kerngewinn entsprechend DIN EN 22475-1:2007-01 mit minimal 7 m und maximal 85,2 m, überwiegend aber 20 m bis 35 m Erkundungstiefe,

in der Summe mit insgesamt 1.713 m laufenden Bohrmeter

niedergebracht. Im Bereich der ´Störzone´ wurden die Bohrungen im Hinblick auf die zu erwartenden feinkörnigen Böden grundsätzlich als Linerbohrungen ausgeführt, um einen qualifizierten Kerngewinn zu gewährleisten (Bohrungen mit Probengewinn der Güteklasse 1 nach DIN EN 1997-2 bzw. DIN EN ISO 22475-1:2006, mit eingezogener fester Kernumhüllung (Liner)). Das Antreffen von Steinen und/oder Kalk- und Sandsteinbrocken machte in Einzelfällen eine wiederholte Umstellung des Bohrvorgangs erforderlich. Die Bohrungen wurden mindestens 5 m, in der Regel aber 10 m in den Kalkstein geführt. Im Kalkstein wurden die Bohrungen grundsätzlich unverrohrt ausgeführt, allerdings machte das Antreffen größerer gefüllter Hohlräume und gebräucher Partien im Einzelfall das Nachführen einer Felsverrohrung erforderlich.

Die Kernbohrungen sind mit ihrem Standort, ihrer Aufschlusstiefe und ihrem Ausbau als Grundwassermessstellen in Tabelle 6.1 zusammenfassend dokumentiert. Eine detailliertere Zusammenstellung enthält Anlage 4.0.2.

Die Bohrungen der 1. Erkundungsphase [U01] wurden zunächst nach dem im Frühjahr 2011 gegebenen Kenntnisstand geplant und angeordnet. Nach Vorliegen der vorläufigen Ergebnisse der ersten geophysikalischen Messkampagne wurden die ergänzenden Kernbohrungen der 2. Erkundungsphase [U02] geplant mit dem Ziel, erkennbar werdende Anomalien gezielt zu erkunden bzw. das Erkundungsraster der direkten Baugrundaufschlüsse unter Berücksichtigung der in der Geophysik erkennbaren räumlichen Ausdehnung der 'Störzone' zielgerichtet zu verdichten.

Nach erfolgter Freilegung und Sicherung der Einbrüche im Rahmen von Schürfen wurden drei Bohrungen (BK 1a/2011, BK 1b/2011 und BK 1c/2011) direkt im Zentrum der Einbrüche 17, 3 und 1 abgeteuft. Zusätzlich wurde die Bohrung BK 1d/2011 zwischen den Einbruchtrichtern 3 und 1 in den vermeintlich ungestörten Lockergesteinen niedergebracht.

Auch im Zentrum des Einbruchtrichters 7, hier allerdings zeitlich vor der nachlaufenden Schurferkundung, wurde eine Kernbohrung angeordnet (BK 34/2011).

Alle Erkundungspunkte wurden zunächst von der Bohrfirma ausgepflockt und dann nach Ausführung vom Ingenieurbüro Vogl, Würzburg, nach Lage und Höhe geodätisch eingemessen und von der Fichtner GmbH & Co. KG entsprechend den von der Bohrfirma übermittelten Daten in Anlage 1.2 eingezeichnet.

Den Bohrungen wurden von der ABT Wasser- und Umwelttechnik GmbH Boden- und Felsproben der Güte-Klassen 1 und 3 nach DIN 4021 entnommen. Den Kernbohrungen wurden dabei für boden- und felsmechanische Untersuchungen insgesamt

146 Sonderproben (Felsproben) der Güteklasse 1 und

511 Bodenproben der Güteklasse 3 nach DIN 4021,

in der Summe 657 Proben entnommen.

Bohrung	Phase	Standort	Gelände/ Bohr- ansatz- punkt [mNN]	Auf- schluss- tiefe [m]	Ober- kante Pegel [mNN]	Ø Grund- wasser- mess- stelle	OK Filter- strecke [m]	UK Filter- strecke [m]	UK Pegel- rohr [m]
BK 1a/2011	1	Sohle, Zentrum ET17	561,37	28,00	562,37	2"	12,50	17,00	17,00
BK 1b/2011	1	Sohle, Zentrum ET 3	561,36	24,00	562,36	2"	18,50	23,10	23,00
BK 1c/2011	1	Sohle, Zentrum ET 1	561,20	16,00	562,20	2"	11,00	16,00	15,70
BK 1d/2011	1	Sohle seitlich ET 1/3	561,33	8,40		keine			
BK 2/2011	1	Sohle Becken	561,61	33,00	562,61	4"	5,50	10,00	
						4"	17,50	22,00	22,00
BK 3/2011	1	Sohle Becken	561,28	12,00	562,31	2"	7,50	12,00	12,00
BK 4/2011	1	Sohle Becken	561,38	32,00	562,38	4"	4,00	8,00	
						4"	11,50	16,00	16,00
BK 5/2011	1	Sohle Becken	561,60	26,00	562,35	2"	20,50	26,00	26,00
BK 6/2011	1	Sohle Becken	560,94	69,80	561,94	2"	62,20	67,70	67,70
BK 7/2011	1	Sohle Becken	561,23	22,00	562,19	2"	6,50	11,00	11,00
BK 8/2011	1	Sohle Becken	561,26	10,00	562,19	2"	3,50	10,00	9,00
BK 9/2011	1	Sohle Becken	560,82	14,00	561,81	2"	9,00	13,50	13,50
BK 11/2011	1	Krone Ringdamm	575,67	85,20	575,67	6"	67,50	83,50	83,50
BK 12/2011	1	Krone Ringdamm	575,69	82,00	575,69	6"	74,40	80,40	80,40
BK 13a/2011	1	Fuß Land Damm	559,33	7,00	560,17	2"	2,50	7,00	7,00
BK 13d/2011	2	Fuß Land Damm	563,95	26,00	564,96	2"	14,50	25,00	25,00
BK 14a/2011	1	Fuß Land Damm	555,06	9,50	555,88	2"	2,90	9,50	8,30
BK 14c/2011	2	Fuß Wasser Damm	561,43	22,00	562,43	2"	10,00	22,00	20,70
BK 15a/2011	1	Fuß Land Damm	554,80	60,30	555,60	5"	51,40	57,40	57,40
BK 15c/2011	2	Fuß Wasser Damm	562,19	35,00	563,09	2"	14,50	30,00	34,00
BK 16b/2011	1	Krone Ringdamm	575,65	33,00	575,46	5"	17,00	22,15	22,15
BK 16c/2011	2	Fuß Wasser Damm	562,63	27,60	563,67	2"	13,00	24,00	27,00
BK 17b/2011	1	Krone Ringdamm	575,64	32,00	575,46	4"	24,50	31,00	31,00
BK 17c/2011	2	Fuß Wasser Damm	561,62	35,00	562,78	2"	25,00	35,00	35,00
BK 18a/2011	2	Fuß Land Damm	556,20	16,60	557,15	2"	2,50	5,60	16,60
BK 18b/2011	1	Krone Ringdamm	575,69	30,00	575,50	4"	21,50	30,00	30,00
BK 18c/2011	2	Fuß Wasser Damm	561,85	35,00	562,84	2"	24,00	35,00	35,00
BK 18d/2011	2	Fuß Wasser Damm	561,60	35,80	562,54	2"	13,00	20,00	20,00
BK 18e/2011	2	Fuß Wasser Damm	561,81	38,00		keine			
BK 18e2/2011	2	Fuß Wasser Damm	561,81	36,70	562,84	2"	14,50	25,00	35,00
BK 19a/2011	2	Fuß Land Damm	568,69	20,00	568,58	2"	9,50	20,00	20,00

Tab. 6.1 (Teil 1): Zusammenstellung der 2011 ausgeführten Kernbohrungen

Bohrung	Phase	Standort	Gelände/ Bohr- ansatz- punkt [mNN]	Auf- schluss- tiefe [m]	Ober- kante Pegel [mNN]	Ø Grund- wasser- mess- stelle	OK Filter- strecke [m]	UK Filter- strecke [m]	UK Pegel- rohr [m]
BK 19c/2011	2	Fuß Wasser Damm	561,88	27,70	562,84	2"	17,50	23,00	27,00
BK 19d/2011	2	Fuß Land Damm	563,51	20,00	564,51	2"	9,30	20,00	19,80
BK 20c/2011	2	Fuß Wasser Damm	562,02	35,60	563,02	2"	11,00	22,00	35,00
BK 20d/2011	2	Fuß Land Damm	557,15	20,00	558,13	2"	9,00	20,00	20,00
BK 21a/2011	2	Fuß Land Damm	556,74	32,00	557,80	2"	9,00	20,00	32,00
BK 21b/2011	1	Krone Ringdamm	575,65	33,00	575,47	2"	17,50	22,50	22,50
BK 21c/2011	2	Fuß Wasser Damm	561,67	30,60	562,78	2"	18,00	30,60	28,40
BK 21d/2011	2	Fuß Land Damm	556,53	23,60	557,47	2"	7,00	17,50	17,50
BK 22a/2011	2	Fuß Land Damm	558,77	25,00	559,77	2"	9,50	20,00	25,00
BK 22c/2011	2	Fuß Wasser Damm	562,53	22,80	563,65	2"	11,50	22,80	22,00
BK 23a/2011	1	Fuß Land Damm	560,29	71,40	561,29	6"	53,80	70,00	70,00
BK 24a/2011	2	Fuß Land Damm	560,90	20,00	561,87	2"	9,50	20,00	20,00
BK 24b/2011	1	Krone Ringdamm	575,74	27,10	575,54	2"	20,50	26,00	26,00
BK 24c/2011	2	Fuß Wasser Damm	561,96	35,50	562,96	2"	16,00	27,40	27,40
BK 25b/2011	1	Krone Ringdamm	575,69	28,00	575,55	4"	16,00	20,50	20,50
BK 28a/2011	2	Fuß Land Damm	572,51	25,60	573,48	2"	12,00	22,50	25,50
BK 28c/2011	2	Fuß Wasser Damm	561,56	35,00	562,61	2"	12,50	22,50	
						2"	29,00	35,00	35,00
BK 29a/2011	2	Krone Ringdamm	572,53	25,00	573,51	2"	3,50	13,00	25,00
BK 29c/2011	2	Fuß Land Damm	561,46	35,00	562,49	2"	24,50	35,00	35,00
BK 30/2011	2	Sohle Becken	560,95	20,00	561,97	2"	5,50	20,00	20,00
BK 31/2011	2	Sohle Becken	561,08	25,00	562,08	2"	14,00	25,00	23,00
BK 32/2011	2	Sohle Becken	561,33	35,00	562,38	2"	24,00	35,00	35,00
BK 33/2011	2	Sohle Becken	561,10	32,00	562,19	2"	25,80	32,00	30,80
BK 34/2011	2	Sohle, Zentrum ET 7	561,04	25,30	562,04	2"	14,00	25,30	25,00
BK 35/2011	2	Sohle Becken	k.A.	35,00	k.A.	4"	0,00	35,00	35,00

Tab. 6.1 (Teil 2): Zusammenstellung der 2011 ausgeführten Kernbohrungen

### 6.3.2 Ausbau zu Grundwassermessstellen

Die Kernbohrungen wurden nach Abschluss der Arbeiten nach unseren Vorgaben als Grundwassermessstellen ausgebaut, um die Kenntnis- und Datengrundlage bezüglich der Grundwasserverhältnisse zu verbessern. Lediglich die Bohrungen

BK 1d/2011 und BK 18e/2011 wurden mit Tonpellets verschlossen. Beim Ausbau der Bohrungen wurde auf einen definierten Ausbau mit begrenzten Filterstrecken geachtet, da die Bestands-Grundwassermessstellen mit ihren teilweise bis zu 70 m langen Filterstrecken den Auswirkungen mehrerer - auch temporärer - Grundwasserstockwerke unterliegen können. Der Art und der Umfang des Ausbaus wurde in jedem Einzelfall auf der Basis der Ergebnisse der Kernbohrungen festgelegt. Soweit von der Baugrundsichtung her geboten, wurden die innerhalb der Störzone ausgebauten Grundwassermessstellen im Hinblick auf mögliche geohydraulischer Feldversuche im Einzelfall mit mehreren Filterstrecken ausgestattet, die voneinander durch Tonsperren und Vollrohr voneinander getrennt wurden (siehe Tabelle 6.1).

Die im Bereich der Basis des Jurakalks oberhalb des Ornatentons auszubauenden Bohrungen BK 11/2011, BK 12/201, BK 15a/2011 und BK 23a/2011 wurden als 6 Zoll-Messstellen (BK 15a/2011 als 5 Zoll-Messstelle) ausgebaut. Die zumeist in den Lockergesteinen der Versturzzone verfilterten Grundwassermessstellen wurden in der Regel als 2 Zoll-Messstellen, teilweise auch als 4 Zoll- und im Einzelfall als 5 Zoll-Messstellen ausgebaut.

Einzelne Grundwassermessstellen wurden in der Folge mit Porenwasserdruckgebern und Dataloggern ausgestattet, um eine kontinuierliche Messung der (Grund-)Wasserstände zu ermöglichen.

Es wird darauf hingewiesen, dass vor der Sanierung der Dichtungssysteme des Oberbeckens die innerhalb des Beckens liegenden Grundwassermessstellen fachgerecht verschlossen und dabei über die gesamte Länge verdämmt werden müssen, um vertikale Wasserwegigkeiten unter der Beckensohle sicher zu vermeiden.

### **6.3.3 Grundwasserbeprobung**

Aus drei zu Grundwassermessstellen ausgebauten Kernbohrungen wurden am 18.11.2011 Grundwasserproben entnommen und im chemischen Labor auf betonangreifende Eigenschaften untersucht. Die Ergebnisse werden in Abschnitt 7.9 dokumentiert und bewertet.

### 6.3.4 Bohrlochscannermessungen

Alle Kernbohrungen im standfesten Gestein wurden zusätzlich durch eine bildgebende oder eine strukturgebende Kamerabefahrung des Bohrloches dokumentiert. Ziele dieser Bohrlochbefahrungen sind:

- Erkundung des strukturgeologischen Aufbaus des Untergrundes, d.h. Aufnahme des Kluffgefüges des Kalksteins hinsichtlich räumlicher Orientierung, Öffnungsweite der Klüfte, Klufffüllung, Besatz der Klüfte etc.,
- Erfassung von Hohlrumbildungen im Kalkstein und
- Aufnahme des Übergangsbereiches Störzonen-Füllung ./ Kalkstein;

Das Messprogramm beinhaltete im luffterfüllten (trockenen) Bohrloch und im mit optisch transparenten Fluid (Wasser) gefüllten Bohrloch eine photographische 360°-Aufnahme mit einem optischen Borehole-Scanner (Optische Bohrlochscannermessung · OBI). Soweit auch nach Austausch des Bohrlochwassers eine anhaltende Trübung des Bohrlochwassers eine optische Aufnahme erschwerte, erfolgte die Aufnahme über einen Sonic Log, also durch eine akustische Bohrlochabtastung (Optische Bohrlochscannermessung · ABF). Eine optische Transparenz des Bohrlochwassers war mit Ausnahme der Grundwassermesssstelle G 7 in den wassererfüllten Bohrungen nicht gegeben.

Mit Hilfe der optischen und akustischen Bohrlochscannermessungen wurde von der Bohrlochwand ein visuelles Abbild erzeugt, das sowohl lithologische, als auch tektonische Strukturelemente beinhaltet. Des Weiteren wurden simultan Neigung und Azimut des Bohrloches bestimmt.

Tabelle 6.2 fasst die durchgeführten Bohrlochscannermessungen zusammen.

Insgesamt wurden durch die BLM · Gesellschaft für Bohrlochmessungen mbH · Poing im Zeitraum vom 08.04. bis 26.07.2011 in insgesamt 49 Aufschlussbohrungen im Rahmen der Bohrarbeiten Bohrlochscannermessungen durchgeführt. Zusätzlich wurden die Grundwassermessstellen G 7 und G 13 befahren. In der Summe wurde auf einer Strecke von insgesamt 966,3 m Bohrlochscannermessungen durchgeführt und dokumentiert, wobei die Tiefenspanne der befahrenen Bohrungen von 10,0 m bis 85,2 m reicht.



Bohrung	Messdatum	Messverfahren		Spülung*	Messstrecke [m]			Endteufe [m]	Rohrschuh [m]	Wasserspiegel [m]	Bemerkungen
		ABF	OBI		von	bis	Summe				
BK 01A	06.05.11	x	x	L	18,3	28,1	9,8	28,0	18,3	25,9	
BK 01B	11.05.11		x	L	18,0	24,2	6,2	24,0	19,3	-	
BK 01C	16.05.11		x	L	10,3	15,9	5,6	15,8	10,3	-	
BK 02	21.04.11		x	L	22,7	31,6	8,9	33,0	22,7	31,5	
BK 03	23.05.11		x	L	1,6	11,8	10,2	12,0	1,6	-	
BK 04	14.04.11	x	x	L	17,6	28,5	10,9	32,0	?	-	RS nicht erkennbar
BK 05	24.05.11	x		L	20,3	26,6	6,3	27,0	16,0	20,3	kein OBI
BK 06	06.05.11		x	W	17,2	28,0	10,8	69,0	17,2	35,3	Messdatenlücke 28,0 - 58,6 m
		x			58,6	65,4	6,8				
BK 07	29.04.11		x	LWD	16,7	18,6	1,9	22,0	16,7	18,5	
G 7	16.06.11		x	-	1,0	61,5	60,5	61,5		43,2	Grundwassermessstelle
BK 08	19.05.11		x	L	3,1	10,0	6,9	10,0	3,1	-	
BK 09	12.05.11	x	x	L	7,2	11,9	4,7	14,0	7,2	-	
BK 11	20.05.11	x	x	W	62,0	76,1		85,2	61,0	76,1	1. ME, Krone SK6L bis 61,0 m
	23.05.11	x	x		11,5	84,7	73,2		11,5	78,5	2. ME
BK 12	05.05.11	x	x	W	20,6	81,7	61,1	82,0	20,6	76,3	
BK 13A	08.04.11		x	L	1,3	7,2	5,9	7,0	-	-	ohne Verrohrung
BK 13 D	10.06.11		x	L	1,8	26,0	24,2	26,0	-	-	ohne Verrohrung
G 13	16.06.11		x	-	1,3	10,2	8,9	13,0	-	-	Grundwassermessstelle
BK 14A	08.04.11		x	L	1,3	9,0	7,7	9,5	-	-	ohne Verrohrung
BK 14C	25.07.11	x	x	W	3,6	20,4	16,8	22,0	3,6	18,0	
BK 15A	11.05.11	x	x	L	2,0	59,4	57,4	60,4	2,0	55,0	2 Abschnitte, RS nicht erkennbar
BK 15C	26.07.11		x	W	8,6	32,9	24,3	35,0	8,6	-	3 Abschnitte
BK 16B	08.04.11		x	LWD	21,6	32,7	11,1	33,0	21,6	32,1	
BK 16C	27.06.11		x	L	4,9	27,1	22,2	27,5	4,9	-	RS (BM-Angabe) bei 6,5 m nicht korrekt
BK 17B	01.06.11		x	L	20,6	32,0	11,4	32,0	20,6	31,0	RS kaum erkennbar
BK 18B	01.06.11		x	L	19,6	30,3	10,7	30,0	19,6	29,5	
BK 18C	16.06.11		x	LWD	14,8	35,0	20,2	35,0	14,8	-	

Tab. 6.2 (Teil 1): Zusammenstellung der Bohrlochscannermessungen in den 2011 ausgeführten Kernbohrungen

Bohrung	Messdatum	Messverfahren		Spülung <sup>*)</sup>	Messstrecke [m]			Endteufe [m]	Rohrschuh [m]	Wasserspiegel [m]	Bemerkungen
		ABF	OBI		von	bis	Summe				
BK 18D	20.06.11		x	W	2,3	34,5	32,2	35,0	2,3	34,5	
BK 18E2	21.07.11	x	x	W	25,2	33,4	8,2	36,0	25,2	28,0	
BK 19A	14.07.11		x	L	6,5	20,3	13,8	20,0	6,5	-	RS kaum erkennbar
BK 19C	30.06.11	x	x	W	3,0	27,1	24,1	27,7	3,0	8,6	
BK 19D	12.07.11		x	L	1,7	19,9	18,2	19,8	1,7	-	
BK 20C	05.07.11	x	x	W	22,1	35,6	13,5	35,6	21,9	-	
BK 20D	19.07.11		x	L	8,5	20,0	11,5	20,0	8,5	-	
BK 21A	14.07.11		x	L	21,2	33,1	11,9	33,0	21,2	33,1	
BK 21B	08.04.11		x	L	16,6	33,0	16,4	33,0	16,6	-	
BK 21C	07.07.11	x	x	W	6,7	29,1	22,4	30,7	6,7	15,8	Wsp. fallend auf 16,0 m in 30 Min
BK 21D	07.07.11		x	L	15,7	22,4	6,7	22,7	15,7	-	
BK 22A	19.07.11		x	L	2,1	26,2	24,1	26,0	2,1	-	
BK 22C	19.07.11	x	x	L	9,7	22,5	12,8	22,7	9,7	15,7	
BK 23A	25.05.11	x	x	L	35,4	71,1	35,7	71,4	35,4	55,6	
BK 24A	04.07.11		x	L	4,1	20,1	16,0	20,0	4,1	-	RS kaum erkennbar
BK 24B	15.04.11		x	W	17,6	27,0	9,4	27,1	17,6	-	
BK 24C	25.07.11		x	W	5,0	34,8	29,8	35,5	5,0	34,7	3 Abschnitte
BK 25B	29.04.11		x	LWD	15,0	28,0	13,0	28,0	15,0	-	
BK 28C	30.06.11		x	L	1,8	35,4	33,6	35,0	1,8	-	Verrohrung gezogen
BK 29A	22.06.11		x	L	3,3	24,9	21,6	25,0	3,3	-	RS kaum erkennbar
BK 29C	21.06.11		x	L	5,8	34,9	29,1	35,0	5,8	-	RS kaum erkennbar
BK 30	07.07.11		x	L	1,7	20,0	18,3	20,0	1,7	-	
BK 31	04.07.11			W	9,6	23,9	14,3	25,0	9,6	-	RS kaum erkennbar
BK 32	25.07.11		x	L	13,5	36,3	22,8	35,0	13,5	-	
BK 34	05.07.11	x	x	W	11,2	22,2	11,0	25,3	11,2	17,8	

<sup>\*)</sup> L = Luftspülung; LWD = Luftspülung mit WD-Versuch (soweit optisch erkennbar); W = Wasserspülung

**Tab. 6.2 (Teil 2):** Zusammenstellung der Bohrlochscannermessungen in den 2011 ausgeführten Kernbohrungen

### 6.3.5 Hydraulische Bohrlochversuche

Da die in der Versturzzone vorhandenen Baugrund- und Grundwassersituation im Vorfeld weitgehend unbekannt waren, waren die Art und der Umfang hydrogeologischer Felduntersuchungen im Vorfeld nur ansatzweise planbar. Konzeptionell wurde im Vorfeld erwogen, dass hydrogeologische Untersuchungen im Hinblick auf folgende Aspekte einen Beitrag zum Erkundungsziel leisten könnten:

- Untersuchung der in situ-Durchlässigkeit der Baugrundsichten in der Versturzzone,
- Untersuchung von hydraulischen Wegsamkeiten innerhalb der Versturzzone sowie zwischen Versturzzonenfüllung und benachbartem Kalkstein,
- Untersuchung der in-situ Durchlässigkeiten und der hydraulischen Wegsamkeiten im Kluftwasserleiter des Jurakalksteins.

Da in der Versturzzone kein zusammenhängender Grundwasserleiter angetroffen wurde (siehe Abschnitt 7.8), die Lockergesteine also nicht wassergesättigt sind, wurde auf die Durchführung von hydrogeologischen Versuchen in der Versturzzone verzichtet, da in erdfeuchten bzw. teilgesättigten Böden Versuche zur Bestimmung der in situ-Durchlässigkeit wie Infiltrationsversuche erfahrungsgemäß weniger verlässliche Ergebnisse liefern. Die Durchlässigkeitsbeiwerte der Lockergesteine in der Versturzzone werden daher über die Ergebnisse (Korngrößenverteilung) der bodenmechanischen Laborversuche korreliert (Abschnitt 7.9).

Im Jurakalk wurden hingegen im Zuge der Bohrarbeiten im offenen Bohrloch hydraulische Bohrlochversuche, hier WD-Versuche (Wasserabpressversuche) durchgeführt. Die Untersuchungsparameter wurden auf die zumindest bereichsweise zu erwartende hohe Durchlässigkeit des Kluftsystems ausgelegt. Die Versuche wurden im Zuge der Bohrarbeiten gegen die Bohrlochsohle mit Einfachpackern ausgeführt.

Im Einzelnen wurden in den im Rahmen der ersten Erkundungskampagne ausgeführten Kernbohrungen die in Tabelle 6.3 genannten WD-Versuche durch das Büro HPC ausgeführt. In der Summe wurden so

48 WD-Versuche (Wasserabpressversuche)

im Kalkstein unter dem Oberbecken und zwar in einem Tiefenbereich von 5 m bis 85 m unter Beckensohle durchgeführt.

Die Ergebnisse der WD-Versuche sind in den Anlagen 6 dokumentiert; sie werden in Abschnitt 7.3 bewertet.

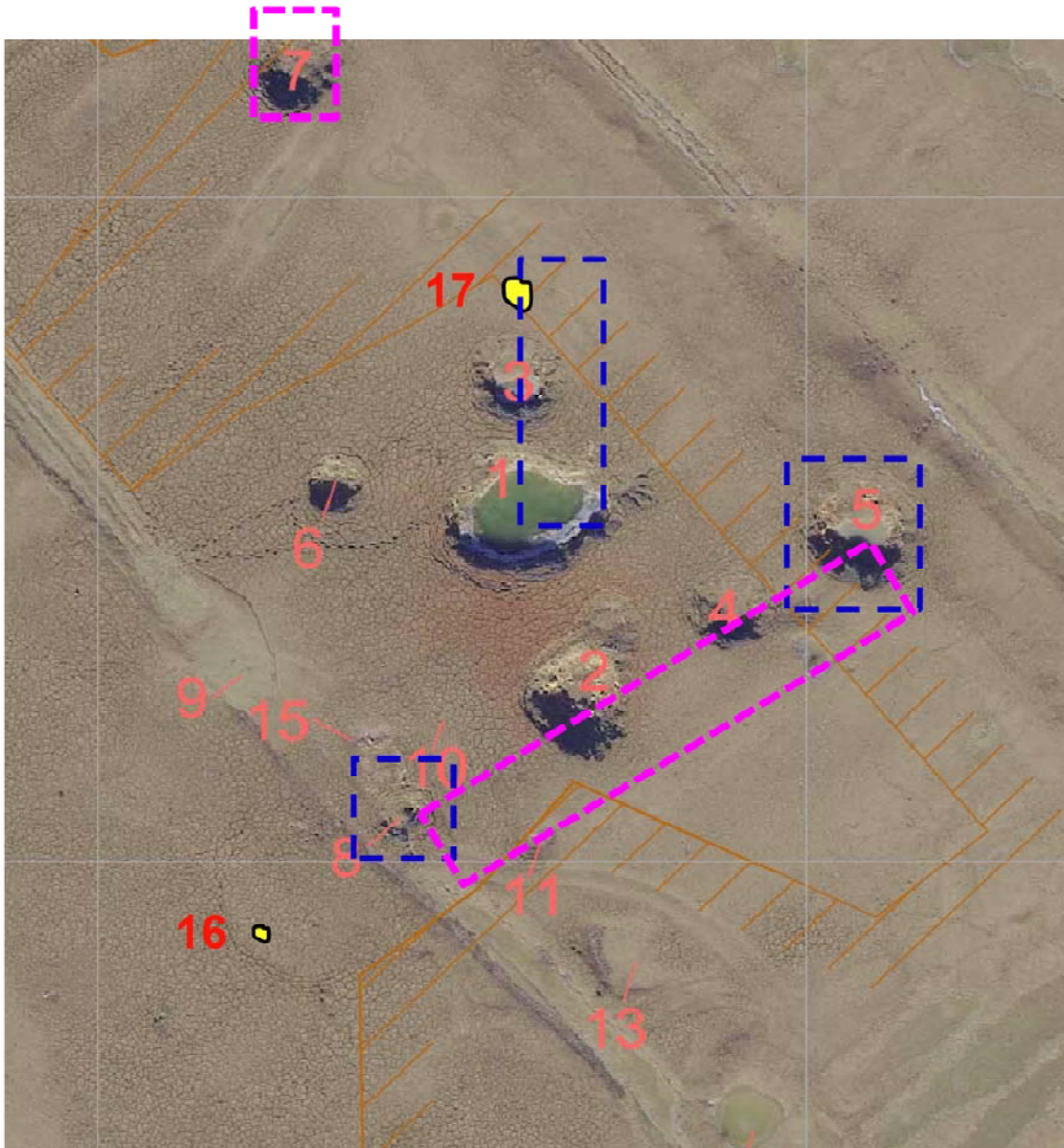
Bezeichnung	Anzahl	Bezeichnung	Anzahl
BK 1a/2011	1 x WD	BK 11/2011	6 x WD
BK 1b/2011	1 x WD	BK 12/2011	7 x WD
BK 1c/2011	1 x WD	BK 15a/2011	5 x WD
BK 2/2011	2 x WD	BK 16b/2011	2 x WD
BK 3/2011	1 x WD	BK 17b/2011	1 x WD
BK 4/2011	1 x WD	BK 18b/2011	1 x WD
BK 5/2011	1 x WD	BK 21b/2011	2 x WD
BK 6/2011	6 x WD	BK 23a/2011	4 x WD
BK 7/2011	1 x WD	BK 24b/2011	2 x WD
BK 9/2011	1 x WD	BK 25b/2011	2 x WD
		Summe	48 x WD

**Tabelle 6.3:** ausgeführte WD-Versuche im offenen Bohrloch im Bereich des Jurakalksteins unter dem Oberbecken

### 6.3.6 Schurferkundung

Im Bereich der im Januar 2011 eingetretenen Sohleinbrüche wurde der Schadensmechanismus durch Großschürfe untersucht. Dabei wurden mehrere Großschürfe angelegt, mit denen einzelne, aber auch größere zusammenhängende Bereiche bis rund 5 m unter Beckensohle freilegt wurden. Der Aushub erfolgte teilweise großflächig horizontal in Schichten entsprechend des Aufbaus des Dichtungssystems bzw. in Schritten von rund 1 m in den Lockergesteinen, teilweise aber auch in vertikalen Schnitten, die durch das Zentrum der Einbruchtrichter gelegt wurden und so die Aufnahme und Analyse des Einbruchmechanismus im Anschnitt erlaubten.

Jeder Schurf wurde ingenieurgeologisch - teilweise auch in Anwesenheit der Fachgutachter der Genehmigungsbehörden - aufgenommen und an Hand einer Fotodokumentation und einer ausführlichen Beschreibung dokumentiert. Die Dokumentationen sind in dem vorliegenden Gutachten als Anlagen 7 beigefügt.



**Bild 6.1** Großschürfe zur Untersuchung der im Jahr 2011 aufgetretenen Einbrüche in der Beckensohle

Im Einzelnen wurden im Bereich der im Jahr 2011 eingetretenen Einbrüche folgende Großschürfe angelegt (Bild 6.1):

- Am 27.04.2011 wurde der Einbruch 8 im Südwesten des Schadensgebietes freigelegt. Der 'Einbruchtrichter' war eher untypisch, legte aber die Vermutung nahe, dass der Schadensfall hier seinen Ausgang genommen haben könnte.

- Am 28.04.2011 wurde der Einbruch 5 im Nordosten des Schadensgebietes freigelegt. Der Einbruch 5 zeigte ein 'typisches' Schadensbild mit einer nahezu kreisrunden Form und einem nahezu ebenen Absacken der Beckensohle. Die beiden Einbrüche 8 und 5 wurden großflächig in ebenen Aushubschritten freigelegt.
- Am 29.04.2011 wurde ein Großschurf in Nord-Süd-Richtung durch das Zentrum der Einbrüche 17, 3 und 1 gelegt. Der Einbruch 1 war mit einem Durchmesser von bis zu 13 m der größte Einbruch vom 18.01.2011. Der Einbruch 17 wurde erst am 26.04.2011 erstmalig bemerkt und war offenkundig drei Monate nach dem Abstau des Beckens zeitlich verzögert eingetreten. Der Großschurf legte die Einbruchtrichter in einem vertikalen Anschnitt frei.
- Am 20.06.2011 wurde ein Großschurf in Nordost-Südwest-Richtung vom bereits freigelegten Einbruch über die Einbrüche 4 und 2 bis zum ebenfalls bereits freigelegten Einbruchtrichter 8 gelegt. Auch dieser Schurf wurde als vertikaler, durch das Zentrum der Einbrüche laufender (An-)Schnitt konzipiert.
- Am 01.08.2011 schließlich wurde auch der Einbruch 7, der am nordwestlichen Ende des Schadensgebietes liegt mit einem Großschurf freigelegt, nachdem beobachtet worden war, dass sich dieser Einbruch nach intensiven Niederschlagsereignissen ausdehnte und 'Ableger' bildete.

Die Ergebnisse der Schürfe sind in den Anlagen 7.1 bis 7.5 textlich beschrieben und durch eine umfangreiche Fotodokumentation illustriert. Die Bewertung und Interpretation der Erkenntnisse erfolgt in Abschnitt 7.4.

Weitere Schürfe wurden zur Erkundung der Zusammensetzung des Dammschüttkörpers, zum Anschluss der Dichtungssysteme von Beckensohle und Ringdamm an das Einlaufbauwerk und zur Klärung der Baugrundsituation im Bereich der geplanten Durchpressung für die Drainage angelegt:

- Am 02.08.2011 wurden insgesamt vier Schürfe angelegt, um den Anschluss des Dichtungssystems der Beckensohle an die Schleppplatte der Sohle des Einlaufbauwerkes (2 Schürfe) und den Anschluss des Dichtungssystems an die Flügelwände des Einlaufbauwerkes (je ein Schurf hinter der östlichen und der westlichen Flügelwand) auf Übereinstimmung mit den Planunterlagen zu erkunden. Die Lage der Schürfe und die Ergebnisse sind in Anlage 7.6 dokumentiert.
- Am 15.08. und 16.08.2011 wurden insgesamt vier Schürfe am landseitigen Dammfuß angelegt, um die Beschaffenheit und Zusammensetzung des Dammschütt-

körpers stichpunktartig zu untersuchen. Die Lage der Schürfe ist Anlage 7.7 zu entnehmen.

- Am 21.11.2011 wurde am wasserseitigen Dammfuß, ca. 10 m südlich des Einlaufbauwerks ein Schurf angelegt, um die Baugrundverhältnisse im Bereich des Startschachtes für die geplante Durchpressung der Drainageleitung durch den Ringdamm näher zu untersuchen. Die Lage des Schurfes und die Ergebnisse sind Anlage 7.8 zu entnehmen.

Die Ergebnisse und sich aus diesen Schürfen ergebenden Erkenntnisse werden ebenfalls in Abschnitt 7.4 des vorliegenden Gutachtens erörtert.

### **6.3.7 Schwere Rammsondierungen (DPH)**

Vom Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart (IGS) wurde Ende Juni 2011 die Lagerungsdichte der Lockergesteinsfüllung in der Versturzzone durch

- 13 Sondierungen mit der Schweren Rammsonde: DPH (Dynamic Probing Heavy) nach DIN EN ISO 22476-2

ermittelt. Die Rammsondierungen wurden über die Beckensohle flächig verteilt in der Versturzzone angeordnet (Anlage 1.2). Dabei wurden die Rammsondierungen teilweise in einem Abstand von  $\geq 2$  m neben vorab abgeteuften Kernbohrungen (Rammsondierungen DPH 1/2011, DPH 4/2011, DPH 5/2011, DPH 6/2011, DPH 7/2011, DPH 16c/2011, DPH 20c/2011, DPH 31/2011) angeordnet, um eine unmittelbare Korrelation mit den direkt aufgeschlossenen und angesprochenen Bodenschichten zu ermöglichen, teilweise aber auch zwischen den Kernbohrungen (DPH 35/2011 bis DPH 39/2011) niedergebracht. Die Ergebnisse sind als tabellarisch zusammengestellte Eindringwiderstände (Schlagzahlen pro 10 cm Eindringung) und als Rammdiagramme graphisch in Anlage 8 dargestellt. Die Sondierergebnisse werden in Abschnitt 7.5 des vorliegenden Gutachtens beschrieben und fachgutachterlich bewertet.

### 6.3.8 Geophysikalische Erkundungen

#### Motivation und Ziele

Die Felsränder, die offensichtlich während der Bauzeit kartiert worden waren (ohne dass eine entsprechende Dokumentation vorliegt), hatten ihren Weg in die Bestandspläne (Bild 5.1) gefunden. In einem Erfahrungsbericht der Großkraftwerk Franken AG vom Dezember 1977 findet sich die Aussage:

*„die eingezeichneten Felsgrenzen geben nicht den genauen Übergang zum Fels an, sie waren lediglich Abrechnungsgrenzen beim seiner zeitlichen Erdaushub.“*

Die groben Abmessungen wurden im „Abschlussbericht über Geophysikalische Untersuchungen im Oberbecken des Speichers Happurg“ vom 25.08.1992 im Rahmen einer Zusammenarbeit von Prof. Dresen, Ruhruniversität Bochum, und der GeoSalzburg annähernd bestätigt. Eine Aussage, mit welcher Auflösung bzw. Genauigkeit die Ränder der 'Störzone' ermittelt wurden, ist nicht eindeutig möglich, doch ist mit Unschärfen in einer Größenordnung von mehreren Metern zu rechnen.

Seit diesen Messungen gibt es einige Fortentwicklungen im Bereich der Geoelektrik, die eine bessere Auflösung erwarten ließen. Geophysikalische Messungen im Rahmen des Anfang 2011 auf Grund der neuen Einbrüche vom 18.01.2011 geplanten Erkundungsprogrammes waren daher notwendig und sinnvoll, um einen Beitrag hinsichtlich der Klärung folgender wesentlicher Aspekte zu leisten:

- Erfassung der Geometrie der räumlichen Erstreckung der Störzone unter dem Becken, d.h. Überprüfung der Lage der Ränder der Störzone und Erkundung der Tiefe der Störzone,
- Erfassung der Ausdehnung der Störzone unter den Dammaufstandsflächen und
- Aussagen zur Zusammensetzung (rollig – bindig, Zementverpressungen, Felskörper) und zur Hohlraumfreiheit der Füllung der Störzone.

#### Erste Messkampagne: Geoelektrik und Refraktionsseismik

Konkret wurden in [U.02] für eine erste Erkundungsphase, in deren Fokus die Verstorzone selber stehen sollte, folgende Maßnahmen geplant:



- Die Durchführung seismischer Untersuchungen zur Erkundung der räumlichen Ausdehnung, insbesondere der Schichtgrenze (Tiefe) der Störzone. Hierzu sollten in Schnitten quer zur Störzone, also in etwa in Ost-West-Richtung orientierten Schnitten, refraktionsseismische Messungen durchgeführt werden. Der Abstand der Schnitte sollte etwa 20 m betragen. Bei einer Nord-Süd-Erstreckung der vermutlich grabenartigen Störzone von rund 420 m wurden 25 Schnitte gemessen (Schnitte R1 bis R25 in Anlage 9.1, hier: Anlage 1). Basierend auf der Annahme, dass die Störzone überwiegend mit Ton, Schluffen und Sanden gefüllt ist, war eine zufriedenstellende bis gute Auflösung des Übergangs dieser Störzonenfüllung zum Kalkstein auch bei einer Tiefe des verfüllten Grabens von 20 m und mehr zu erwarten.
- Um die Aussagezuverlässigkeit zu erhöhen, wurde auf Grund des zu erwartenden komplizierten Aufbaus der Füllung der Störzone sowie der zu erwartenden unregelmäßigen Gestaltung mit teilweiser starker Flankensteilheit eine Kombination aus Seismik und Geoelektrik auf allen Profilen vorgeschlagen [U02]. Es wurde daher vorgesehen, die refraktionsseismischen Messungen mit einem fortschrittlichen geoelektrischen Messverfahren, insbesondere einer Gleichstrom-2D-Widerstandstomografie zu ergänzen. Die geoelektrischen Messungen wurden in den gleichen Messquerschnitten ausgeführt wie die refraktionsseismischen Messungen (Profilschnitte E1 bis E25 in Anlage 9.1, hier: Anlage 1). Durch die Erfassung von zwei unterschiedlichen physikalischen Parametern (Schallgeschwindigkeit und spezifischer Widerstand) war in Verbindung mit den geplanten Kernbohrungen mit großer Wahrscheinlichkeit eine höhere Aussagewahrscheinlichkeit hinsichtlich der Geometrie der Störungszone sowie ihrer Zusammensetzung zu erwarten.
- Zusätzlich wurden Geoelektrische Messungen für den Bereich der Dammaufstandsfläche vorgesehen, wobei jeweils ein geoelektrisches Profil entlang des wasserseitigen und des landseitigen Fußes des Ringdammes ausgeführt wurde (Lage der Profile E30 (äußerer Dammfuß) und E31 (innerer Dammfuß) in Anlage 9.1, hier: Anlage 1). Ziel war die Klärung der Untergrundsituation, insbesondere der Ausdehnung der Störzone, in der bzw. am Rand der Dammaufstandsfläche. Die entlang des Dammfußes geführten Profile wurden umlaufend um das gesamte Becken ausgeführt.

Auf Grund der vergleichsweise starken Krümmung der am Dammfuß umlaufenden Profile war eine Kombination der Geoelektrischen Messungen mit refraktionsseismischen Messungen zur Erhöhung der Zuverlässigkeit der Erkundungsergebnisse

nur in zwei annähernd geradlinigen, jeweils am wasserseitigen Dammfuß verlaufenden Abschnitten im Südwesten (Profil R26 in Anlage 9.1, hier: Anlage 1) und im Nordwesten (Profil R27 in Anlage 9.1, hier: Anlage 1) möglich.

Die geophysikalischen Erkundungsmaßnahmen umfassten damit in der ersten Phase die Anlage paralleler Messprofile auf der Beckensohle, hier überwiegend im mittleren und westlichen Bereich, sowie zwei umlaufende, ringförmige Messprofile am inneren und äußeren Dammfuß. Die geophysikalischen Messungen erfolgten vorlaufend bzw. parallel zu den umfangreichen direkten geotechnischen Erkundungsarbeiten (Bohrungen) und sollten diese sowohl flächenhaft ergänzen als auch Anhaltspunkte für deren gezielte Festlegung, insbesondere für die im Zuge der zweiten Phase der Kernbohrungen zu wählenden Ansatzpunkte, liefern.

Die im Zuge der ersten Messkampagne durchgeführten geophysikalischen Messungen am Oberbecken wurden von der Gesellschaft für Geowissenschaftliche Dienste mbH · Geophysik GGD · Leipzig durchgeführt. Dabei erfolgten die seismischen Messungen im Zeitraum vom 12.04. bis 20.04.2011 und die geoelektrischen Messungen vom 07.04. bis 04.05.2011. Im Rahmen dieser ersten Messkampagne wurden insgesamt

9.326 laufende Meter geoelektrische Profile (davon 6.148 m in der Beckensohle, 1.366 m entlang des inneren Dammfußes und 1.812 m entlang des äußeren Dammfußes und

6.460 laufende Meter seismische Profile in der Beckensohle und in zwei Teilabschnittend es inneren Dammfußes

gemessen.

Der Ergebnisbericht mit der Dokumentation und Interpretation der Ergebnisse der ersten Messkampagne wurde am 21.09.2011 vorgelegt und ist als Anlage 9.1 des vorliegenden Baugrund- und Sanierungsgutachtens beigefügt.

Die geophysikalischen Messungen auf der Beckensohle wurden auf 25 von West nach Ost verlaufenden parallelen Messprofilen mit einem mittleren gegenseitigen Abstand von ca. 20 m durchgeführt. Zum Messzeitpunkt war die Betretbarkeit der Beckensohle durch die mehrere Dezimeter mächtigen, schlammigen Sedimentablagerungen aus dem jahrelangen Beckenbetrieb stark eingeschränkt, daher wurden zunächst die Profilachsen im Vorfeld auf ca. 3 m breiten Bahnen vom Sediment beräumt. Hierdurch war die Profilanlage im Becken weitgehend vorgegeben. Die

Messprofile sind lageidentisch für die beiden eingesetzten Methoden Geoelektrik (Profile E01 bis E25) und Seismik (Profile R01 bis R25). Die individuelle Länge einzelner Geoelektrikprofile kann die der Seismikprofile im Sinne maximaler Erkundungstiefe übersteigen, wenn dies die Zugänglichkeit ermöglichte.

Die geoelektrischen Messungen wurden mit einer Messapparatur vom Typ GMS 150 der Firma GeoSys durchgeführt. Als Messkonfiguration kam die WENNER-Konfiguration zum Einsatz. Der Elektroden- und Messpunktstand war als ökonomischer Kompromiss zwischen Auflösung und Aufwand mit 2 m festgelegt worden. Die maximale Erkundungstiefe betrug zunächst 20 m unter GOK. Mit dieser Tiefe wurde zunächst das Messprofil am äußeren Dammfuß gemessen. Nach Vorlage erster Bohrerergebnisse sowie erster Zwischenergebnisse aus dem Becken (Profile E7 bis E10) wurde die Erkundungstiefe für die restlichen Profile vergrößert, da die Störzone offenbar eine größere Tiefenerstreckung besaß als im Vorfeld angenommen. In der Folge wurde die Erkundungstiefe kurzfristig auf 24 m, nach entsprechender technologischer Änderung (größere Anzahl aktiver Elektroden) zeitnah auf 30 m vergrößert und die Profile im zentralen Bereich des Beckens nach den örtlichen Bedingungen verlängert, da für diese Erkundungstiefe eine entsprechend größere Aufstellungsweite benötigt wird (180 m bei 30 m Erkundungstiefe). Kürzere Profile wurden bis zur maximal möglichen Tiefe gemessen. Von den zu diesem Zeitpunkt bereits mit 20 m maximaler Tiefe gemessenen Profilen (E07 bis E10) wurde das wegen seiner Lage in der Nähe von Bohrpunkten interessante Messprofil E10 mit der vergrößerten Erkundungstiefe von 30 m wiederholt. Das zuletzt gemessene Ringprofil am inneren Dammfuß wurde ebenfalls mit einer maximalen Tiefe von 30 m gemessen. Da die geoelektrischen Messungen auf der mit Restsedimenten belegten Beckensohle sowie der darunter befindlichen bindigen Dichtungsschicht durchgeführt wurden, sind die Ankopplungsbedingungen als gut anzusehen (niedrige Erdungswiderstände). Angesichts dieser Bedingungen und der fast ausschließlich trockenen Witterung (Regen bei Profilen E21 und E22) ist eine witterungsbedingte Beeinflussung der geoelektrischen Messergebnisse nicht zu erwarten.

### **Zweite Messkampagne: Geoelektrik und Mikrogravimetrie**

Während sich die im Rahmen der ersten Messkampagne durchgeführten refraktionsseismischen Messungen und geoelektrischen Sondierungskartierungen (2D-Geoelektrik) vorwiegend auf die Erkundung der räumlichen Ausdehnung der Ver-

sturzzone in der westlichen Hälfte des Oberbeckens sowie der Aufstandsfläche des Ringdammes konzentrierten, wurden im Oktober und November 2011 ergänzende geophysikalische Messungen durchgeführt, deren Ziel insbesondere die Erkundung der außerhalb der Störzone liegenden Bereiche war, in denen unmittelbar unter der Beckensohle anstehender Kalkstein zu erwarten ist.

In Abstimmung mit der E.ON Wasserkraft GmbH, der Geophysik GGD · Leipzig und den Genehmigungsbehörden wurde daher im September 2011 ein ergänzendes Erkundungsprogramm für eine **zweite geophysikalische Messkampagne** entwickelt, das insbesondere folgende Untersuchungen vorsah:

- ergänzende geoelektrische Messungen im bisher nicht oder nicht mit ausreichender Erkundungstiefe untersuchtem Ostteil des Beckens sowie in weiteren Bereichen mit – insbesondere in Folge der starken Frankensteinheit - unsicherer Abgrenzung der Störzone;
- mikrogravimetrische Messungen in den Bereichen der Beckensohle mit anstehendem Kalkstein, um auszuschließen, dass in diesen Bereichen größere Hohlräume und alte Einsturztrichter (Dolinen) vorhanden sind.

Im Einzelnen wurden folgende Messungen durchgeführt:

- Zwischen den im Rahmen der ersten Messkampagne gemessenen Profilen E04 und E16 im nördlichen und mittleren Bereich des Beckens wurden die 13 Ergänzungsprofile E204 bis E216 in Ost-West-Richtung zwischen die früheren Profile gelegt und entsprechend den örtlichen Bedingungen vom östlichen bis zum westlichen wasserseitigen Dammfuß, also über die gesamte Beckenbreite gemessen (siehe Anlage 1.2 und Anlage 9.2, hier: Anlage 7). Im nördlichen und mittleren Bereich der Beckensohle wird damit in Kombination mit den in der ersten Kampagne gemessenen Profilen ein mittlerer Profilabstand von 10 m erreicht. Damit kann die Felsoberfläche deutlich differenzierter aufgelöst werden.

Zur Unterscheidung der Profile der beiden Messetappen wurde den neuen Profilen eine „2“ vorangestellt und die letzten beiden Stellen des jeweils 10 m nördlich liegenden Profil der Messetappe 1 hinzugefügt. So liegt z.B. Profil E204 ca. 10 m südlich von Profil E04 und damit zwischen E04 und E05.

- Zusätzlich zu den parallelen Profilen wurden drei annähernd in Nord-Süd-Richtung verlaufende Profile (E301-E303) gemessen, wobei mit dieser Richtung bevorzugt die in Nord-Süd-Richtung verlaufenden steilen Flanken der Versturzzone besser

abgebildet werden sollen. Das Profil E301 östlich der Versturzzone verläuft über die Kernbohrungen BK 30/2011 sowie die durch die Kernbohrung BK 33/2011 nachgewiesene Anomalie im Kalkstein (siehe Anlage 1.2 und Anlage 9.2, hier: Anlage 7).

- Mikrogravimetrische Messungen wurden außerhalb der gegebenen Grenzen der Versturzzone in den Bereichen der Beckensohle mit anstehendem Kalkstein durchgeführt. Die Lage der beiden gravimetrisch untersuchten Messflächen ist in Anlage 1.2 und Anlage 9.2, hier: Anlage 7, dargestellt. Die Messungen wurden in einem Messpunktraster von  $s = 5$  m durchgeführt, womit in erster Linie Strukturen abgebildet werden sollen, welche durch das Profilraster der geoelektrischen Messungen (20 m) fallen könnten.

Die geoelektrischen Messungen wurden generell mit einer maximalen Erkundungstiefe von 30 m durchgeführt, soweit die Profillänge dies zuließ. Der Elektroden- und Messpunktstand wurde analog zur ersten Messkampagne zu 2 m festgelegt. Da die geoelektrischen Messungen auf der mit Restsedimenten belegten Beckensohle erfolgten, sind die Ankopplungsbedingungen gut (niedrige Erdungswiderstände). Angesichts dieser Bedingungen und der fast ausschließlich trockenen Witterung ist eine witterungsbedingte Beeinflussung der Messergebnisse innerhalb der Messetappe nicht zu erwarten.

Das geophysikalische Messverfahren der Gravimetrie dient der Erfassung der Störung  $\Delta g$  der global wirkenden Schwerebeschleunigung.  $\Delta g$  wird in mGal angegeben ( $1 \text{ mGal} = 10 \mu\text{m/s}^2$ ). Schwerstörungen werden durch geologisch oder - in allgemein geringerem Maße - anthropogen bedingte Dichtedifferenzen im Untergrund verursacht. Die Größe der Schwerstörungen richtet sich nach der Dichtedifferenz unterschiedlicher geologischer Einheiten und deren geometrischer Ausdehnung.

Das generelle Schwerebild (regionale Anomalien) wird bestimmt durch den gesamten Gesteinsaufbau unterhalb des jeweiligen Messpunktes.

In der vorliegenden geologischen Situation kommen als Ursachen von lokalen Schwerstörungen, soweit es sich um Schwereminima handelt, Bereiche mit geringerer Dichte als der Mittleren (hier: erwarteter Fels,  $\rho = 2,5 \text{ g/cm}^3$ ), also Auflockerungszonen ( $\rho < 2,5 \text{ g/cm}^3$ ), Lockersedimente ( $\rho \sim 2,0 \text{ g/cm}^3$ ) oder Hohlräume (wassergefüllt:  $\rho = 1,0 \text{ g/cm}^3$ , luftgefüllt:  $\rho = 0,0 \text{ g/cm}^3$ ) in Betracht. Dabei spielen geometrischen Faktoren wie Tiefenlage und Ausdehnung eine wesentliche Rolle. Schweremaxima können durch Festgestein mit höherer Dichte als der Mittleren ( $\rho = 2,5 \text{ g/cm}^3$ ) entste-

hen, wobei auch hier geometrischen Faktoren, wie dessen generelle Verbreitung und Mächtigkeit und das Relief der Festgesteinsoberfläche, eine wesentliche Rolle spielen können.

Details zur Messanlage und zur Durchführung der gravimetrischen Messungen sowie zur Bearbeitung der Messwerte und deren Darstellung sind in Anlage 9.2, Kapitel 3 des Erläuterungsberichtes dokumentiert.

Die im Zuge der zweiten Messkampagne durchgeführten geophysikalischen Messungen am Oberbecken wurden wiederum von der Gesellschaft für Geowissenschaftliche Dienste mbH · Geophysik GGD · Leipzig durchgeführt. Dabei erfolgten die geoelektrischen Messungen im Zeitraum vom 13.10. bis 28.10.2011 und die gravimetrischen Messungen vom 02.11. bis 19.11.2011 sowie am 28.11.2011. Im Rahmen der zweiten Messkampagne wurden insgesamt

5.392 laufende Meter geoelektrische Profile und

2.739 Messpunkte (davon 2.383 in der östlichen Teilfläche 1 und 356 Messpunkte in der westlichen Teilfläche 2) gravimetrisch

gemessen.

Der Ergebnisbericht mit der Dokumentation und Interpretation der Ergebnisse der ersten Messkampagne wurde am 22.12.2011 vorgelegt und ist als Anlage 9.2 des vorliegenden Baugrund- und Sanierungsgutachtens dokumentiert.

### **Feldversuch: Crosshole-Messungen**

Mit den zuvor beschriebenen geophysikalischen Messungen konnte eine flächige Erkundung der Baugrundsituation und hier insbesondere des Verlaufs der Versturzzone unter den Aufstandsflächen des Ringdammes nicht erreicht werden, da bei Messungen von der Böschungsoberfläche oder von der Dammkrone aus der im Regelfall rund 16 m hohe Dammkörper, der überwiegend aus einer Schüttung aus Kalksteinen besteht, geoelektrische oder seismische Messungen in einem Maße behindert, dass zuverlässige Ergebnisse in den unterlagernden Lockergesteinen nicht gewonnen werden können. Zudem wird die Durchführung geoelektrischer Messungen auf der wasserseitigen Böschung dadurch behindert, dass eine Ankopplung der Elektroden in dem oberflächlichen Steinwurf nur schwer realisiert werden kann.

Seismische Messungen werden dadurch massiv beschwert, dass die Schwingungsanregung auf den Dammlanken technisch kaum realisierbar ist.

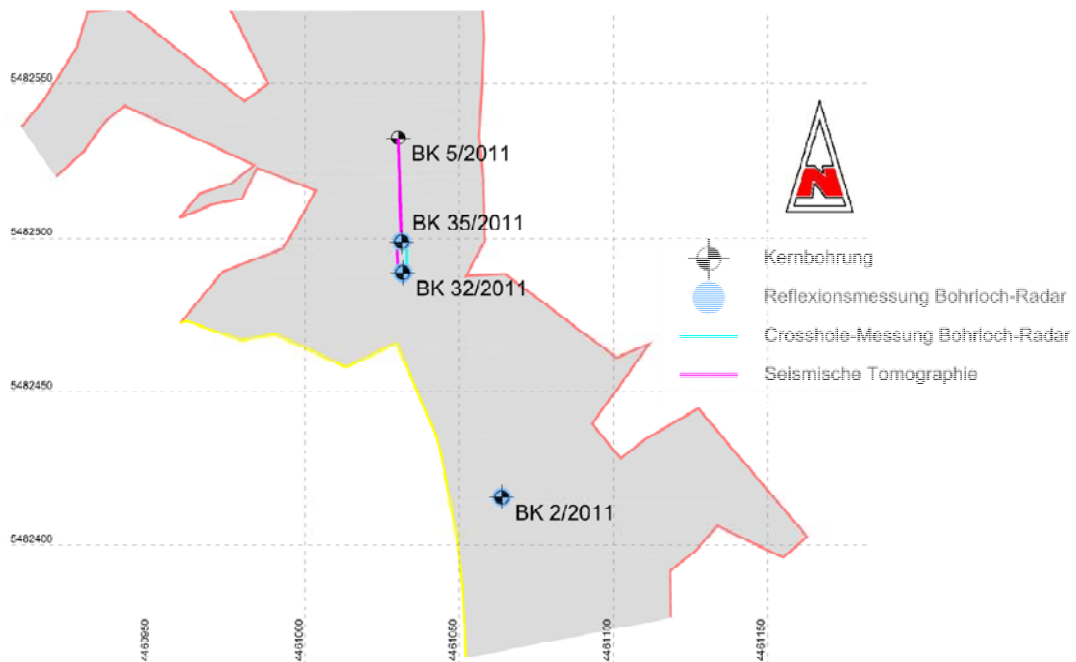
Eine technische Möglichkeit zur flächigen Erkundung der Versturzzone und zur flächigen Hohlraumortung eröffnet hingegen grundsätzlich der Einsatz von geophysikalischen Crosshole-Messungen, auch wenn hierfür eine große Anzahl von Bohrungen von den Dammböschungen und der Dammkrone aus durch den Dammkörper (Steinschüttung) in den Baugrund unter den Aufstandsflächen des Ringdammes abgeteuft werden müssten.

Zur Überprüfung der mit dieser geophysikalischen Messmethodik unter den gegebenen Baugrundverhältnissen, d.h. in der inhomogenen Versturzzone erzielbaren Erkundungsergebnisse und Erkenntnisse wurde ein Feldversuch geplant und im August 2011 ausgeführt. Das Ziel der im Becken durchgeführten Testmessungen bestand darin, die Grenzen, mögliche Auflösung und Randbedingungen des Einsatzes der geophysikalischen Verfahren der Zwischenfelderkundung unter den konkreten Bedingungen zu ermitteln, um - die entsprechende Eignung vorausgesetzt - auf dieser Basis weitere Messungen unter dem Ringdamm effizient planen zu können.

Bei den geophysikalischen Bohrloch-Messverfahren, meist auch als Zwischenfelderkundung bezeichnet, wird zwischen seismischen, elektrischen und elektromagnetischen (Bohrloch-Radar) Durchstrahlungsmessungen unterschieden.

Entsprechend den in dem Bericht der mit den Messungen betrauten Bo-Ra-tec GmbH · Weimar (als Anlage 9.3 zu dem vorliegenden Gutachten) dokumentierten Überlegungen wurden unter den gegebenen Bedingungen seismische und elektromagnetische Messungen durchgeführt.

Da die Ergebnisse der Bohrlochmessungen maßgeblich durch den horizontalen Abstand der Bohrungen beeinflusst wird, wurden für die Testmessungen die bereits abgeteuften Kernbohrungen BK 5/2011 und BK 32/2011 im westlichen Bereich des Beckens ausgewählt. Da der horizontale Abstand dieser beiden Bohrungen mit 44 m zu groß für die Bohrlochmessungen war, wurde die zusätzliche Zwischenbohrung BK 35/2011 im Abstand von 10 m nördlich zur Bohrung BK 32/2011 abgeteuft und über die gesamte Tiefe mit HDPE-Vollrohren ausgebaut. Dadurch ergab sich zwischen den Kernbohrungen BK 32/2011 und BK 35/2011 eine Messstrecke von ca. 9,9 m und zwischen den Kernbohrungen BK 35/2011 und BK 5/2011 von ca. 33,9 m Länge (Bild 6.1).



**Bild 6.1** Feldversuch zur Durchführung von Bohrlochmessungen in der Beckensohle: Lage der Kernbohrungen und der Messstrecken

Im Einzelnen wurden folgende Messungen durchgeführt:

- Seismische Crosshole-Messungen zwischen den Bohrungen BK 5/2011 und BK 35/2011 sowie zwischen den Bohrungen BK 35/2011 und BK 32/2011
- Reflexionsmessungen mit Georadar in den Bohrungen BK 32/2011, BK 35/2011 und BK 2/2011
- Crosshole-Messungen zwischen den Bohrungen BK 32/2011 und BK 35/2011

Die beschriebenen Messungen wurden im Zeitraum vom 02.08. bis 04.08.2011 durchgeführt.

Die Ergebnisse sind in Anlage 9.3 dokumentiert und werden in Abschnitt 7.6.4 bewertet.



### **6.3.9 Plattendruckversuche**

Im Hinblick auf die weiteren Planungen zur Installation eines neuen Dichtungssystems ist die Steifigkeit des Planums und der einzelnen Schichten der bestehenden Dichtungssysteme an Beckensohle und wasserseitiger Böschung des Ringdammes von besonderer Bedeutung. Zur Ermittlung der maßgebenden Verhältnisse wurden daher statische und dynamische Plattendruckversuche ausgeführt

Im Einzelnen wurden vom Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart (IGS) im Zeitraum vom 07.06. bis zum 21.06.2011 im Bereich des abgelassenen Oberbeckens die folgenden Untersuchungen durchgeführt:

- 30 Plattendruckversuche nach DIN 18134 (15 x Sohle Becken Lehmdichtung Tal-lehm; 8 x 'reiner Talschotter' und 7 x Tonbeton auf der wasserseitigen Dammböschung);
- 7 dynamische Plattendruckversuche mit Hilfe des leichten Fallgewichtsgerätes nach TB BF-StB Teil B 8.3 (4 x 'reiner Talschotter' und 3 x Tonbeton auf der wasserseitigen Dammböschung);
- 6 Bestimmungen der Dichte des Bodens im Feldversuch nach DIN 18125-2 durch Ausstechzylinderverfahren (A) bzw. durch Ballonverfahren (B) (Versuch DIN 18125-F-A/B)

Die Ergebnisse der Feldversuche sind in Anlage 10 dokumentiert. Die Bewertung und Interpretation erfolgt in Abschnitt 7.7 des vorliegenden Gutachtens.

### **6.3.10 Boden- und felsmechanische Laborversuche**

Im Fokus der boden- und felsmechanischen Laborversuche stehen die bodenphysikalischen und bodenmechanischen Eigenschaften der in der Versturzzone anstehenden Lockergesteine sowie die felsmechanischen Eigenschaften des Kalksteins. Dabei wurden insbesondere Klassifizierungsversuche (Korngrößenverteilung, Konsistenzgrenzen) an aus der Füllung der Versturzzone gewonnen Bodenproben durchgeführt, die aus den Linern entnommen wurden. An ausgewählten Proben aus dem Jurakalkstein wurden zudem einaxiale Druckversuche durchgeführt.

An ausgewählten Proben wurden im boden-und felsmechanischen Labor des Institu-

tes für Geotechnik der Universität Stuttgart (IGS) folgende boden- und felsmechanischen Versuche durchgeführt:

- 208 Bestimmungen des natürlichen Wassergehalts nach DIN 18 121, Teil 1,
- 47 Bestimmungen der Fließ- und Ausrollgrenzen nach DIN 18 122, Teil 1,
- 83 Schlämmanalysen (Aräomtereversuch) nach DIN 18123,
- 63 Siebanalysen, bis 10 mm Größtkorn, nach DIN 18123,
- 25 Siebanalysen, Größtkorn > 10 mm, nach DIN 18123,
- 39 Einaxiale Druckversuche, nach E1-AK 19 der DGGT, inklusive Stirnflächenbearbeitung

Die Ergebnisse aller Versuche sind in Anlage 13.1 in einem Laborbericht des IGS dokumentiert. Sie werden in Abschnitt 7.10.1 erläutert und bewertet.

## 7 Ergebnisse der Erkundungen im Jahr 2011

### 7.1 Ergebnisse der Kernbohrungen

Die Ergebnisse der Kernbohrungen sind in den Anlagen 4 mit jeweils folgenden Auswertungen dokumentiert:

- die auf der Basis unserer ingenieurgeologischen und geotechnischen Feldansprache erstellten Bohrprofile (Anlagen 4.x.1; Legende in Anlage 4.0.1),
- die Farbfotos der Bohrkerne (Anlagen 4.x.2),
- die von der ABT Wasser- und Umwelttechnik GmbH aufgenommenen Schichtenverzeichnisse und Ausbaupläne der Grundwassermessstellen (Anlagen 4.x.3).

Die Kernbohrungen zeigen eine ungewöhnlich komplexe und variable Baugrundsituation. Da sich die direkten Baugrundaufschlüsse nicht - insbesondere nicht ohne die Ergebnisse der zusätzlichen Erkundungsmaßnahmen wie der Geophysik - nach üblicher Verfahrensweise durch Darstellung in Längsschnitten oder Schichtlagerungskarten und entsprechende Interpolation zu einem Baugrundmodell koppeln lassen, werden die aus den Kernbohrungen gewonnenen Erkenntnisse zunächst systematisch in Tabelle 7.1 ausgewertet und nachfolgend zusammenfassend interpretiert.

Aus den Ergebnissen der 2011 ausgeführten Kernbohrungen ergeben sich zusammenfassend folgende Erkenntnisse:

- Das Oberbecken des PSW Happurg wird von einem mit Lockergesteinen gefüllten Bereich, nachfolgend einheitlich als (verfüllte) **Verbruchzone** bezeichnet, gequert, dessen Tiefe mit den Kernbohrungen zu 3,0 m bis 36,0 m unter Oberkante der aktuellen Beckensohle (561,2 mNN bis 562,0 mNN, im Mittel 561,5 mNN) aufgeschlossen wurde. Zumeist sind die Lockergesteine etwa 10 m bis 20 m mächtig, so dass die Felsoberfläche der anstehenden Kalksteine, also die Unterkante der Lockergesteine bei etwa 551 mNN bis 541 mNN liegt. Bereichsweise wurde die Felsoberfläche aber auch erst in 25 m oder knapp 30 m Tiefe unter Beckensohle angetroffen (BK 33/2011: UK Lockergesteine bei 28,7 m unter Beckensohle, respektive bei 532,4 mNN). Eine Tiefenlage der Felsoberfläche von > 30 m unter Beckensohle (entsprechend < 531,5 mNN) ist nach den Ergebnissen der direkten Baugrundaufschlüsse nur punktuell, z.B. in Spalten oder ähnlichen Strukturen zu erwarten (BK 18e/2011: UK Lockergesteine bei 36,0 m unter Beckensohle, Basis Lockergestein bei 525,8 mNN). Vermutlich handelt es sich um teilweise kleinräumige (Karst-)Strukturen.

Bohrung	Standort	1)	UK Lockergestein		Kurzbeschreibung wesentliche Ergebnisse <sup>3)</sup>
			[m] <sup>2)</sup>	[mNN]	
BK 1a/2011	Beckensohle, Zentrum ET17	V	18,0	543,37	- im Zentrum des Einbruchtrichters 17 - LGF: weiche und/bis steife rotbraune U,s*,t, relativ homogen ausgebildet, auf den obersten Metern auffällig aufgeweicht, locker, keine Hohlräume - ab 18,0 m kompakter hellgrauer Kst, möglicher Materialeintrag in Klüfte nicht erkennbar (bis 28,0 m erbohrt)
BK 1b/2011	Beckensohle, Zentrum ET 3	V	18,0	543,46	- im Zentrum des Einbruchtrichters 3 - LGF: weiche und/bis steife rotbraune U,s*,t und lockere fS,u,t', relativ homogen ausgebildet, tiefgründig auffällig aufgeweicht, auf letzten 3 m über Kst-Oberfläche wiederholt Kernverlust (Kern gestaucht?); - ab 18,0 m sehr kompakter hellgrauer Kst, kaum Klüfte, möglicher Materialeintrag nicht erkennbar (bis 24,0 m erbohrt)
BK 1c/2011	Beckensohle, Zentrum ET 1	V	10,8	550,45	- im Zentrum des Einbruchtrichters 1 - LGF: steife rotbraune U,s*,t und lockere S,u,t', relativ homogen ausgebildet, Kernverlust 8,1-9,1 m - ab 10,75 m sehr kompakter hellgrauer Kst, kaum Klüfte, möglicher Materialeintrag nicht erkennbar (bis 24 m erbohrt)
BK 1d/2011	Beckensohle, seitlich ET 1/3	V	8,2 (?)	553,13 (?)	- westlich der Einbruchtrichter 1 und 3 - LGF: steife/h'feste rotbraune T,u,s, und S,u; kein Kernverlust - 6,55-7,0 m Kst-Blöcke, ab 8,2 m Kst (bis 8,4 m erbohrt)
BK 2/2011	Sohle Becken	V	23,0	538,61	- Versturzzone bis 23,0 m unter Beckensohle - Kst von 5,3-9,0 m und 9,6-11,0 m; unterhalb von 11,0 m bis 23,0 m ggfs. gefüllte Karsthöhle - LGF: h'feste T,u,s und S,u; auf letzten 3 m über Kst-Oberfläche wiederholt Kernverlust - ab 23,0 m: kompakter Kst, hellgrau, hart, gering geklüftet (bis 33,0 m erbohrt)
BK 3/2011	Sohle Becken	-	-	-	- ab 2,0 m bis 12,0 m Kst., hellgrau, meist kompakt, 8,0-10,5 m stark klüftig, von 8,2-8,6 m gefüllter Hohlraum (U,s,x)
BK 4/2011	Sohle Becken	V	21,9	539,48	- Versturzzone bis 21,9 m unter Beckensohle - LGF: steife und h'feste braune T,u,s,x' und U,s,x mit eingelagerten Sandpartien - ab 21,9 m hellgrauer Kst; gefüllte Hohlräume: 22,2-22,6 m, 24,1-25,0 m, 25,6-25,7 m, 27,0-27,3 m; Kernverluste/ Hohlräume: 22,9-23,9 m, 25,8-26,6 m; (bis 32,0 m Kst erbohrt)
BK 5/2011	Sohle Becken	V	14,9	546,75	- Versturzzone bis 14,9 m unter Beckensohle - LGF: steife und h'feste, tlw. weiche braune U,s*,x und T,s,x' mit mächtigen eingelagerten Sandpartien, 10,0-12,0 m eingelagertes Holz (frisch-faserig, Baumstamm?, Probe für Altersdatierung entnommen) - ab 14,9 m: Kst, zunächst stückig, ab 17,0 m kompakt und geklüftet (Kst bis 26,0 m erbohrt)

<sup>1)</sup> Lage der Kernbohrung in Versturzzone (V); <sup>2)</sup> bezogen auf Bohransatzpunkt/GOK; <sup>3)</sup> LGF = Lockergesteinsfüllung; <sup>4)</sup> Dammkörper; <sup>5)</sup> Dammkörper auf Versturzzone mit Mächtigkeit Lockergestein (m)

**Tab. 7.1 (Teil 1):** Zusammenstellung der Ergebnisse der 2011 ausgeführten Kernbohrungen

Bohrung	Standort	1)	OK Festgestein		Kurzbeschreibung wesentliche Ergebnisse
			[m] <sup>2)</sup>	[mNN]	
BK 6/2011	Sohle Becken	V	16,6	544,39	- Versturzzone bis 16,6 m unter Beckensohle - LGF: h'feste braune U,t,s,x, eingelagerte S-Lagen, lokal weißlicher T,u,s - ab 16,55 m Kst zunächst bis 19,0 m brüchig, darunter kompakter; verfüllte Hohlräume: 26,6-27,3 m (S,t*,u), 30,5-30,9m (weicher U,t,s), 31,0-31,2 m, 31,4-31,8 m, 41,8-42,6 m (T,s*); offener Hohlraum: 40,2-40,8 m; ab 55 m verstärkt Mergelstein; - Ornatenton ab 67,8 m angetroffen (bis 70,0 m erbohrt)
BK 7/2011	Sohle Becken	V	11,7	549,53	- Versturzzone bis 11,7 m unter Beckensohle - LGF: steife und h'fester brauner U,s*,t und T,u mit eingelagerten S,u'-Lagen - ab 11,7 m bis 21,8 m Kst, zunächst stückig zerlegt bis 15 m, darunter kompakter; verfüllte Hohlräume: 12,1-12,65 m, (U,t,s, h'fest), 15,2-15,4 m, 18,4-19,0 m (U,t,s, h'fest)
BK 8/2011	Sohle Becken	V	3,0	558,25	- Versturzzone bis 3 m unter Beckensohle - LGF: unter Beckendichtung noch ca. 1,5 m T sowie S und X - ab 3 m bis 10 m Kst, relativ kompakt, Klüfte, keine Hohlräume
BK 9/2011	Sohle Becken	V	8,7	552,12	- Versturzzone bis 8,7 m unter Beckensohle, von 3,55-4,05 m Kst zwischengeschaltet (Block?) - LGF: h'fester brauner U,t,s und m'dichter S,u*,t' - ab 8,7 m bis 14,0 m Kst, hellgrau, kompakt, wenig Klüfte
BK 11/2011	Krone Ringdamm	-	12,0 <sup>4)</sup>	563,67	- bis 12,0 m Dammschüttkörper (bis 5,7 m: U,x*, darunter X,u,s) - ab 12,0 m hellgrauer Kst, bis 15 m stückig zerlegt, darunter kompakt, wenige Klüfte, bereichsweise verstärkt klüftig, verfüllte Hohlräume (U,t,s): 14,3-14,75 m, 54,0-54,2 m, 54,7-55,0 m, 56,7-57,0 m, ab ca. 70 m eingelagerte Mergelsteinlagen - ab 83,1 m Ornatenton (Tst) angetroffen (bis 85,2 m erbohrt)
BK 12/2011	Krone Ringdamm	-	20,7 <sup>4)</sup>	554,99	- bis 20,7 m Dammschüttkörper (bis 3 m Tonbeton, darunter X,s,u, untersten 3 m vermutlich Geländeauffüllung der Happurger Senke) - ab 20,7 m hellgrauer Kst, überwiegend kompakt, bereichsweise verstärkt klüftig mit Lehmbesatz; offener Hohlraum 35,2-35,6 m; ab 69 m verstärkt eingeschalteter Mst, - ab 80,4 m Ornatenton (Tst) angetroffen (bis 82,0 m erbohrt)
BK 13a/2011	landseit. Fuß Ringdamm	-	2,0	557,33	- unter Mutterboden bis 2,0 m unter GOK: X,s,u - ab 2,0 m: hellgrauer Kst, klüftig; offener Hohlraum 5,2-5,5 m (Kst bis 7,0 m erbohrt)
BK 13d/2011	landseit. Fuß Ringdamm	-	1,2	562,75	- unter Mutterboden bis 1,2 m unter GOK: T,u und U,s' - ab 1,2 m hellgrauer Kst, bis 8.4 m klüftig mit Calcit- und Lehmbesatz; offener Hohlraum von 8,4-10,0 m; ab 13,5 m kompakt, wenig Klüfte (Kst bis 26,0 m erbohrt)

<sup>1)</sup> Lage der Kernbohrung in Versturzzone (V); <sup>2)</sup> bezogen auf Bohransatzpunkt/GOK; <sup>3)</sup> LGF = Lockergesteinsfüllung; <sup>4)</sup> Dammkörper; <sup>5)</sup> Dammkörper auf Versturzzone mit Mächtigkeit Lockergestein (m)

**Tab. 7.1 (Teil 2):** Zusammenstellung der Ergebnisse der 2011 ausgeführten Kernbohrungen

Bohrung	Standort	1)	OK Festgestein		Kurzbeschreibung wesentliche Ergebnisse
			[m] <sup>2)</sup>	[mNN]	
BK 14a/2011	landseit. Fuß Ringdamm	-	2,4	552,6	- unter Mutterboden bis 2,4 m unter GOK: X,s,u - ab 2,4 m bis 9,5 m hellgrauer Kst, tlw. klüftig; von 3,0-4,5 m tlw. stückig zerlegt, mehrere cm Lehmfüllung auf Klüften
BK 14c/2011	wassers. Fuß Ringdamm	V	5,7	555,78	- <b>Versturzzone bis 5,7 m unter Beckensohle, von 3,8-4,0 m Kst zwischengeschaltet (Block?)</b> - LGF: vorwiegend weicher brauner U,t,s - ab 5,7 m bis 22,0 m: Kst, hellgrau, kompakt, wenig Klüfte; gefüllte Hohlräume: 7,8-8,8 m (U,t,s,x), 15,65-15,85 (U,t)
BK 15a/2011	landseit. Fuß Ringdamm	-	2,0	552,80	- obere 2,0 m unter GOK: X,s,u und U,s,x - ab 2,0 m hellgrauer Kst, sehr kompakt und wenige, vor allem vertikale Klüfte (von 18-19 m, 27-28 m, 28,5-32,5 m durchgehende Klüft 86°), von 20,5-24,0 m brüchig; Kernverlust 39,6-40,4 m (Hohlraum), ab 47 m verstärkt eingeschalteter Mst; - Ornatenton ab ca. 60,0 m (bis 60,3 m erbohrt)
BK 15c/2011	wassers. Fuß Ringdamm	V	13,5	548,69	- <b>Versturzzone bis 13,5 m unter Beckensohle</b> - LGF: bis 7,5 m vorwiegend brauner steifer und h'fester U,t,s, darunter ockerfarbener m'dichter S,u*, tlw. fleckig - ab 13,5 m: Kst, stark klüftig, stückig zerlegt, kompakter erst ab 30,6 m; <b>zahlreiche gefüllte Hohlräume:</b> 16,2-17,8 m (S,u), 20,0-20,4 m (U,s,t), 22,3-24,0 m (U,t,s), 25,0-26,0 m (U,t,s), 26,5-28,5 m (weicher U,t,s,g), 30,0-30,6 m (S,u,t), 32,0-33,0 m (G,s,u,t); (Kst bis 35,0 m erbohrt)
BK 16b/2011	Krone Ringdamm	-	23,3 <sup>4)</sup>	552,35	- bis 23,3 m Dammschüttkörper (1,8-3,9 m U,s,x; darunter X,s,u', untersten 4 m reichen unter OK Urgelände (OK 19,4 m), aber keine LGF erkennbar - ab 23,3 m hellgrauer Kst, überwiegend kompakt, klüftig, tlw. stückig zerlegt, keine Hohlräume; (Kst bis 33,0 m erbohrt)
BK 16c/2011	wassers. Fuß Ringdamm	V	5,8	556,83	- Versturzzone bis 5,8 m unter Beckensohle - LGF: brauner steifer und h'fester U,t,s; <b>Injektionsmaterial 0,9-1,4 m, 1,6-1,8 m, 2,5-2,65 m, 3,7-4,15 m; Kst-Blöcke, 4,25-5,0 m; organisches Material 5,0-5,3 m (!)</b> , - ab 5,8 m bis 27,6 m hellgrauer Kst, überwiegend kompakt, tlw. aber auch stark klüftig mit Lehmbesatz in Klüften (u.a. 6,5-7,0 m, 17,5-18,5 m, 20,4-21,0 m) und stückig zerbrochen (21,4-24,0 m); <b>Kernverlust (offener Hohlraum?) 24,0-24,6 m</b>
BK 17b/2011	Krone Ringdamm	V	22,0 (3,2) <sup>5)</sup>	553,64	- bis 19,85 m Dammschüttkörper (bis 4,5 m verstärkt U,g,s'; darunter X,u,g'), - <b>von 19,85 m bis 22,0 m LGF:</b> brauner h'fester U,s und T,u' - ab 22,0 m bis 31,5 m hellgrauer Kst, überwiegend kompakt, klüftig, lokal stückig/kiesig zerlegt; keine Hohlräume

1) Lage der Kernbohrung in Versturzzone (V); 2) bezogen auf Bohransatzpunkt/GOK; 3) LGF = Lockergesteinsfüllung; 4) Dammkörper; 5) Dammkörper auf Versturzzone mit Mächtigkeit Lockergestein (m)

**Tab. 7.1 (Teil 3):** Zusammenstellung der Ergebnisse der 2011 ausgeführten Kernbohrungen

Bohrung	Standort	1)	OK Festgestein		Kurzbeschreibung wesentliche Ergebnisse
			[m] <sup>2)</sup>	[mNN]	
<b>BK 17c/2011</b>	wassers. Fuß Ringdamm	V	8,6	553,02	- <b>Versturzzone bis 8,6 m unter Beckensohle</b> - LGF: brauner steifer und h'fester U,t,s; 4,0-6,5 ocker fS,u, locker-m'dicht - ab 8,6 m hellgrauer Kst, bis 9,6 m überwiegend stückig zerlegt, darunter kompakter bis 17,0 m darunter wieder stückig zerlegt mit Lehmbesätzen; (Kst bis 20,0 m erbohrt)
<b>BK 18a/2011</b>	wassers. Fuß Ringdamm	V	5,8	550,40	- <b>Versturzzone bis 5,8 m unter Beckensohle</b> - LGF: überwiegend steifer, verbreitet auch weicher U,t,s und locker-m'dichter S,u, ocker; - ab 5,8 m bis 16,6 m hellgrauer Kst, bis 9,6 m überwiegend kompakt, klüftig (8,75-8,85 m U), tlw. stückig zerlegt
<b>BK 18b/2011</b>	Krone Ringdamm	-	18,0 <sup>4)</sup>	557,69	- bis 18,0 m Dammschüttkörper (bis 2,4 m verstärkt U,s,g; darunter X,g,(u)), - ab 18,0 m bis 30,3 m hellgrauer Kst, klüftig, stückig/kiesig bzw. scheibenförmig zerlegt/zerbohrt; keine Hohlräume
<b>BK 18c/2011</b>	wassers. Fuß Ringdamm	V	4,0	557,85	- <b>Versturzzone bis 4,0 m unter Beckensohle</b> - LGF: X,s,g (0,5-1,8 m, 2,3-4,0 m), nur lokal T,u* (2,1-2,3 m) - ab 5,8 m hellgrauer Kst: überwiegend kompakt, klüftig, tlw. mit dezimeterdicken Lehmbesatz; 9,0 m-12,0 m stückig zerlegt; keine Hohlräume; Kst bis 35,0 m erbohrt
<b>BK 18d/2011</b>	wassers. Fuß Ringdamm	-	2,35	559,25	- obere 2,0 m Aufbau Beckensohle mit Tonbeton(?) und Filtersand; 2,35-2,7 m: U,x*,t,s' (Einebnen Gelände?) - ab 2,35 m hellgrauer Kst, sehr kompakt und wenige Klüfte; 16,4-17,2 m bräunlich, weich; gefüllte Hohlräume: 4,8-5,0 m, 17,2-17,7 m (S,u*); Kst bis 35,8 m erbohrt
<b>BK 18e/2011</b>	wassers. Fuß Ringdamm	V	36,0	525,81	- <b>Versturzzone bis 36,0 m unter Beckensohle (!), Kst eingelagert von 15,0-19,15 m (!)</b> - LGF: überwiegend bröckelig/h'fester U,s*,t und S,u sowie T,u*,s, rötlich braun und hellbraun, 15,0-19,15: hellgrauer Kst, kompakt, klüftig - <b>19,15-32,0 m Kernverlust</b> , Schappe ließ sich trocken, ohne Kerngewinn in das Gebirge hereindrücken - 32-36,0 m steifer U,fs*,t - 36-37,0 m hellgrauer Kst kompakt
<b>BK 18e2/2011</b>	wassers. Fuß Ringdamm	V	26,0	535,81	- <b>Versturzzone bis 26,0 m unter Beckensohle</b> - LGF: überwiegend bröckelig trockener S,u, rötlich-braun; von 22,4-26,0 m verstärkt weicher und steifer U,s*,t; 24,8-25,0 Kernverlust - ab 25,8 m bis 36,7 m hellgrauer Kst, kompakt, wenig Klüfte

1) Lage der Kernbohrung in Versturzzone (V); 2) bezogen auf Bohransatzpunkt/GOK; 3) LGF = Locker-  
 gesteinsfüllung; 4) Dammkörper; 5) Dammkörper auf Versturzzone mit Mächtigkeit Lockergestein (m)

**Tab. 7.1 (Teil 4):** Zusammenstellung der Ergebnisse der 2011 ausgeführten Kernbohrungen

Bohrung	Standort	1)	OK Festgestein		Kurzbeschreibung wesentliche Ergebnisse
			[m] <sup>2)</sup>	[mNN]	
BK 19a/2011	landseit. Fuß Ringdamm	-	4,5	564,19	- Auffüllung (vermutlich vollständig Auffahrtsrampe zuzuordnen) bis 4,5 m unter GOK: überwiegend X,g,s' und Kst-X,g,u - ab ca. 4,5 m Kst: bis ca. 7 m brüchig mit reichlich Lehm auf Klüften und Schichtflächen, ab 7,3 m kompakter hellgrauer Kst, bereichsweis stärker zerlegt (u.a. 14,3-15,0 m); Kst bis 20,0 m erbohrt
BK 19c/2011	wassers. Fuß Ringdamm	V	2,2	559,68	- U,g,s und X,s' bis 2,2 m unter Beckensohle (Versturzzone?) - ab ca. 2,2 m bis 27,7 m hellgrauer Kst: bis ca. 6,0 m stark brüchig, Klüfte mit Lehmbesatz; ab 8 m bis 27,7 m sehr kompakt, wenig Klüfte
BK 19d/2011	landseit. Fuß Ringdamm	-	1,3	562,21	- unter Mutterboden bis 1,3 m unter GOK: T,u und U,t mit eingelagerten Kst-Blöcken - ab ca. 1,3 m bis 20,0 m hellgrauer Kst: bis ca. 3,5 m stark brüchig; bis 8,0 m weitgehend kompakt, klüftig; bis 12,0 m brüchig, Klüfte mit Lehmbesatz; bis 20,0 m überwiegend kompakt, wenig Klüfte
BK 20c/2011	wassers. Fuß Ringdamm	V	22,2	539,82	- <b>Versturzzone bis 22,2 m unter Beckensohle</b> - LGF: überwiegend lockere fS,u,t', hellbraun, tlw. hellweißlich, fleckig rotbraun, mit eingeschaltetem U,s*,t weich und steif, lokal breiig, untergeordnet T,s*,u - ab 22,2 m bis 35,6 m hellgrauer Kst: überwiegend kompakt, gering klüftig, tlw. Mergelsteinlagen, 32,0-32,2 m Lehmfüllung einer Kluft
BK 20d/2011	landseit. Fuß Ringdamm	V	7,5	549,65	- <b>Versturzzone bis 7,5 m unter GOK</b> - LGF: lockere S,u*,t, hellbraun-orange, und U,s,t steif, untergeordnet T,u,s', steif - ab 7,5 m bis 20,0 m hellgrauer Kst: überwiegend kompakt, klüftig, mit Lehmbesatz, tlw. dünne Mergelsteinlagen
BK 21a/2011	landseit. Fuß Ringdamm	V	21,7	535,04	- <b>Versturzzone bis 21,7 m unter GOK</b> - LGF: überwiegend U,s*,t', rotbraun-hellgrau, tlw. fleckig hellweißlich, weich und steif, weitgehend homogen, eingeschaltete S,u*-Partien, 17,9-20,0 m Kst-Steine - ab 21,7 m grauer Mst, ab 24,3 m hellgrauer Kst mit dünnen Mergelsteinlagen, scheibenförmig zerbohrt; <b>28,0-29,6 m Kernverlust (Hohlraum?)</b> ; 29,6-32,0 m brüchiger Kst
BK 21b/2011	Krone Ringdamm	V	23,0 (4,7) <sup>5)</sup>	552,65	- bis 18,3 m Dammschüttkörper (bis 3,2 m verstärkt U,x, fest; darunter X,g,s,u' und U,x,t wechselnd), - <b>LGF der Versturzzone von 18,3 m (OK Urgelände) bis 23,0 m</b> : U,s',t, hellbraun bis ocker, h'fest - ab 23,0 m bis 33,0 m hellgrauer Kst: überwiegend kompakt, klüftig; <b>offene Hohlräume: 24,0-25,0 m, 26,25-27,0 m, 31,0-31,4 m, 32,0-32,4 m</b>

1) Lage der Kernbohrung in Versturzzone (V); 2) bezogen auf Bohransatzpunkt/GOK; 3) LGF = Lockergesteinsfüllung; 4) Dammkörper; 5) Dammkörper auf Versturzzone mit Mächtigkeit (m) Lockergestein

**Tab. 7.1 (Teil 5):** Zusammenstellung der Ergebnisse der 2011 ausgeführten Kernbohrungen



Bohrung	Standort	1)	OK Festgestein		Kurzbeschreibung wesentliche Ergebnisse
			[m] <sup>2)</sup>	[mNN]	
BK 21c/2011	wassers. Fuß Ringdamm	V	8,5	553,17	- Versturzzone bis 8,5 m unter Beckensohle - LGF: überwiegend U,s,t, steif und h'fest mit zahlreichen eingelagerten lockeren fS,u,t'-Partien, hellbraun, tlw. hellweißlich fleckig - ab 8,5 m hellgrauer Kst: bis 10,0 m stückig, Lehmbesatz, 30,6 m überwiegend kompakt, gering klüftig, tlw. geringe dünne Mergelsteinlagen
BK 21d/2011	landseit. Fuß Ringdamm	V	4,8	551,73	- Versturzzone bis 4,8 m unter GOK - LGF: unter Mutterboden bis 1,0 m T,u; bis 2,0 m X/U; bis 3,45 m U,t*s, steif; bis 4,8 m X/U,t,s - ab 4,8 m hellgrauer Kst: bis 9,0 kompakt bis stückig, Lehmbesatz; 9,0-12,0 m Kst zerbrochen, viel U,t,s, steif-h'fest; 12,0-12,6 m Kst kompakt; 12,6-14,0 m gefüllter Hohlraum (U,t,s, weich-steif); 14,0-15,0 m Kst zerbrochen; 15,0-16,0 m Kst zerbrochen, viel U,t,s, h'fest; 16,0-17,0 m Kst kompakt; 17,0-17,4 m gefüllter Hohlraum (U,s*); 17,4-24,0 m Kst mit Mst-Lagen, stark zerbrochen; 22,5-23,0 m Kernverlust (offener Hohlraum?); Kst bis 24,0 m erbohrt
BK 22a/2011	landseit. Fuß Ringdamm	-	2,0	556,77	- unter Mutterboden bis 1,9 m unter GOF X,g,s - ab 2,0 m hellgrauer Kst: tlw. brüchig, zur Tiefe überwiegend kompakt und wenig klüftig; 11,35-11,6 m Hohlraum (Kernverlust); Kst bis 25,0 m erbohrt
BK 22c/2011	wassers. Fuß Ringdamm	V	9,5	553,03	- Versturzzone bis 9,5 m unter Beckensohle - LGF: unter Schutzschicht (X,t/U), Lehmdichtung (U,t) und Filtersand ab 2,1 m überwiegend steifer und h'fester U,s*,t und T,s,u, braun, teilweise steinig; 3,1-4,0 m Injektionsgut; - ab 9,5 m hellgrauer Kst: bis 10,8 m steinig zerlegt, darunter sehr kompakt, wenig Klüfte, tlw. dünne Mergelsteinlagen, 12,0-12,4 m gefüllter Hohlraum (U,t,s,g, steif)
BK 23a/2011	landseit. Fuß Ringdamm	V	8,4	551,89	- Versturzzone bis 8,4 m unter GOK - LGF: unter Mutterboden und X,u' ab 1,2 m unter GOK steifer und h'fester U,t,s' und T,s,u, braun und rotbraun; - ab 8,4 m hellgrauer Kst: bis 8,5 m steinig zerbrochen, sandiger Lehmbesatz; darunter überwiegend kompakt, wenig Klüfte, tlw. Klüfte mit Lehmfüllung (bis 4 cm); offene Hohlräume: 12,5-13,0 m, 22,75-25,0 m; 30,6-35,0 m weitgehender Kernverlust (Kst und U ?); - ab 69,8 m Ornatenton (Tst, dunkelgrau), bis 71,4 m erbohrt
BK 24a/2011	landseit. Fuß Ringdamm	-	4,0	556,90	- unter Mutterboden bis 4,0 m unter GOK: X,u,g hellgrau (Kst) - ab 4,0 m hellgrauer Kst: bis 11 m überwiegend stark klüftig, Klüfte mit Lehmbesatz; gefüllter Hohlraum: 8,0-8,5 m (U,t,s, steif-h'fest); ab 11,0 m kompakter, aber weiter klüftig, stückig zerbohrt ; Kst bis 20,0 m erbohrt

1) Lage der Kernbohrung in Versturzzone (V); 2) bezogen auf Bohransatzpunkt/GOK; 3) LGF = Lockergesteinsfüllung; 4) Dammkörper; 5) Dammkörper auf Versturzzone mit Mächtigkeit (m) Lockergestein

Tab. 7.1 (Teil 6): Zusammenstellung der Ergebnisse der 2011 ausgeführten Kernbohrungen

Bohrung	Standort	1)	OK Festgestein		Kurzbeschreibung wesentliche Ergebnisse
			[m] <sup>2)</sup>	[mNN]	
BK 24b/2011	Krone Ringdamm	-	17,0 <sup>4)</sup>	558,74	- bis 17,0 m Dammschüttkörper (bis 2,9 m X,G,u,s; bis 12,8 m X,s,u'; bis 13,4 m U, fest; darunter X,s*,u' und U,x,t wechselnd); OK Urgelände 2 m über UK Dammschüttkörper, aber keine LGF erkennbar - ab 17,0 m hellgrauer Kst: überwiegend kompakt, gering klüftig; gefüllter Hohlraum: 18,5-19,0 m (T,x, fest)
BK 24c/2011	wassers. Fuß Ringdamm	V	4,6	557,36	- <b>Versturzzone bis 4,6 m unter Beckensohle</b> - <b>LGF:</b> unter Schutzschicht (G,x), Tonbeton (?) und Injektionsgut (2,1-2,3 m) ab 2,3 m steifer und h'fester U,s,t, rötlich-braun; - ab 4,6 m hellgrauer Kst: bis 8,0 m kompakt mit dezimeterweiten lehmgefüllten Klüften von 6,6-6,8 m und 7,5-7,6 m; darunter <b>Kst meist stark geklüftet, stückig zerlegt; zahlreiche gefüllte Hohlräume:</b> 8,5-9,6 m (U,s,t, stark humos, h'fest), 9,8-10,5 m (U,s,t,g*, steif, braun), 16,0-17,0 m (U,t,s', steif, braun), 18,2-21,3 m (U,t,s,g, steif, braun), 22,3-27,0 m (U,t,s, weich und steif, hell- und rotbraun, locker, aufgeweicht/nass), 31,2 -31,8 m (U,t,s, steif, braun), 33,1-33,3 m (U,t,fs', h'fest, braun), 35,1-35,5 m (U,t,s, steif, braun); offene Hohlräume (Kernverlust): 15,4-15,7 m, 17,0-17,6 m; bis 35,5 m Kst und Hohlräume erbohrt
BK 25b/2011	Krone Ringdamm	-	13,5 <sup>4)</sup>	562,19	- unter Asphaltdecke bis 1,6 m G,s*,u und U,g*; bis H,u,t,s (Tonbeton?); darunter X,s,u mit einzelnen schluffigen Zwischenlagen; 12,0-13,5 m U,g*,x; OK Urgelände 1,1 m über UK Dammschüttkörper, aber keine LGF erkennbar - ab 13,5 m hellgrauer Kst: überwiegend kompakt, tlw. aber auch stark klüftig, stückig zerbohrt; von 16,5-20,0 m brüchig, stark klüftig, tlw. Kernverlust, darunter wieder kompakter; <b>offener Hohlraum: 23,5-24,0 m</b>
BK 28a/2011	landseit. Fuß Ringdamm	V	4,0	568,51	- unter Mutterboden bis 1,5 m unter GOK: X,s',u'; bis 4,0 hellbrauner fS,u' (Versturzzone mit LGF?) - ab 4,0 m hellgrau-brauner Kst: bis 6 m weitgehend sandig zerbohrt (fS,u',g'); 7,0-8,0 m U,s,t', bröckelig, hellbraun; 8,0-9,0 m Kst weitgehend zerbohrt, Lehmanteile (U,s*,t,g); 9,0-13,5 m Kst kompakter, <b>klüftig; 13,5-24,0 m Kst stark klüftig, brüchig, steinig zerbohrt, Lehmbesatz auf Klüften;</b> 24,0-25,6 m Kst mit Mst geschichtet, wieder holt Lehmbesatz auf Klüften (U,t,s', fest); Kst bis 25,6 m erbohrt
BK 28c/2011	wassers. Fuß Ringdamm	V	3,7	557,91	- <b>Versturzzone bis 3,7 m unter Beckensohle</b> - <b>LGF:</b> unter breiigen U,s',t' und steifen U,t,g (Tonbeton?) ab 2,3 m bis 3,7 m lockerer S,u* und steifer U,t,s, braun - ab 3,7 m hellgrauer Kst: überwiegend kompakt, tlw. sehr kompakt, geklüftet; Kst bis 35,0 m erbohrt

1) Lage der Kernbohrung in Versturzzone (V); 2) bezogen auf Bohransatzpunkt/GOK; 3) **LGF = Lockergesteinsfüllung**; 4) Dammkörper; 5) Dammkörper auf Versturzzone mit Mächtigkeit (m) Lockergestein

**Tab. 7.1 (Teil 7):** Zusammenstellung der Ergebnisse der 2011 ausgeführten Kernbohrungen

Bohrung	Standort	1)	OK Festgestein		Kurzbeschreibung wesentliche Ergebnisse
			[m] <sup>2)</sup>	[mNN]	
BK 29a/2011	landseitige Böschung Ringdamm	-	4,0 <sup>4)</sup>	568,53	- unter Dammkrone bis 2,0 m G,u* und U,t',g'; darunter Dammschüttung aus X,g' hellgrau (Kst); OK Urgelände 2,5 m über UK Dammschüttkörper, aber keine LGF erkennbar - ab 4,0 m hellgrauer Kst: bis 6,0 m stark klüftig, steinig zerbohrt; darunter überwiegend kompakt, gering klüftig, Lehmbesatz und Calcitkristalle auf Klüften; keine Hohlräume; Kst bis 25,0 m erbohrt
BK 29c/2011	wassers. Fuß Ringdamm	-	2,0	559,46	- unter Beckensohle: bis 0,7 m Schutzschicht (U,x,g und X,u); bis 1,5 Lehmdichtung(?) (U,t,s,g); bis 1,7 m Filtersand; bis 2,0 m S,u,g, dunkelbraun (Reste LGF Versturzone oder Geländeprofilierung?) - ab 2,0 m hellgrauer Kst: tlw. kompakt, gering geklüftet, tlw. stark klüftig, steinig zerbohrt, mit Lehmbesatz (U,t,s, weich und steif) auf Klüften (u.a. 6,5-7,0 m), ab 8,0 m überwiegend kompakt, wenige Klüfte; keine Hohlräume; Kst bis 35,0 m erbohrt
BK 30/2011	Sohle Becken	-	2,3	558,65	- unter Beckensohle: bis 0,5 m Schutzschicht (X,u*); bis 1,7 m Lehmdichtung (U,t*, steif); bis 1,9 m Filtersand; bis 2,3 m U,s - ab 2,3 m hellgrauer Kst: tlw. kompakt, gering geklüftet, tlw. stark klüftig, steinig zerbohrt, mit Lehmbesatz; keine Hohlräume; Kst bis 20,0 m erbohrt
BK 31/2011	Sohle Becken	V	10,0	551,08	- <b>Versturzone bis 10,0 m unter Beckensohle</b> - zunächst bis 1,2 Lehmdichtung (U,t,s, steif); bis 1,3 m Filtersand - <b>LGF:</b> bis 2,0 m weißlicher S,u,t; bis 5,4 m überwiegend fS,u,t', bräunlich mit unter 60° geneigten weißlichen Schlieren; bis 10,0 m h'fester U,t,s, hellbraun, ocker - ab 10,0 m hellgrauer Kst: bis 16,0 m überwiegend kompakt, gering klüftig; bis 20,6 m stückig, reichlich Lehm; gefüllter Hohlraum: 20,6-22,6 m (U,t,s,g, tlw. breiig, tlw. weich-steif, braun); 22,6-25,0 m stark klüftig, Lehmbesatz; Kst bis 25,0 m erbohrt
BK 32/2011	Sohle Becken	V	12,7	546,68	- <b>Versturzone bis 12,7 m unter Beckensohle</b> - zunächst bis 0,5 m Schutzschicht; 1,2 Lehmdichtung (U,t, h'fest); bis 1,4 m Filtersand - <b>LGF:</b> bis 3,4 m überwiegend brauner und ocker-weißlicher S,u,t; bis 8,0 m brauner U,s*,t, h'fest und S,u,t'; bis 10,0 m dunkelbrauner, teils dunkelgrauer U,t,s, h'fest; bis 11,0 m X,g,s'; bis 12,7 m S,g,u', rotbraun - ab 12,7 m hellgrauer Kst: überwiegend kompakt, klüftig, tlw. brüchig; Kernverlust (Hohlraum): 28,0-28,5 m; 28,5-30,0 m stark klüftig, Lehmbesatz; gefüllter Hohlraum (U,t,s): 30,0-30,5 m; Kst bis 35,0 m erbohrt

<sup>1)</sup> Lage der Kernbohrung in Versturzone (V); <sup>2)</sup> bezogen auf Bohransatzpunkt/GOK; <sup>3)</sup> **LGF = Lockergesteinsfüllung**; <sup>4)</sup> Dammkörper; <sup>5)</sup> Dammkörper auf Versturzone mit Mächtigkeit (m) Lockergestein

**Tab. 7.1 (Teil 8):** Zusammenstellung der Ergebnisse der 2011 ausgeführten Kernbohrungen

Bohrung	Standort	1)	OK Festgestein		Kurzbeschreibung wesentliche Ergebnisse
			[m] <sup>2)</sup>	[mNN]	
BK 33/2011	Sohle Becken	V	28,7	532,40	- Bohrung liegt außerhalb der eigentlichen Versturzzone in einer Anomalie im östlichen Teil des Beckens - Versturzzone bis 28,7 m unter Beckensohle - zunächst bis 0,75 m Lehmdichtung (U,s,t, weich); bis 0,9 m Filtersand - LGF: bis 2,0 m U,s*,t und S,u*,t, braun; von 2,0 m bis 5,9 m hellgrauer Kst, kompakt, geklüftet; darunter, d.h. von 5,9 bis 28,7 m überwiegend fS,u', ockerziegelrot, locker gelagert, mit eingeschaltetem weichen bis steifen U,s*,t', hellbraun, Material insgesamt über gesamte Tiefe locker-bröckelig, leicht erodierbar; Kernverluste (Massendefizit?) von 24,0-24,3 m, 25,0-25,5 m und 25,9-26,0 m - ab 28,7 m hellgrauer Kst: sehr kompakt, kaum Klüfte; gefüllter Hohlraum (U.t.s, steif, braun): 29,6-30,25 m; Kst bis 32,0 m erbohrt
BK 34/2011	Sohle, Zentrum ET 7	V	7,4	553,64	- Versturzzone bis 7,4 m unter Beckensohle - LGF: bis 4,7 m U,s*,t, steif, bröckelig, braun, lokal (3,6-4,1 m) X eingelagert; 4,7-6,05 m Kst/X,stückig, brüchig; 6,05-7,4 m U,t,g*, steif, braun - ab 7,4 m hellgrauer, tlw. bräunlicher Kst: tlw. stark geklüftet, ab 11,0 m kompakt, kaum Klüfte; gefüllter Hohlraum (U.t.s, weich-steif, braun): 20,0-20,2 m; Kst bis 25,4 m erbohrt
BK 35/2011	Sohle Becken	V	23,9	537,42	- Versturzzone bis 23,9 m unter Beckensohle - zunächst bis 1,0 m Schutzschicht (X,u), bis 1,5 m Lehmdichtung (U,t, steif); bis 1,6 m Filtersand - LGF: hellgraue und hellbraune, tlw. weißliche S,u und U,s,t, steif und h'fest, bröckelig, braun; 13,5-18,7 m weißliche S,t; 20,85-22,6 m X (Kst-Blöcke?) mit h'festem U; 22,6-23,9 m U,t,s,x, h'fest, hellbraun (Hohlraumfüllung?) - ab 23,9 m hellgrauer Kst: bis 33,6 m stark brüchig, stark geklüftet, stückig, tlw. zu S und U zerbohrt; ab 33,6 m kompakter; Kst bis 35 m erbohrt

1) Lage der Kernbohrung in Versturzzone (V); 2) bezogen auf Bohransatzpunkt/GOK; 3) LGF = Lockergesteinsfüllung; 4) Dammkörper; 5) Dammkörper auf Versturzzone mit Mächtigkeit (m) Lockergestein

**Tab. 7.1 (Teil 9):** Zusammenstellung der Ergebnisse der 2011 ausgeführten Kernbohrungen

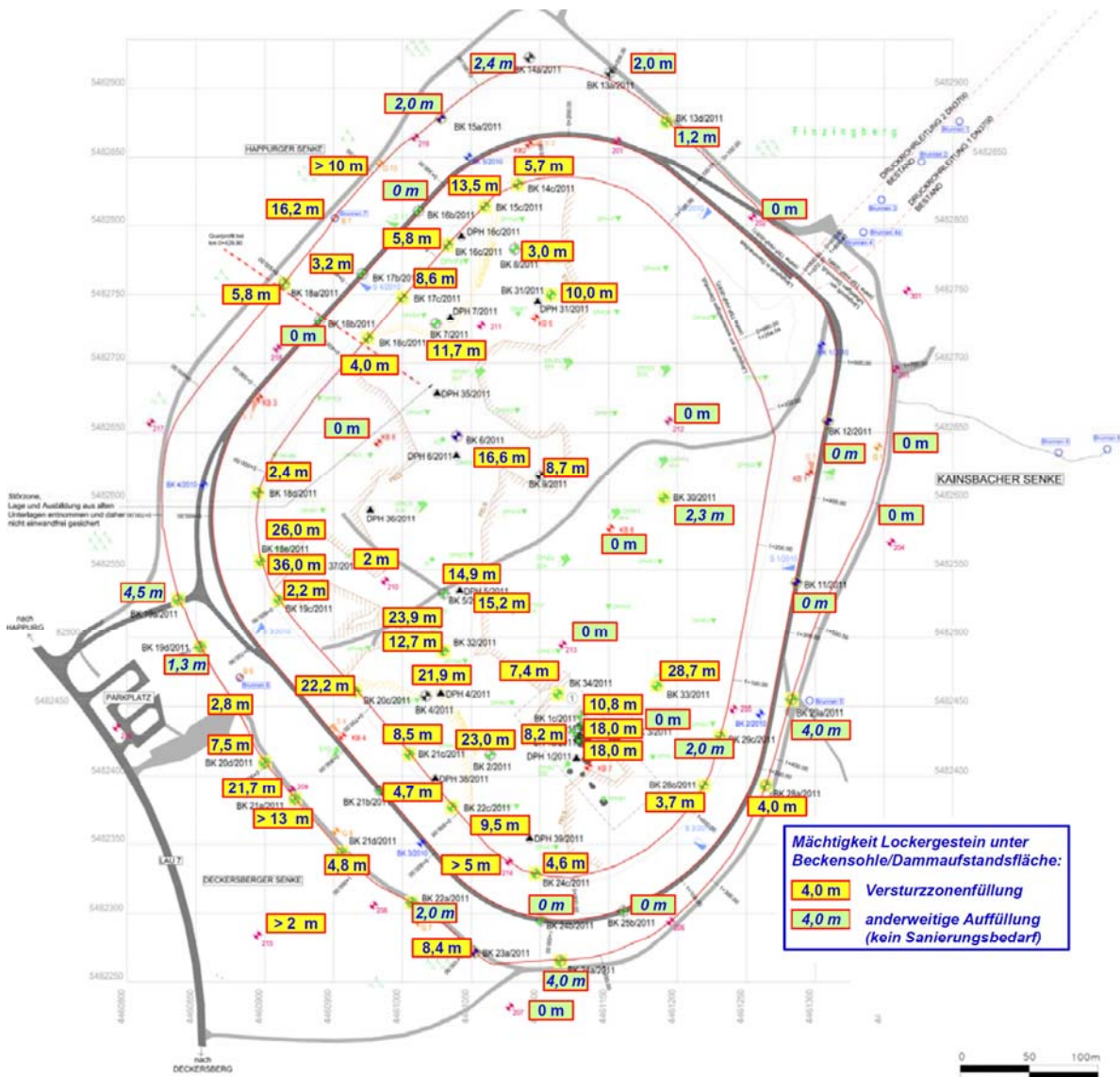
- In der Verbruchzone variiert die angetroffene Höhenlage des Felses, i.e. des Kalksteins, teilweise auf kurze Distanz erheblich. Am eklatantesten wird dies am Beispiel der beiden Kernbohrungen BK 18e/2011 und BK 18e2/2011. Die Bohrung BK 18e2/2011 wurde 4,0 m nördlich der Bohrung BK 18e/2011 abgeteuft, nachdem die Bohrung BK 18e/2011 in einer Tiefe von 36,0 m aufgegeben werden musste. In der BK 18e/2011 wurde die Felsoberfläche unter rötlich-braunen schluf-

figen Sanden bei 26,0 m unter Beckensohle angetroffen, während in der BK 18e/2011 unter halbfesten stark sandigen Schluffen zunächst ab 15,0 m bis 19,15 m unter Beckensohle ein kompakter, klüftiger Kalkstein erbohrt wurde, der darunter aber nochmals von knapp 17 m sehr lockeren Lockergesteinen unterlagert wird, so dass erst in 36,0 m Tiefe wieder Festgestein aufgeschlossen wurde. Beide Bohrungen liefern also trotz der geringen räumlichen Distanz ein völlig unterschiedliches Bild über die Untergrundsituation und einen Höhenversatz des Kalksteins um mindestens 10 m auf einer horizontalen Distanz von 4 m.

Aber auch zwischen den Bohrungen BK 1c/2011 und BK 1b/2011, die rund 8 m horizontal voneinander entfernt sind, ergibt sich eine Höhendifferenz der Felsoberfläche von 7,2 m. Zwischen der Bohrung BK 1d/2011 und der knapp 7 m benachbarten Bohrungen BK 1b/2011 beträgt die Höhendifferenz sogar rund 10 m. Die Felsoberfläche bzw. -flanke muss hier mindestens um rund  $45^\circ$  bzw.  $\geq 55^\circ$  gegen die Horizontale geneigt sind.

In Bild 7.1 ist die in den 2011 durchgeführten Kernbohrungen bezogen auf den jeweiligen Bohransatzpunkt aufgeschlossene Mächtigkeit der Lockergesteinsfüllung der Verbruchzone dargestellt. Zusätzlich wurden die Ergebnisse der früheren Untersuchungen (Abschnitt 7.1) berücksichtigt.

- Die in der BK 18e/2011 gemachte Beobachtung, dass unter einer offensichtlich kompakten Kalksteinformation erneut Lockergestein in nicht unerheblicher Mächtigkeit folgt, ist nicht singulär. Auch in der BK 2/1011 wurde unter Lockergesteinen ab 5,3 m bis 9,0 m und von 9,6 m bis 11,0 m unter Beckensohle zunächst hellgrauer Kalkstein angetroffen, unter dem erneut halbfeste schluffige, sandige Tone und schluffige Sande bis in 23,0 m Tiefe folgen und erst ab dieser Tiefe wieder von kompakten, harten Kalkstein unterlagert werden. In der außerhalb der eigentlichen Verbruchzone, im östlichen Teil des Beckens auf Grund einer in den Ergebnissen der 1. Phase der geophysikalischen Untersuchungen erkennbaren Anomalie angeordneten Kernbohrung BK 33/2011 wurde zwischen 2,0 m und 5,9 m unter Beckensohle weitgehend kompakter Kalkstein angetroffen, der bis in 28,7 m Tiefe von Lockergesteinen, überwiegend locker gelagerten schwach schluffigen Feinsanden und eingeschalteten stark sandigen Schluffen weicher und steifer Konsistenz unterlagert wird, bevor ab 28,7 m Tiefe unter Beckensohle wieder sehr kompakter Kalkstein ansteht.



**Bild 7.1** Mächtigkeit der in den 2011 ausgeführten Kernbohrungen und früheren Aufschlüssen angetroffenen Lockergesteinsfüllung der Versturzzone

Vermutlich handelt es sich bei dergestalt aufgeschlossenen Formationen um verfüllte Karsthöhlen, die eine noch intakte (Kalkstein-)Decke besitzen. Denkbar ist auch, dass es sich im Einzelfall um vorspringende bzw. auskragende Kalksteinstrukturen handelt, bei der die Kernbohrung die vorspringende 'Felsnase' durchörtert hat, bevor wieder die darunter anstehenden Lockergesteine aufgeschlossen wurden.

- Die durch die Kernbohrungen erkennbare horizontale Ausdehnung der mit Lockergesteinen teilweise tiefgründig gefüllten Verbruchzone entspricht weitgehend den aus der Zeit des Beckenbaus und vorlaufenden geophysikalischen Untersuchungen bekannten Bereich der Felsränder der 'Störzone'.
- Lediglich im östlichen Bereich des Oberbeckens wurden mit der BK 33/2011, die hier auf Grund einer großen Anomalie, die aus den Ergebnissen der ersten Phase der geophysikalischen Erkundung erkennbar wurde, gezielt angeordnet wurde, außerhalb der eigentlichen Versturzzone bis in 28,7 m Tiefe unter aktueller Beckensohle Lockergesteine in Form von locker gelagerten, schwach schluffigen Feinsanden ocker-beiger und ziegelroter Färbung und eingeschaltete stark sandige Schluffe weicher bis steifer Konsistenz und hellgrauer Färbung aufgeschlossen.
- Die durch die Kernbohrungen erkennbare Verbruchzone erstreckt sich nach den Ergebnissen der Kernbohrungen aber auch in mehreren Abschnitten unter die Aufstandsfläche des Ringdammes.

So wurden im Nordwesten in den Bohrungen BK 14c/2011 (Mächtigkeit Lockergesteine: 5,7 m), BK 15c/2011 (13,5 m), BK 16c/2011 (5,8 m), BK 17b/2011 (3,2 m), BK 17c/2011 (8,6 m), BK 18a/2011 (5,8 m) und BK 18c/2011 (4,0 m) Lockergesteine unter der Geländeoberfläche bzw. der Dammaufstandsfläche aufgeschlossen, die bis zu 13,5 m mächtig sind. Allerdings deuten die Ergebnisse der Kernbohrungen an, dass in diesem Bereich die Mächtigkeit der Lockergesteine kleinräumig stark variieren dürfte, da in den in ebenfalls in diesem Bereich liegenden Kernbohrungen BK 15a/2011, BK 16b/2011, und BK 18b/2011 keine Störzonenfüllung angetroffen wurde. Hervorzuheben ist, dass die nahezu in einem Schnitt (ca. km 0+430) liegenden Kernbohrungen BK 18a/2011 und BK 18c/2011 am land- und wasserseitigen Dammfuß jeweils rund 6 m bzw. 4 m mächtige Lockergesteine unter der Dammaufstandsfläche aufschließen, während die in Dammmitte liegende Kernbohrung BK 18b/2011 keine Hinweise auf eine unterlagernde Versturzzone liefert.

Ein zweiter Bereich, in dem der Ringdamm zumindest mit seiner wasserseitigen Böschung bzw. Dammfuß im Bereich der hier besonders tief reichenden Versturzzone liegt, wird im Südwesten des Beckens durch die am wasserseitigen Dammfuß liegenden Kernbohrungen BK 18e/2011 (Mächtigkeit Lockergesteine: 36,0 m), BK 18e2/011 (26,0 m) und BK 19c/2011 (2,2 m) markiert. Die in diesem Bereich 'gegenüber' am landseitigen Dammfuß liegenden Kernbohrungen BK 19a/2011

und BK 19d/2011 zeigen keine auffälligen Lockergesteinspartien unter der Dammaufstandsfläche, so dass auf der Basis der Kernbohrungen davon ausgegangen werden kann, dass die Versturzzone hier nach Südwesten hin unter dem Ringdamm ausläuft.

Im Süden des Oberbeckens befindet sich ein dritter Abschnitt, in dem nach den Ergebnissen der Kernbohrungen der Ringdamm auf der verfüllten Versturzzone abgesetzt ist, wie die Kernbohrungen BK 20c/2011 (Mächtigkeit Lockergesteine: 22,2 m), BK 20d/2011 (7,5 m), BK 21a/2011 (21,7 m), BK 21b/2011 (4,7 m), BK 21c/2011 (8,5 m), BK 21d/2011 (4,8 m), BK 22c/2011 (9,5 m), BK 23a/2011 (8,4 m) und BK 24c/2011 (4,6 m) zeigen. So wurden bei der am wasserseitigen Fuß des Ringdammes liegenden Kernbohrung BK 20c/2011 bis in 22,2 m unter Dammaufstandsfläche überwiegend lockere schluffige, schwach tonige Feinsande hellbrauner und hellweißlicher Färbung aufgeschlossen, in die phasenweise weiche und steife, lokal auch nur breiig/ vernässte stark sandige Schluffe eingeschaltet sind. Dabei wird bereits auf der Basis der Kernbohrungen erkennbar, dass die mit Lockergesteinen gefüllte Versturzzone den bis zu 80 m breiten Ringdamm hier auch quert, da auch bei der der vorgenannten BK 20c/2011 gegenüberliegenden, am landseitigen Dammfuß ausgeführten Kernbohrung BK 21a/2011 bis in 21,7 m Tiefe unter Geländeoberfläche Lockergesteine vergleichbarer Zusammensetzung aufgeschlossen wurden. In der ebenfalls in diesem Abschnitt liegenden Kernbohrungen BK 21a/2011 und BK 21b/2011 wurden auf den ersten Metern unter der Felsoberfläche offene Hohlräume bis 1,6 m aufgeschlossen. In den Kernbohrungen BK 22a/2011, BK 24b/2011 und BK 25b/2011 wurden die Lockergesteinsfüllungen nicht nachgewiesen, so dass in Richtung dieser Bohrungen, die Ausdehnung der Versturzzone begrenzt ist. In diesem Abschnitt zeigen die Kernbohrungen BK 21d/2011 und BK 24c/2011 für den die Versturzzone unterlagernden Kalkstein eine besonders starke Klüftung und mächtige, meist von Lockergesteinen gefüllte, teilweise aber auch offene Hohlräume. Insbesondere in der BK 24c/2011 nehmen die Hohlräume mehr als 40 % der gesamten im Kalkstein erbohrten Strecke ein.

Im Südosten deuten die Ergebnisse der Kernbohrungen einen vermutlich nur lokal ausgeprägten Abschnitt an, in denen unter der eigentlichen Dammaufstandsfläche gering mächtige Lockergesteine anstehen. So wurde in den Bohrungen BK 28a/2011 und BK 28c/2011 eine unter das Urgestein reichende Lockergesteinszone erbohrt, die hier etwa 4,0 m unter aktuelle Beckensohle reicht. Bei den



weiter nördlich gelegenen Kernbohrungen BK 29a/2011 und BK 29c/2011 wurden über dem Kalkstein zwar auch geringmächtige Lockergesteine aufgeschlossen, doch sind diese in ihrer Zusammensetzung eher als künstliche Geländeauffüllungen einzustufen.

- Außerhalb der Verbruchzone stehen nach den Ergebnissen der Kernbohrungen die Kalksteine meist direkt unter dem Aufbau der Beckensohle, d.h. unter dem Filtersand (BK 3/2011, BK 30/2011) bzw. unter der Dammaufstandsfläche an (BK 11/2011, BK 12/2011, BK 16b/2011, BK 18b/2011, BK 24b/2011 und BK 25b/2011). Bereichsweise wurden zwischen Urgelände und aktueller Beckensohle bzw. Dammaufstandsfläche geringmächtige anstehende Bodenschichten oder Auffüllungen aufgeschlossen, die beim Bau des Beckens zum Geländeausgleich eingebracht wurden (insbesondere bei Kernbohrungen am landseitigen Dammfuß wie der BK 13a/2011, BK 13d/2011, BK 14a/2011, BK 15a/2011, BK 19a/2011, BK 19d/2011, BK 22a/2011, BK 24a/2011 und BK 29a/2011; aber auch am wasserseitigen Dammfuß wie der BK 18d/2011 und BK 29c/2011). Unter dem Ringdamm sind diese Auffüllungen aber in den Kernbohrungen in der Regel nicht vom Material des Dammschüttkörpers zu trennen (u.a. BK 12/2011, BK 16b/2011, BK 24b/2011, BK 25b/2011 und BK 29a/2011).
- Die in der Verbruchzone angetroffenen Lockergesteine sind in ihrer Zusammensetzung sehr heterogen. Sie bestehen im Wesentlichen aus sandigen und häufig stark sandigen Schluffen und schluffigen Sanden, in die bereichsweise schluffige Tone eingeschaltet sind. Feinkornfreie oder feinkornarme, dann oft enggestufte Sande wurden nur sehr lokal und dann in dünnen, ein bis drei Dezimeter mächtigen Partien aufgeschlossen.

Die sandigen und stark sandigen Schluffe besitzen oft tonige Nebenbestandteile von nach der Feldansprache < 15 % Massenanteilen und eine hell- bis mittelbraune, oft auch rötlichbraune, mitunter auch leuchtend ziegelrote Färbung. Die Konsistenz ist überwiegend steif und halbfest, in einzelnen Partien auch fest, nur bereichsweise auch weich. Der Schluff besitzt oft eine 'bröckelige', bergfeuchte Struktur und zeigt dann einen 'fließenden' Übergang zu den stark schluffigen Sanden.

Die Sande, die in etlichen Bohrungen hinsichtlich ihres Schichtanteils auch deutlich überwiegen (u.a. BK 5/2011), sind meist schluffig, oft auch stark schluffig.

Meist handelt es sich um vergleichsweise eng gestufte Feinsande, die nach dem in den Linern erkennbaren Verhältnissen überwiegend locker, bereichsweise auch mitteldicht gelagert sind. Die Sande besitzen eine rötlich-braune, lokal auch ziegelrote, oft aber auch eine ocker-bräunliche und hellbräunliche Färbung.

Nur sehr lokal und dann in geringen Mächtigkeiten wurden feinkornarme oder schlufffreie Sande angetroffen (u.a. BK 2/2011: 18,6 m bis 17,0m; BK 6/2011: 13,4-13,65 m), die offensichtlich eher als flächig und räumlich begrenzte Linsen bzw. 'Adern' in die Lockergesteinsmatrix eingebettet sind. Meist handelt es sich dann um enggestufte Feinsande, mitunter auch Mittelsande, hellbrauner und ocker-beiger Färbung.

Bereichsweise sind in die Schluffe und Sande braune schluffige, meist auch sandige Tone eingeschaltet, die meist eine steife oder halbfeste Konsistenz besitzen (u.a. BK 6/2011: 15,0-16,0 m).

Auffallend sind lokal in die Lockergesteine eingeschaltete hellgraue und weißliche Partien, die aus einem Ton-Sand-Gemisch steifer oder halbfester Konsistenz bestehen (u.a. BK 4: 5,4-6,0 m und 12,3-13,0 m; BK 21a/2011: 14,0-14,8 m; BK 21c/2011: 5,8-5,9 m und 6,6-6,7 m; BK 31/2011: 1,3-2,0 m und 3,0-6,0 m).

In die Sande und Schluffe, aber auch in die Tone sind teilweise Steine, vorwiegend Dolomite und Hornsteine eingelagert, bei denen es sich um Residualrückstände aus den Verwitterungs- und Verkarstungsvorgängen handelt (u.a. BK 06/2011, BK 32/2011). Die Steine sind oft walnuß- bis faustgroß, nicht selten aber auch kleiner oder größer.

Vereinzelt wurden in den oberflächennahen Partien der Kernbohrungen auch Lockergesteine mit erhöhtem organischen Anteil aufgeschlossen. Dieses Material ist im Regelfall als - teilweise auch durchwurzelter - Mutterboden der ursprünglichen, d.h. vor Bau des Beckens maßgebenden Geländemorphologie ('Urgelände') einzuordnen. Exemplarisch kann auf BK 16c/2011 hingewiesen werden, bei der dunkelbrauner, organischer Schluff zwischen 5,0 -5,3 m unter Bohransatzpunkt, i.e. 557,3 mNN bis 557,6 mNN, angetroffen wurde, was in etwa mit der Höhenkote des Urgeländes (558,0 mNN) korreliert.

Wiederholt wurde in den von der Beckensohle und am wasserseitigen Dammfuß abgeteufte Kernbohrungen Injektionsmaterial angetroffen, das auf die in den ersten Jahrzehnten nach Inbetriebnahme des Oberbeckens durchgeführten intensi-

ven Injektionsmaßnahmen zurückzuführen sein dürfte (u.a. BK 16c/2011 bis in 4,15 m Tiefe unter Beckensohle; BK 22c/2011: 3,1-4,0 m, ).

- Insgesamt wurde das Lockergesteinsmaterial in der Versturzzone ganz überwiegend bergfeucht angetroffen, so dass es einen locker-bröckeligen Habitus hat. Ein Einfluss von Schicht- oder gar Grundwasser war ganz überwiegend nicht erkennbar. Vernässte, also sehr feuchte Partien mit offenkundig erhöhtem Wassergehalt wurden nur untergeordnet angetroffen (u.a. BK 1a/2011 bis BK 1c/2011 und BK 20c/2011).
- Die Lockergesteinsfüllung der Versturzzone lässt auf der Basis der Kernbohrungen keine horizontal aushaltenden Schichten erkennen. Vielmehr wechselt die Zusammensetzung kleinräumig rasch zwischen den vor beschriebenen Schluffen, Sanden und bereichsweise eingeschalteten Tonen. Das Material ist offensichtlich überwiegend nicht durch Sedimentationsprozesse eingetragen worden. Vielmehr zeigt sich in den aus den Bohrkernen erkennbaren Strukturen, dass die zuweilen außerordentlich 'bunten' Lockergesteine häufig fleckig und schlierenartig miteinander verzahnt sind (u.a. BK 20c/2011), wobei die Orientierung dieser Strukturen oft unter 60° oder auch steiler gegen die Horizontale orientiert ist (u.a. BK 7/2011: 10,0-11,8 m; BK 31/2011: 3,0-6,0 m; BK 32/2011: 2,0-5,0 m). Offensichtlich ist das Material in diesen Bereichen als Massenstrom, gegebenenfalls auch 'murrenartig' in die Karsthöhenstrukturen eingetragen worden.

Gleichwohl gibt es aber auch Bereiche, wie in den Kernbohrungen BK 1a/2011 bis BK 1c/2011, BK 17c/2011, BK 18e/2011 und BK 18e2/2011, in denen die Lockergesteine über viele Meter weitgehend homogen angetroffen wurden.

- Vor diesem Hintergrund ist davon auszugehen, dass die Lockergesteine geologisch nicht vorbelastet sind, sondern lediglich unter ihrem Eigengewicht - und in jüngster Zeit - durch den Betrieb des Pumpspeicherbeckens einen gewissen Spannungs- und Konsolidierungszustand erfahren haben.
- In die Lockergesteinsfüllung wurden in einzelnen Kernbohrungen wiederholt eingelagerte Kalksteinblöcke angetroffen. So wurden in der BK 1d/2011 (6,55-7,0 m), BK 9/2011 (3,55-4,05 m), BK 14c/2011 (3,8-4,0 m), BK 21a/2011 (17,9-20,0 m), BK 34/2011 (3,5-4,1 m und 4,7-6,05 m) und BK 35/2011 (20,85-22,6 m) teilweise kompakte, teilweise stückig zerlegte Kalksteine angetroffen, die auf Steine und Blöcke aus Kalkstein schließen lassen, die infolge von Karsteinbrüchen, Nachfall an Flanken oder auch Felsstürzen in die Lockergesteinsmatrix eingelagert wurden.

Insbesondere entlang der steilen Flanken der Versturzzone ist in deren Nahbereich verstärkt mit in die Lockergesteinsfüllung eingelagerten Steinen und Blöcken aus Kalkstein zu rechnen. Die in den Kernbohrungen angetroffene Gesteinsqualität dieser Steine und Blöcke zeigt, dass damit zu rechnen ist, dass die einaxiale Druckfestigkeit dieser Steine und Blöcke derjenigen des anstehenden Kalksteins entspricht.

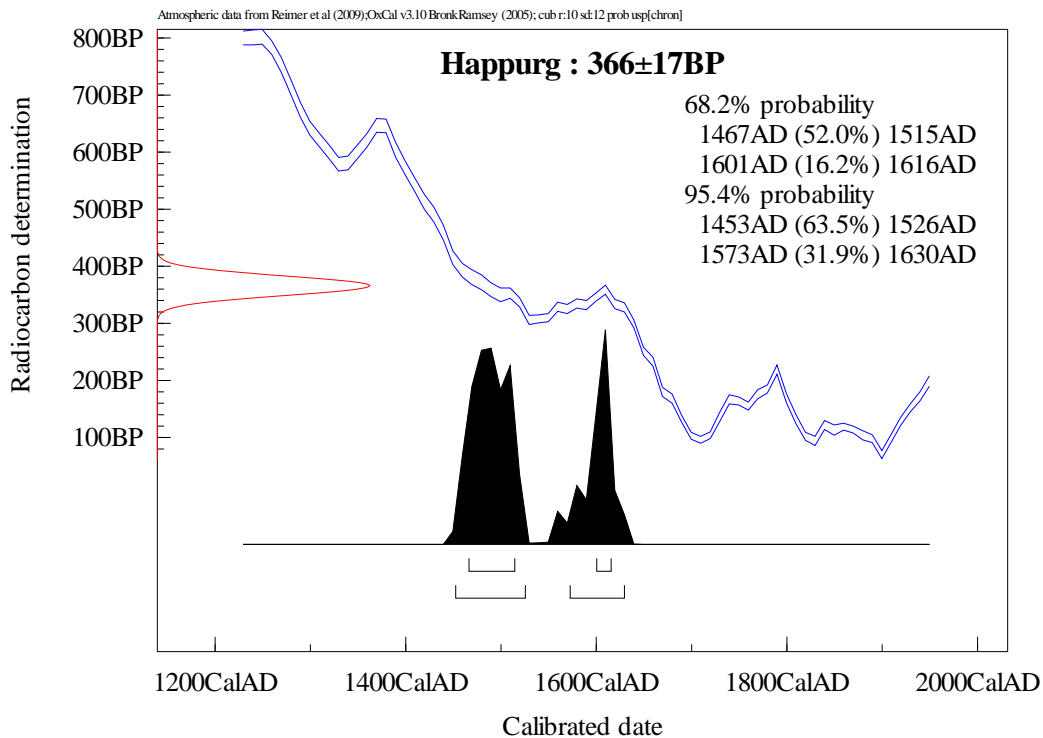
- In anderen Kernbohrungen wurden indes die Lockergesteine nahezu steinfrei bis in 18 m Tiefe erbohrt (u.a. BK 1a/2011, BK 21a/2011, BK 31/2011).
- In der Kernbohrung BK 5/2011 wurde in einer Tiefe von 10 m bis 12 m unter der aktuellen Beckensohle Holz angetroffen, bei dem es sich auf Grund der noch gut erhaltenen Faserstruktur und der räumlichen Ausdehnung in der Kernbohrung vermutlich um einen Baumstamm o.ä. handelt. Das Holz war augenfällig gering verwittert und wirkte frisch-feucht.

Zur Bestimmung des Alters des in der Kernbohrung BK 5/2011 angetroffenen Holzes wurde auf unsere Veranlassung hin eine von uns entnommene Holzprobe von der Heidelberger Akademie der Wissenschaften, hier dem Institut für Umweltphysik, einer radiometrischen Altersbestimmung unterzogen. Das Verfahren beruht darauf, dass in kohlenstoffhaltigen Materialien, also insbesondere in abgestorbenen Organismen die Menge an gebundenen radioaktiven  $^{14}\text{C}$ -Atomen gemäß dem Zerfallsgesetz abnimmt. Im Ergebnis der durchgeführten Radiokohlenstoffdatierung ( $^{14}\text{C}$ -Datierung) ist das Alter der untersuchten Holzprobe mit hoher Wahrscheinlichkeit auf den Zeitraum 1454 bis 1526 nach Christus zu datieren, also auf das späte Mittelalter (Bild 7.2).

Es muss daher davon ausgegangen werden, dass es bereits vor dem Bau des Oberbeckens und unabhängig von dessen Betrieb in diesem, unter geologischen Aspekten jüngst zurückliegenden Zeitraum bereits zu Erdfällen und Einbrüchen auf dem Gebiet des heutigen Oberbeckens gekommen ist, in deren Zuge dann auch das in der BK 5/2011 angetroffene Holz als Baumstamm o.ä. von der bewaldeten Geländeoberfläche 10 m bis 12 m tief in den Untergrund gestürzt oder abgesackt ist.

Labor-Nummer	Probenname	konv. <sup>14</sup> C Alter BP	δ <sup>13</sup> C	kalibr. Alter 1σ	kalibr. Alter 2σ
Hd-30040	Happurg PSW BK5/2011	366±17	-24.9	cal AD 1467- 1616	cal AD 1453- 1630

kalibriert mit INTCAL04 und CALIB5 (Reimer et al., *Radiocarbon* 46(3):1029–1058, 2004)



**Bild 7.2** Ergebnis der an der Heidelberger Akademie der Wissenschaften durchgeführten Radiocarbon-Bestimmung zum Alter des in der Kernbohrung BK 5/2011 angetroffenen Holzes

- Lokal waren bei den Kernbohrungen in der Lockergesteinsfüllung der Versturzzone Kernverluste zu verzeichnen, wobei diese Kernverluste und daraus folgende mögliche Massendefizite vermehrt im Nahbereich zur Felsoberfläche des unterlagernden geklüfteten Kalksteins auftraten. So war in der BK 1b/2011 auf den letzten 3 m der Lockergesteinsfüllung über der Felsoberfläche in den Linern wiederholt ein Kernverlust bzw. Massendefizit festzustellen, der aber auch auf eine Stauchung der in den Linern dokumentierten Kernstränge infolge der Linergewinnung in den locker gelagerten schluffigen Feinsanden zurückzuführen sein kann. Auch in der BK 1c/2011 war zwischen 8,1 m und 9,1 m unter Beckensohle und damit rund 1,7 m über der Felsoberfläche ein Kernverlust festzustellen. In der BK 18e2/2011

trat im Tiefenbereich 24,8 m bis 25,0 m und damit rund 1,0 m über der Felsoberfläche Kernverlust auf. Außerdem wurde in der außerhalb der eigentlichen Versturzone liegenden BK 33/2011 auf den letzten 5 m über der in 28,7 m Tiefe angetroffenen Felsoberfläche in den geöffneten Linern wiederholte Kernverluste bzw. Leerstrecken festgestellt, die auf Massendefizite in diesem Tiefenbereich der hier locker gelagerten Sande und Schluffe hinweisen.

- Die bis in Tiefen von knapp 70 m (ca. 493 mNN) unter Beckensohle aufgeschlossenen mächtigen **Kalksteine** des **Oberen Juras (Malm)** weisen generell eine intensive Klüftung und Verkarstung auf, die in ihrer Intensität aber räumlich variiert. So stehen die meist hellgrauen Kalksteine bereichsweise kompakt und wenig klüftig mit RQD-Werten von annähernd 100 % an, bereichsweise sind sie aber auch stark klüftig oder brüchig und dann in den Kernbohrungen stückig zerlegt. In den stärker klüftig ausgeprägten Partien sind die Klüfte häufig mit einem dunkelbraunen, meist halbfesten oder festen Lehm, i.e. einem tonigen, teilweise auch sandigen Schluff, besetzt, wobei die Kluffüllungen häufig mehrere Zentimeter, in Einzelfällen aber auch zwei oder drei Dezimeter mächtig sind. Verbreitet wurden verfüllte Hohlräume größerer Mächtigkeit angetroffen, auf die nachfolgend detaillierter eingegangen wird. Häufig sind die Klüfte aber auch offen. Zuweilen wurde ein Besatz mit Calcit-Kristallen beobachtet.

Ein gutes Beispiel für eine stark klüftige, stückig zerlegte und signifikant durch die zahlreichen Lehmfüllungen geprägte Partie des Kalksteins zeigt die Kernbohrung BK 21d/2011 zwischen 5 m und 14 m Tiefe oder auch die BK 24c/2011 zwischen 5 m und 36 m Tiefe und die BK 28a/2011 zwischen 13,5 m und 24,0 m.

Auffallend sind die in etlichen Bohrungen über mehrere Dezimeter, in Einzelfällen auch über Tiefen von mehr als 1 m hinaus aufgeschlossenen annähernd vertikal orientierten Klüfte im Kalkstein. Exemplarisch kann die BK 15a/2011 herangezogen werden, bei der in den Tiefenbereichen von 18 m bis 19 m, von 27 m bis 28,0 m und von 28,5 m bis 32,5 m eine unter etwa 86° orientierte vertikale Kluff aufgeschlossen wurde.

Mit zunehmender Tiefe, ab etwa 40 m bis 55 m unter Beckensohle sind in den Kalkstein oft meist dünne dunkelgraue Mergelsteinlagen eingelagert, deren Schichtanteil mit der Tiefe häufig zunimmt.

- Verbreitet wurden mit den Kernbohrungen in den Kalksteinen verfüllte Hohlräume angetroffen, deren in den Kernsträngen dokumentierte Mächtigkeit zwischen wenigen Dezimetern und mehreren Metern variiert. Diese verfüllten Karststrukturen umfassen also demnach alle Erscheinungsformen von aufgeweiteten Klüften und Spalten bis hin zu größeren Hohlraumstrukturen, die in zwei Bohrungen (BK 2/2011 und BK 18e/2011) auch als ausgedehnte Höhlen mit 12 m bzw. 19 m Höhe aufgeschlossen wurden. Das mehrfache Auftreten solcher verfüllten Karststrukturen in einzelnen Kernbohrungen zeigt zudem, dass es sich zumindest bereichsweise um eine altes, miteinander verbundenes Karst-/Höhhlensystem handelt. Verfüllte Karststrukturen wurden insbesondere in folgenden Kernbohrungen angetroffen:

- BK 2/2011: 11,0-23,0 m (verfüllte Karsthöhle)
- BK 3/2011: 8,2-8,6 m,
- BK 4/2011: 22,2-22,6 m, 24,1-25,0 m, 25,6-25,7 m, 27,0-27,3 m,
- BK 6/2011: 26,6-27,3 m, 30,5-30,9 m, 31,0-31,2 m, 31,4-31,8 m, 41,8-42,6 m,
- BK 7/2011: 15,2-15,4 m, 18,4-19,0 m,
- BK 11/2011: 14,3-14,75 m, 54,0-54,2 m, 54,7-55,0 m, 56,7-57,0 m,
- BK 14c/2011: 7,8-8,8 m, 15,65-15,85 m,
- BK 15c/2011: 16,2-17,8 m, 20,0-20,4 m, 22,3-24,0 m, 25,0-26,0 m, 26,5-28,5 m, 30,0-30,6 m, 32,0-33,0 m,
- BK 18d/2011: 4,8-5,0 m, 17,2-17,7 m,
- BK 18e/2011: 19,15-36,0 m (verfüllte Karsthöhle)
- BK 20c/2011: 32,0-32,2 m,
- BK 21d/2011: 12,6-14,0 m, 15,0-16,0 m, 17,0-17,4 m,
- BK 22c/2011: 12,0-12,4 m,
- BK 23a/2011: 30,6-35,0 m,
- BK 24a/2011: 8,0-8,5 m,
- BK 24b/2011: 18,5-19,0 m,
- BK 24c/2011: 6,6-6,8 m, 7,5-7,6 m, 8,5-9,6 m, 9,8-10,5 m, 16,0-17,0 m, 18,2-21,3 m, 22,3-27,0 m, 31,2-31,8 m, 33,1-33,3 m, 35,1-35,5 m,
- BK 31/2011: 20,6-22,6 m,
- BK 32/2011: 30,0-30,5 m,
- BK 34/2011: 20,0-20,2 m und
- BK 35/2011: 22,6-22,9 m.

Die Füllung dieser Hohlräume ist häufig 'lehmartig' ausgeprägt und besteht dann aus einem braunen - oft tonigen, schwach sandigen - Schluff meist steifer und halbfester, lokal aber auch nur weicher oder gar breiiger Konsistenz. Lokal wurden als Hohlraumfüllung aber auch schluffige oder feinkornarme Sande angetroffen. Häufig unterscheiden sich die Hohlraumfüllungen durch ihre dunkelbraune Färbung von der Lockergesteinsfüllung der Versturzzone, die meist deutlich heller braun und oft rötlichbraun oder ocker-beige gefärbt sind.

Besonders auffällig ist die im Süden unter dem wasserseitigen Dammfuß des Ringdamms liegenden Kernbohrung BK 24c/2011, bei der die gefüllten Hohlräume einen signifikanten Schichtanteil des aufgeschlossenen Kalksteins einnehmen. Hier wurde zwischen 8,5 m und 9,6 Tiefe ein dunkelbrauner, schwärzlicher Schluff mit stark humosen Anteilen erbohrt. Auffällig sind hier aber auch die zwischen 22,3 m und 27,0 m, d.h. über 4,7 m aufgeschlossenen sandigen Schluffe, die eine mit der Lockergesteinsfüllung vergleichbare hellbraune und rötlichbraune Färbung besitzen und zudem hier vernässt und aufgeweicht sind und hier nur eine weiche und steife Konsistenz besitzen. Es ist daher nicht auszuschließen, dass dieses Material aus der Lockergesteinsfüllung der Versturzzone eingetragen wurde.

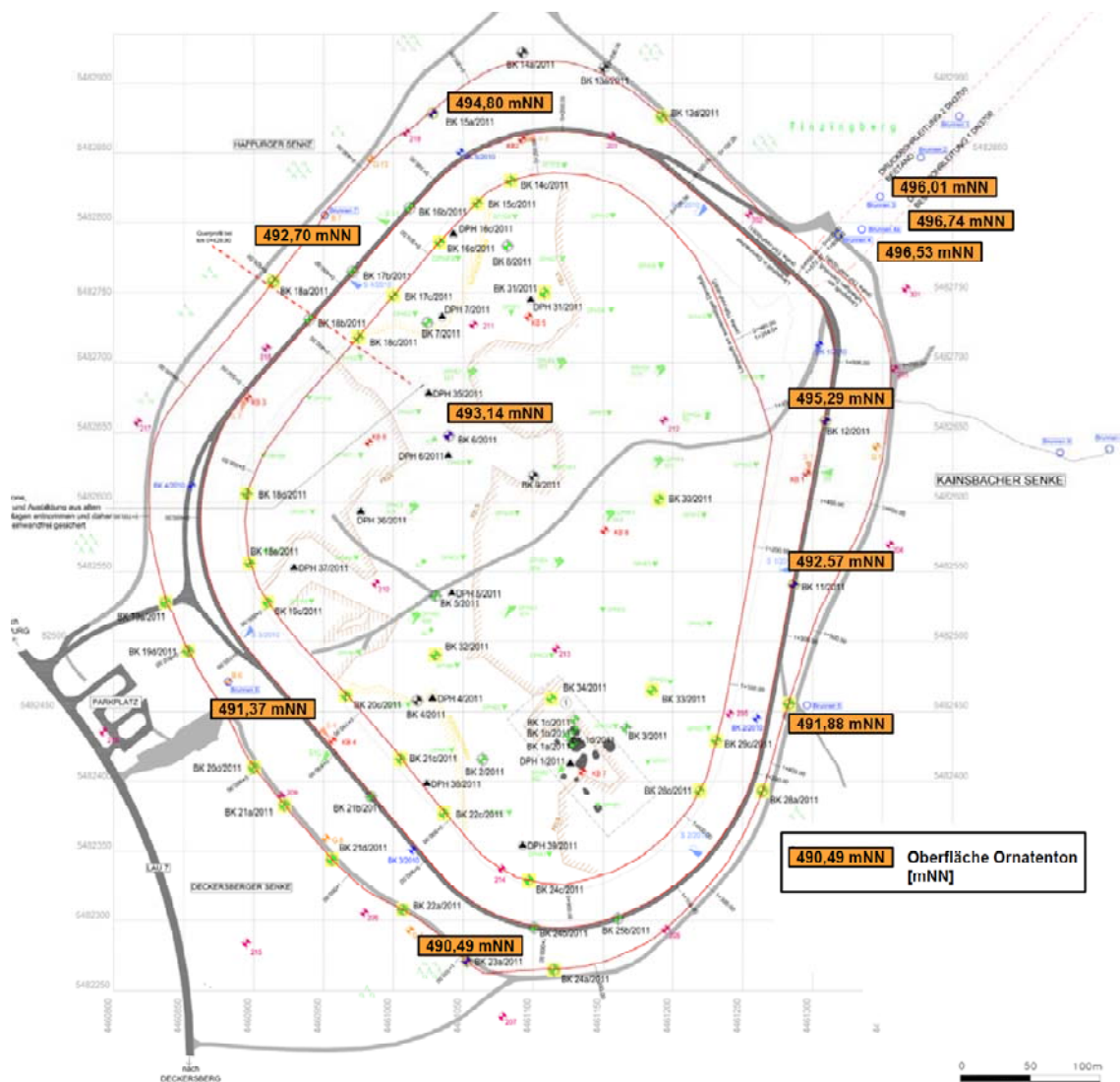
- Wiederholt war in den Kalksteinen ein Kernverlust zu verzeichnen, der auf offene Karst- und Höhlenstrukturen, also nicht verfüllte Hohlräume, zurückzuführen ist. Die Größe dieser vermutlich durch an den Klüften orientierte Karstvorgänge entstandenen Hohlräume wurde in den Kernbohrungen meist mit wenigen Dezimetern aufgeschlossen, erreicht aber lokal auch knapp 1 m Höhe, im Einzelfall bis über 2 m. Offene Karst- und Höhlenstrukturen wurden insbesondere in folgenden Kernbohrungen angetroffen:

- BK 4/2011: 22,9-23,9 m, 25,8-26,6 m,
- BK 6/2011: 40,2-40,8 m,
- BK 7/2011: 35,2-35,6 m,
- BK 13a/2011: 5,2-5,5 m,
- BK 13d/2011: 8,4-10,0 m,
- BK 15a/2011: 39,6-40,0 m,
- BK 16c/2011: 24,0-24,6 m,
- BK 21a/2011: 28,0-29,6 m,
- BK 21b/2011: 24,0-25,0 m, 26,25-27,0 m, 31,0-31,4 m, 32,0-32,4 m,
- BK 21d/2011: 22,5-23,0 m,
- BK 22a/2011: 11,35-11,6 m,



- BK 23a/2011: 12,5-13,0 m, 22,75-25,0 m
  - BK 24c/2011: 15,4-15,7 m, 17,0-17,6 m,
  - BK 25b/2011: 23,5-24,0 m und
  - BK 32/2011: 28,0-28,5 m.
- In der Summe können die offenen und gefüllten Hohlräume einen ganz wesentlichen Schichtanteil des Kalksteins ausmachen, so beträgt der Anteil der offenen und verfüllten Hohlräume bei der BK 15c/2011 rund 35 %, in der BK 24c/2011 rund 45 % und bei der BK 4/2011 rund 55 % der insgesamt aufgeschlossenen Mächtigkeit des Kalksteins
- Der die Kalksteine unterlagernde **Ornatenton** wurde in den tieferen Bohrungen mit seiner Oberfläche wie folgt:
- BK 6/2011: bei 493,14 mNN,
  - BK 11/2011: bei 492,57 mNN,
  - BK 12/2011: bei 495,29 mNN,
  - BK 15a/2011: bei 494,80 mNN und
  - BK 23a/2011: bei 490,49 mNN,
- angetroffen. Insgesamt deutet sich danach eine flache Neigung der Oberfläche des Ornatentons nach Süden an (Bild 7.3).

Der Ornatenton besteht meist aus einem dunkelgrauen mäßig harten, näherungsweise horizontal geschichteten Tonstein.



**Bild 7.3** Oberfläche [mNN] des in den Kernbohrungen 2011 und früheren Aufschlüssen angetroffenen Ornatentons

- Die Kernbohrungen BK 11/2011, BK 12/2011, BK 16b/2011, BK 17b/2011, BK 18b/2011, BK 21b/2011, BK 24b/2011 und BK 25b/2011 wurden von der Krone des Ringdammes aus abgeteuft. Die Bohrungen haben daher den **Dammschüttkörper** im Bereich der Dammmitte über die gesamte Höhe durchörtert und zeigen einen Dammkörper, der überwiegend aus hellgrauen schluffigen, sandigen Kalksteinen mit lokal eingeschalteten steinigen Schlufflagen besteht. Bedingt durch den Bohrvorgang erlauben die Ergebnisse keinen zuverlässigen Rückschluss auf die Größe der im Schüttkörper vorhandenen Steine und Blöcke.

- Vier **Kernbohrungen** wurden **im Zentrum der** im Januar bzw. April 2011 eingetretenen **Einbruchtrichter** ausgeführt:

Die Kernbohrungen BK 1a/2011, BK 1b/2011 und BK 1c/2011 (Anlagen 4.1 bis 4.3) wurden im Zentrum, i.e. im geometrischen Mittelpunkt, der Einbruchtrichter (ET) 17, 3 und 1 ausgeführt. Dabei wurden die Einbruchtrichter zunächst durch einen Großschurf bis etwa 5 m unter Beckensohle freigelegt (Abschnitt 7.4) und die Baugrundsituation visuell aufgenommen sowie jeweils der Mittelpunkt der Einbruchtrichter ausgepflockt. Nach Verfüllung des Schurfes bis zur Beckensohle wurden die Kernbohrungen von der Beckensohle aus abgeteuft. Unter den Einbruchtrichtern 17, 3 und 1 stehen danach gemäß den Kernbohrungen BK 1a/2011, BK 1b/2011 und BK 1c/2011 ins sich relativ homogene, weitgehend steinfreie Lockergesteine an, die als stark sandige, teilweise tonige Schluffe rotbrauner Färbung und weicher und steifer Konsistenz sowie als schuffige, schwach tonige Feinsande offensichtlich lockerer Lagerung und ebenfalls rötlich-brauner Färbung aufgeschlossen wurden. Die Lockergesteine waren tiefgründig auffällig feucht und bereichsweise vernässt, wie ein Vergleich mit der einige Meter westlich, d.h. außerhalb der Einbruchtrichter 1 und 3 durchgeführten Kernbohrung BK 1d/2011 zeigt, in der die stark sandigen, tonigen Schluffe mit steifer bis halbfester Konsistenz und nach der Feldansprache deutlich geringerem natürlichen Wassergehalt angetroffen wurden. Unter dem Zentrum der Einbruchtrichter 3 und 17 wurde die Felsoberfläche mit den Kernbohrungen BK 1a/2011 und BK 1b/2011 erst rund 18,0 m unter der Beckensohle in Form eines kompakten hellgrauen Kalksteins angetroffen, der hier kaum geklüftet ist. Die Lockergesteine stehen bis zur Felsoberfläche an und zeigen einen 'scharfen', d.h. unmittelbaren Übergang zum Kalkstein. Unter dem Einbruchtrichter ET 1 wurde die Felsoberfläche bereits ab 10,8 m unter Beckensohle aufgeschossen. Ein möglicher Materialeintrag von Lockergesteinen, insbesondere der leicht mobilisierbaren Sande und Schluffe, in das Kluffgefüge des Kalksteins konnte nicht nachgewiesen werden. Indes war in den Lockergesteinen wiederholt ein Kernverlust und damit Hinweise auf mögliche Hohlräume zu verzeichnen. So wurden in der BK 1b/2011 auf den untersten 3 m über Feldoberfläche in den Linern wiederholt mehrere Dezimeter mächtige Kernverluste in den Linern festgestellt, die auf eine Stauchung der dann sehr locker gelagerten Bohrkerne oder aber auf Massendefizite (Hohlräume) zurückzuführen sind. Auch bei der im Zentrum des ET 1 ausgeführten Kernbohrung BK 1c/2011 war zwischen 8,1 m und 9,1 m und damit im Nahbereich der hier bei 10,75 m unter

Beckensohle angetroffenen Oberfläche der hier sehr kompakten und kluffarmen Kalksteine ein Kernverlust zu verzeichnen. Auch hier war ein möglicher vertikal orientierter Materialtransport von Sanden und Schluffen in die Klüfte des Kalksteins nicht erkennbar (Anlagen 4.57).

Die Kernbohrung BK 34/2011 wurde im Zentrum des Einbruchtrichters (ET) 7 abgeteuft. Anders als zuvor gehandhabt, wurde hier zunächst die Kernbohrung ausgeführt, bevor anschließend der Einbruchtrichter in einem Schurf sukzessive freigelegt wurde. Im Ergebnis der Kernbohrung BK 34/2011 wurden hier unter dem Einbruchtrichter Lockergesteine bis in 7,4 m Tiefe unter Beckensohle angetroffen, die hier überwiegend in Form von stark sandigen, tonigen Schluffen steifer Konsistenz - teilweise mit eingelagerten Steinen - anstehen (Anlagen 4.55). Der Kalkstein war hier auf den ersten Metern stark geklüftet und erst ab 11,0 m kompakt ausgebildet.

Die bei den Bohrarbeiten angetroffenen Grundwasserverhältnisse werden in Abschnitt 7.8 dokumentiert und zusammen mit den in der Folgezeit in den ausgebauten Pegeln gemessenen Wasserständen bewertet.

Ergänzend ist auf folgende, im Zuge der Ausführung der Kernbohrungen aufgetretenen Besonderheiten hinzuweisen:

- Beim Abteufen der Kernbohrung BK 18e/2011 konnte am 28.06.2011 in einer Tiefe von rund 37 m unter Beckensohle das Kernrohr nicht mehr geborgen werden. Zuvor war unter Lockergestein (Schluffen und Sanden) zwischen 15 m und 19 m Kalkstein und von 19 m bis 36 m Tiefe eine Hohlraum-Füllung aufgeschlossen worden. Die Hohlraum-Füllung, möglicherweise ein weißlicher schluffiger Sand, konnte bis zu einer Tiefe von 32 m nicht gewonnen werden. Dies war auch dem Umstand geschuldet, dass entgegen den Vorgaben die BK 18e/2011 ab 7 m Tiefe ohne Liner gebohrt worden war. Ab 36 m Tiefe wurde erneut Kalkstein angetroffen. Bei den Bohrarbeiten in dieser Tiefe riss das Seil vom Kernrohr ab. Der Versuch der Überbohrung blieb ohne Erfolg, ebenso Fishing-Versuche. Das Bohrloch musste aufgegeben werden und wurde durch die Bohrung BK 18e2/2011 ersetzt.
- Auch bei der Ausführung der Kernbohrung BK 19c/2011 kam es zu Auffälligkeiten. Nach Erreichen der Endeteufe bei 28 m unter Beckensohle kam es am 30.06.2011 beim Ziehen der Verrohrung für das anschließend geplante Bohrloch-Scanning im Bereich des hier augenscheinlich weitgehend kompakt und mit wenigen Klüften ausgebildeten Kalksteins zu einem Eintrieb von Lockergesteinsmaterial. Die Boh-

rung konnte mit einigen Anstrengungen noch als Pegel ausgebaut werden, jedoch kam es beim Ziehen der Verrohrung nach Einfüllen des Kieses zu einer Verklemmung, infolge derer auch das Pegelrohr mit der Verrohrung herausgezogen wurde. Beim Versuch, das Bohrloch frei zu spülen, wurden große Mengen von Feinsand am Bohrlochmund festgestellt. Beim Messen des Wasserstandes wurde sogar das Lichtlot eingesedimentiert und musste abgeschnitten werden. Der Ursprung der eingeschwemmten Sande konnte nicht geklärt werden.

**In der Gesamtschau** ergibt sich auf der Basis der in großem Umfang im Jahr 2011 durchgeführten Kernbohrungen ein ungewöhnlich komplexes Bild der Untergrundsituation unter dem Oberbecken des Pumpspeicherkraftwerkes Happurg. Dieses komplexe Bild wird insbesondere durch die offensichtlich kleinräumig stark variierende Struktur der Felsoberfläche in der Versturzzone und durch die ausgeprägte Inhomogenität und Variabilität der Lockergesteinsfüllung in der Verbruchzone, aber auch durch die Karstcharakteristik des geklüfteten Kalkteins geprägt.

Das auf Basis der Kernbohrungen unter Berücksichtigung der weiteren Untersuchungsergebnisse erarbeitete räumliche Baugrundmodell wird zusammenfassend in Abschnitt 8 beschrieben.

## 7.2 Ergebnisse der Bohrlochscannermessungen

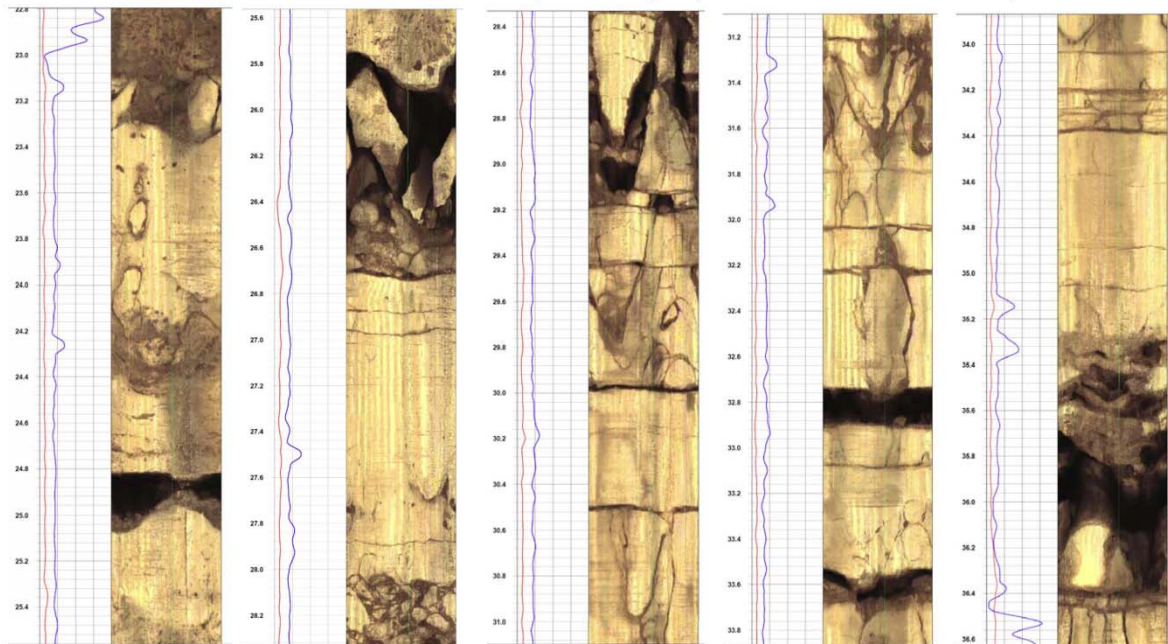
Die Ergebnisse der im Bereich der standfesten Einbindetiefen der Kernbohrungen im Kalkstein durchgeführten optischen oder akustischen Bohrlochscannermessungen sind in der Anlage 5 zu dem vorliegenden Baugrund- und Sanierungsgutachten dokumentiert und zwar neben einem zusammenfassenden Bericht (Anlage 5.1) die aufgezeichneten Plots der Trennflächenanalyse im Teufenmaßstab 1:50 und 1:10 sowie für jede Kernbohrung eine tabellarische Auflistung der Trennflächen (Anlagen 5.2 bis 5.51). Im Einzelnen erhalten die Anlagen 5 folgende Angaben:

- Der Plot "Trennflächenanalyse" wurde im Teufenmaßstab 1:50 (bei sehr geringen Messstrecken auch 1:25) jeweils als Anlage 5.x.1 erstellt. Anlage 5.x.1 enthält je nach eingesetzten Sondentypen die Echtfarbandarstellung des Optischen Bohrlochscanners (OBI), die Falschfarbandarstellung des Akustischen Bohrlochscanners (ABF), die Neigung und das Azimut des Bohrloches, sowie die Strukturanalyse nach Auswertung und Interpretation der Messdaten. Die Strukturanalyse beinhaltet zum einen eine Trennflächenanalyse mit Darstellung der Trennflächen als Abwicklung und Tadpole (Bezug Bohrlochachse) sowie eine entsprechende Trennflächenhäufigkeit (alle Trennflächen) je 0,5 m. Zum anderen liefert die detaillierte Analyse der Bohrlochwandausbrüche (Breakout Analyse) Daten zum Hauptspannungsfeld der durch das Bohrloch aufgeschlossenen Gebirgsabschnitte. Zudem sind in den Anlagen 5.x.1 Pol- und/oder Rosendarstellungen für Trennflächenanalyse und Breakout Analyse enthalten.
- Die Anlage 5.x.2 enthalten die Image-Darstellung des Optischen und Akustischen Scanners, die Neigung und das Azimut des Bohrloches, die Trennflächenabwicklung/Tadpole sowie zusammenfassende Bemerkungen zum Gefügeinventar im Maßstab 1:10.
- Eine tabellarische Zusammenstellung der ausgehaltenen Trennflächen enthalten die Anlagen 5.x.3. Die Trennflächen sind in der Tabelle nach Teufe, Einfallrichtung, Einfallswinkel und Art der Trennflächen aufgelistet.

Die Qualität der Bohrlochscannermessungen wurden teilweise durch den Umstand beeinflusst, dass die Kernbohrungen überwiegend als Rotationskernbohrungen mit Luftspülung ausgeführt wurden und hierbei häufig Spülungsreste (Staub) an der Bohrlochwandung angelagert wurde, wodurch der direkte visuelle oder auch akustische Kontakt zu den Gefügestrukturen teilweise oder ganz verwehrt wurde. Soweit die Bohrungen vereinzelt mittels Rotationskernverfahren mit Umlaufspülung (Wasser)

abgeteuft wurden oder aber vorlaufend WD-Tests durchgeführt wurden, lieferten die nachfolgenden Scannerbefahrungen durchweg eine deutlich bessere Datenqualität und ein uneingeschränktes Abbild der Bohrlochwandung.

Als Beispiel gibt Bild 7.4 die Ergebnisse der Bohrlochscannermessungen in der unter dem nordöstlichen Abschnitt des Ringdammes, außerhalb der Versturzzone liegenden Kernbohrungen BK 12/2011 wieder. Die Bohrung wurde überwiegend klargespült und liefert eine gute Bildqualität der Bohrlochwandung. Dargestellt ist der Tiefenbereich von 22,8 m bis 36,6 m unter dem auf der Dammkrone liegenden Ansatzpunkt. Die Dammaufstandsfläche liegt bei 20,7 m unter Bohransatzpunkt, so dass die in Bild 7.4 dargestellten Bohrlochscannermessungen den Tiefenbereich von 2,1 m bis 15,9 m unter Dammaufstandsfläche wiedergeben. In diesem Bereich sind deutliche Verkarstungserscheinungen erkennbar. Es finden sich frei gespülte oder offene Kluffüllungsbereiche mit mehreren Dezimetern Mächtigkeit. Insbesondere im Tiefenbereich zwischen 25,8 m und 26,7 m sowie zwischen 35,3 m und 36,4 m finden sich offene Karststrukturen von jeweils rund 1 m Höhe. Die Schichtung lagert flach mit einem alterierenden Einfallen in Vorzugsrichtungen E über S nach W und N.



**Bild 7.4** Beispiel für die Ergebnisse der Bohrlochscannermessungen:  
BK 12/2011 (Dammaufstandsfläche außerhalb Störzone)  
Scan von 22,8 m bis 36,6 m (Dammaufstandsfläche bei 20,7 m)

Nach Begutachtung der Messergebnisse aller im Bereich des Oberbeckens niedergebrachten und mittels Bohrlochscannermessungen untersuchten Bohrungen können folgende Aussagen getroffen werden:

- 34 der 49 Bohrungen (ca. 60 %) wurden im Trockenbohrverfahren abgeteuft. Dadurch wurden in der Regel helle, staubige Spülungsreste bzw. Bohrstaub über die Bohrlochstrecke verteilt und erschweren die Strukturanalyse und Trennflächenansprache. Im Vergleich zum praktisch wasserfreien, kompakten Kalkstein heben sich aber Feuchtigkeit führende Klüfte und Schichtgrenzen mit einer dunkleren Farbe vom Hintergrund ab. Die Auswertung mit Ziel der Bestimmung der Trennflächendichte ist mit Einschränkungen möglich, eine Interpretation auf potentielle Klüftöffnungen durch die fehlende Tiefe dagegen nicht.
- Eindeutige Hinweise auf einen stärker zerlegten Gebirgskörper und/oder Verkarstung finden sich insbesondere in den bohrtechnisch voll erschlossenen, d.h. freigespülten Bohrungen BK 6/2011, BK 11/2011, BK 12/2011, BK 15c/2011, BK 18d/2011, BK 18e2/2011, BK 19c/2011, BK 20c/2011, BK 21c/2011, BK 22c/2011, BK 24b/2011, BK 24c/2011, BK 31/2011 und BK 34/2011. Größere Hohlräume blieben bei diesen Bohrungen aus, jedoch erreichen die meist um wenige Zentimeter bis Dezimeter erweiterten Klüfte teilweise eine vertikale Erstreckung bis über 2 m und belegen so erosive (Karst-)Erscheinungen (vgl. insbesondere BK 11/2011, BK 15c/2011, BK 18d/2011, BK 18e2/2011, BK 19c/2011 und BK 31/2011). Beispiele für ausgedehntere unverfüllte Karststrukturen finden sich u.a. in BK 6/2011 (26,6 m-28,0 m) und in BK 11/2011 (46,2 m-48,2 m).
- Ob in den durch Spülungsreste belegten Trockenbohrungen weitere stärker erweiterte Klüfte oder gar Hohlräume erschlossen wurden, lässt sich anhand des durchgeführten Messprogramms nicht ausschließen.
- Grundsätzlich wurden überwiegend kompakte Kalksteine erbohrt. Die dominierenden Strukturen sind eine horizontale bzw. flach fallende Schichtung und partiell offene und offene Klüfte, die meist steil stehen. Bereichsweise ist der Kalkstein durch die steilen Klüfte auch stärker zerlegt. Vereinzelt fallen Brüche und Ausbrüche auf, die sich über die gesamte Bohrlänge erstrecken. In zahlreichen Bohrungen sind lokale oder auch stärkere Verkarstungserscheinungen über die gesamte oder wesentliche Abschnitte der Bohrungslänge erkennbar (u.a. BK 11/2011, BK 12/2011, BK 14c/2011, BK 15a/2011, BK 15c/2011, BK 18d/2011, BK 18e2/2011, BK 19c/2011, BK 20c/011, BK 31/2011). Ein Vergleich zwischen den in den



Kernbohrungen aufgetretenen Kernverlusten zeigt eine überwiegend gute Übereinstimmung mit den in den Bohrlochscannermessungen erkennbaren Ausbrüchen und Verkarstungserscheinungen.

- Das Untersuchungsareal befindet sich im Bereich der Frankenalb, wo oberflächlich jurassische Kalksteine anstehen. Die Bohrungen erschließen daher überwiegend harte, häufig zum scharfkantigen Ausbrechen neigende Karbonatgesteine. Die sedimentäre Trennung erfolgt entlang meist dünner Schichtfugen. Die Möglichkeit der Lithologieansprache reduziert sich, ebenso wie bei der Trennflächenstatistik, mit Zunahme der Bohrlochwandbeläge. Farbliche Trennungen finden sich dennoch auch bei Trockenbohrungen, da die Adhäsion des Bohrstaubes an stärker bergfeuchten Schichten (bindig) höher ist als an kompakten, wenig Feuchtigkeit enthaltenden Kalksteinen. Auch haben unmittelbar vor der Messung gezogene Schutzverrohrungen einen starken Einfluss auf die Farbgebung, da diese den meist hellen Bohrstaub von der Bohrlochwand fernhalten.
- Die sedimentäre Ansprache, insbesondere von geringen Variationen innerhalb der Kalksteine, ist, wie bereits erwähnt, nicht immer zweifelsfrei möglich. Manche fazielle Unterschiede hingegen können aus den Scannermessungen abgeleitet werden. Der überwiegende Teil der Bohrungen zeigt eine regelmäßige Bankung im Dezimeter-Bereich. Die Schichtfugen sind dabei meist dünn und ausgeprägt. Seltener finden sich wellige Materialwechsel (vgl. z.B. BK 8/2011 oder BK 23a/2011) oder mächtigere, mergelige Zwischenlagen. Ebenso selten lässt sich schichtparalleler Lochkarst feststellen. Die statistisch gemittelte Schichtneigung im Untersuchungsgebiet, basierend auf über 2.200 Schichtungsdaten, liegt bei ca. 5,5° in Richtung 164°, also SSE.
- In Anlage 5.1 wird auch eine Gesamt-Kluftanalyse über das Untersuchungsgebiet dokumentiert. Für die Bewertung des Kluftinventars wurden zwischen offenen, partiell offenen und verheilten Klüften, groben Ausbrüchen und feingliedrigen Bruchflächen unterschieden. Zum Zweck der Interpretation die Strukturdaten wurden aller Bohrungen auf das Niveau des Seebodens zusammengeführt und auf einen Punkt konzentriert, laterale Gegebenheiten werden demnach ignoriert. Im Ergebnis dieser und der Einzelbetrachtung der Bohrungen zeichnet sich ein allgemein gültiges tektonisches Bild. Bereits ab der Oberfläche bis in eine Tiefe von ca. 70 m unter Beckensohle herrschen zwei Hauptstreichrichtungen vor. Zum einen NE-SW (mit Variationen gegen und mit dem Uhrzeigersinn), zum anderen NW-SE (mit Variationen gegen und mit dem Uhrzeigersinn). Die feingliedrigen Brüche folgen in

der Regel dem Trend, vorgegeben durch die dominierenden Klüfte und Ausbrüche, und verstärken diesen. Dennoch sind vereinzelt Phänomene zu beobachten, die den feingliedrigen Bruchflächen eine andere, meist senkrecht zur Klufftreichachse verlaufende Richtung zuordnen (vergleiche Abbildung 2 in Anlage 5.1).

Im Rahmen der Bohrlochscannermessungen wurden auch die Grundwassermessstellen G 7 und G 13 befahren, da keine verlässlichen Ausgaben zum Ausbau dieser Messstellen vorlagen. Die Ergebnisse sind in den Anlagen 5.51 und 5.52 dokumentiert. Das optische Bohrlochscanning zeigt Folgendes:

- Die Messstelle G 7 konnte bis 61,5 m Tiefe befahren werden. Die Filterstrecke ist zwischen 45,7 m und 60,8 m erkennbar. Der Ausbau ist hinsichtlich der PVC-Verrohrung (DN 125) offensichtlich über die gesamte Teufe intakt. Der Wasserspiegel stand bei der Messung bei 43,16 m unter Pegeloberkante.
- Die Messstelle G 13 konnte bis 10,2 m Tiefe befahren werden. Die Filterstrecke ist zwischen 7,3 m und 9,3 m erkennbar. Der Ausbau ist hinsichtlich der PVC-Verrohrung (DN 50) offensichtlich über die gesamte Teufe intakt. Der Pegel war zum Zeitpunkt der Messung trocken.

### **7.3 Ergebnisse der Hydraulischen Bohrlochversuche**

In den im Rahmen der ersten Erkundungsphase abgeteuften Kernbohrungen wurden im Jura-Kalkstein über die offene Bohrlochsohle Wasserabpressversuche (WD-Versuche) durchgeführt, um die Durchlässigkeiten des Klufsystems versuchstechnisch zu ermitteln. Die Versuche wurden im Zuge der Bohrarbeiten gegen die Bohrlochsohle mit Einfachpackern ausgeführt. In den tiefen Bohrungen wurden bis zu 7 Versuche über die im Kalkstein verlaufende Erkundungsstrecke verteilt ausgeführt, um auch tiefenabhängige Effekte ermitteln zu können.

Die Ergebnisse der von HPC durchgeführten hydraulischen Bohrlochversuche sind in den Anlagen 6 im Detail dokumentiert. Die Anlagen enthalten den Testbericht mit dem Druck-Fließmengen-Diagramm, die zeitabhängige Darstellung von Wasserspiegel, Packerdruck, Wasserdruck und Fließrate sowie eine fotografische Dokumentation der Teststrecke und das Feldprotokoll.

In Tabelle 7.2 sind die maßgebenden Ergebnisse der hydraulischen Bohrlochversuche zusammengestellt. Der Lugeon-Wert ist ein Maß für die Systemdurchlässigkeit des Gebirges, die erforderlich ist, um eine Fließrate von 1 l/min je Meter Teststrecke unter einem Referenzdruck von 1 bar zu erreichen.

Die Versuche zeigen eine große Variabilität der Gebirgsdurchlässigkeit des Kalksteins, die primär durch das Trennflächengefüge und hier die steil einfallenden partiell offenen oder offenen Klüfte bestimmt wird:

- In nahezu kluffreien Partien mit kompakten Kalkstein konnte bei 8 Versuchen bei Drücken von 3 bar bis 4 bar keine Fließrate gemessen werden (Lugeon-Wert < 1 l/min/m). Die Versuchsstrecken liegen überwiegend in dem tieferen Bereich des Kalksteins im Übergang zum Ornatenton bzw. darüber. Der Kalkstein ist hier häufig von Mergelsteinlagen durchsetzt.

Kern- bohrung	Bohr- loch- durch- messer [mm]	Sitz- oberer Packer [m]	Bohr- loch- sohle [m]	max. Druck- stufe $p_{max}$ [bar]	Rate Q [l/s]	Rate pro m bei $p_{max}$ [l/min/m]	Lugeon- Wert [l/min/m]	Anmerkung
BK1a/2011	146	23,9	28,0	1,14	3,0	43,9	385,1	Gebirgsumläufigkeiten
BK1b/2011	146	20,2	24,0	2,00	3,38	53,4	265,3	
BK1c/2011	146	14,1	16,0	4,20	0,02	0,6	1,5	kompakter Kst
BK2/2011	146	25,1	28,0	0,75	2,95	61,0	813,8	
BK2/2011	146	31,2	33,0	0,55	3,05	101,7	1.855,2	
BK3/2011	146	5,2	8,0	0,20	3,0	64,3	3.214,3	
BK4/2011	146	30,6	32,0	3,63	1,13	48,4	133,4	Erosion/Kluftöffnung
BK5/2011	146	22,4	26,0	3,0	0	0	0	kompakter Kst
BK6/2011	146	34,3	35,8	0,88	3,04	121,6	1.389,7	
BK6/2011	146	44,6	47,0	3,0	1,93	48,3	162,1	Gebirgsumläufigkeit
BK6/2011	146	48,3	51,2	3,1	0,14	2,9	9,5	
BK6/2011	146	59,0	63,0	2,3	3,36	50,4	219,1	
BK6/2011	146	63,0	67,7	3,2	0	0	0	kompakter Kst/Mst
BK6/2011	146	66,5	68,5	3,7	0	0	0	kompakter Mst
BK7/2011	146	17,6	2,0	0,7	3,0	40,9	586,1	
BK9/2011	146	12,6	14,0	3,0	0,17	7,3	24,2	kompakter Kst
BK11/2011	146	16,7	19,0	0,72	3,0	78,3	1.090,0	Kluftöffnung
BK11/2011	146	23,9	26,0	3,8	0	0	0	sehr kompakter Kst
BK11/2011	146	32,8	36,9	2,9	0,29	4,2	14,5	kompakter Kst
BK11/2011	146	37,0	42,8	3,5	1,99	20,6	58,8	weitg.kompakter Kst
BK11/2011	146	72,7	76,7	3,14	1,47	22,1	70,2	Gebirgsumläufigkeit
BK11/2011	146	82,9	85,1	3,6	0	0	0	kompakter Mst
BK12/2011	146	24,2	26,0	0,25	3,74	124,7	4.986,7	
BK12/2011	146	47,5	49,5	3,2	1,7	51,0	159,4	Freispüleffekte
BK12/2011	146	52,6	55,0	2,3	3,41	85,3	368,6	
BK12/2011	146	55,6	60,0	2,8	3,37	46,0	165,6	
BK12/2011	146	60,0	67,6	3,3	3,51	27,7	84,0	
BK12/2011	146	70,6	74,0	1,9	3,72	65,7	345,5	
BK12/2011	146	74,7	79,0	3,7	0,08	1,12	3,0	kompakter Mst
BK12/2011	146	80,0	82,0	3,3	0	0	0	kompakter Mst
BK15a/2011	146	8,0	11,3	0,48	2,99	54,7	1.151,5	kompakter Kst

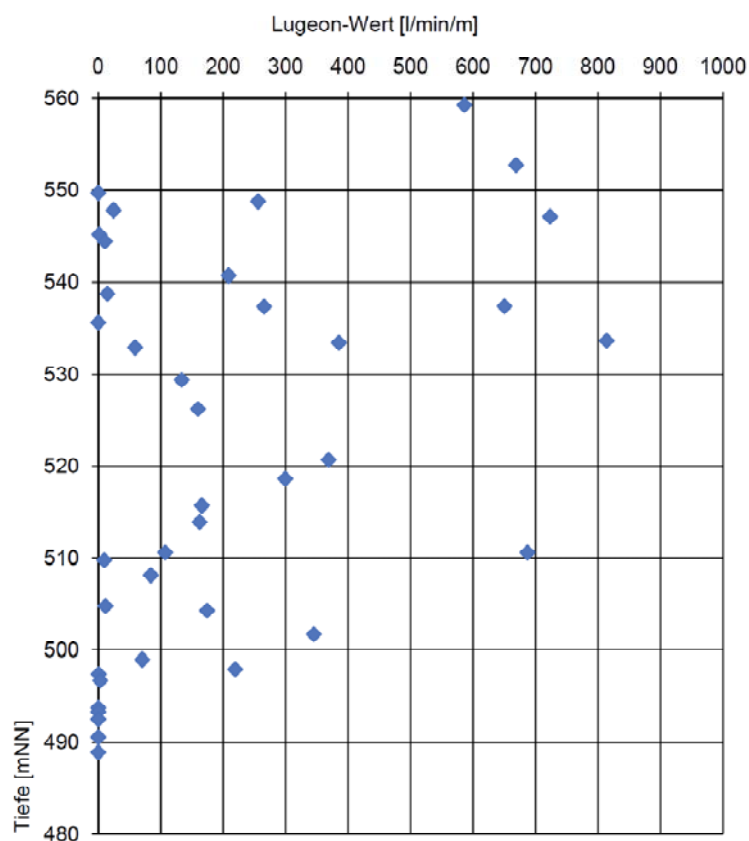
Tabelle 7.2 (Teil 1) Ergebnisse der 2011 im Kalkstein ausgeführten  
 WD-Versuche

Kern- bohrung	Bohr- loch- durch- messer [mm]	Sitz- oberer Packer [m]	Bohr- loch- sohle [m]	max. Druck- stufe $p_{max}$ [bar]	Rate Q [l/s]	Rate pro m bei $p_{max}$ [l/min/m]	Lugeon- Wert [l/min/m]	Anmerkung
BK15a/2011	146	14,9	17,4	1,10	2,98	71,5	650,2	Freispüleffekte
BK15a/2011	146	33,4	36,2	2,6	3,56	76,3	299,2	Freispüleffekte
BK15a/2011	146	47,5	50,0	3,4	0,16	3,9	11,5	kompakter Kst/Mst
BK15a/2011	146	52,7	57,4	3,0	0,01	0,14	0,5	kompakter Kst/Mst
BK16b/2011	146	30,5	33,0	0,34	3,59	86,2	2.549,1	Karststrukturen
BK16b/2011	146	26,4	28,5	1,2	3,11	86,8	723,3	
BK17b/2011	146	28,0	31,2	3,4	0,19	3,6	10,6	Packer in Verrohrung
BK18b/2011	146	28,0	30,0	0,21	3,0	90,0	4.285,7	Freispüleffekte
BK21b/2011	146	25,8	28,0	0,22	3,0	82,1	3.731,4	starke Karststrukturen
BK21b/2011	146	30,5	33,0	0,26	3,1	74,4	2.861,5	vor Freispülen Kluft
				0,09	3,1	74,4	8.651,2	nach Freispülen Kluft
BK23a/2011	146	17,0	19,6	2,8	2,5	58,4	208,5	Freispüleffekte, Kluft
BK23a/2011	146	44,7	49,7	3,5	3,13	37,6	107,0	Freispüleffekte, Kluft
				0,6	3,59	43,1	687,1	Freispüleffekte, Kluft
BK23a/2011	146	54,0	56,0	3,0	1,74	52,2	174,0	Freispüleffekte
BK23a/2011	146	66,8	71,4	3,0	0	0	0	überw. komp. Mst
BK24b/2011	146	20,0	23,0	0,9	3,0	60,0	668,9	
BK24b/2011	146	24,5	27,0	2,83	3,0	72,5	255,9	
BK25b/2011	146	21,5	23,6	0,1	3,6	102,8	9.350,6	komp. Kst, Kluft
BK25b/2011	146	26,6	28,0	0,37	3,0	128,6	3.512,9	Kst mit Karststrukturen

**Tabelle 7.2 (Teil 2)** Ergebnisse der 2011 im Kalkstein ausgeführten  
 WD-Versuche

- In zwei Versuchen lag der Lugeon-Wert bei Drücken von im Mittel 3,5 bar zwischen 1 und 5 l/min/m und in drei weiteren Versuchen in der Bandbreite von 5 bis 15 l/min/m. In diesen Abschnitten stand ebenfalls weitgehend kompakter Kalkstein bzw. Mergelstein an. Die Systemdurchlässigkeit ist gering.
- In jeweils drei WD-Versuchen lag der ermittelte Lugeon-Wert zwischen 15 und 50 l/min/m sowie zwischen 50 und 100 l/min/m. Bei Drücken von meist 3,5 bar werden Fließraten von 20-30 l/min/m gemessen. In diesen Versuchen treten in einem weitgehend kompakten Kalkstein einzelne, partiell offene Klüfte auf.

- In 20 WD-Versuchen wurden Lugeon-Werte zwischen 100 und 1.000 l/min/m ermittelt. Der in diesen Versuchen anstehende Kalkstein ist überwiegend geklüftet, die Klüfte sind überwiegend offen. Der Verlauf der p-Q-Kurven zeigt überwiegend ein vollkommen elastisches Verhalten des Gebirges bzw. charakteristische Freispüleffekte oder Klüftöffnungen.
- In 13 WD-Versuchen lag der Lugeon-Wert sogar über 1.000 l/min/. Ein nennenswerter Druckaufbau war hier in der Regel bei Fließraten von > 3 l/s bzw. > 100 l/min/min nicht möglich (meist  $p < 0,5$  bar). In der Regel korrelieren diese Versuchsergebnisse in Abgleich mit den Ergebnissen der Kernbohrungen und der Bohrlochscannermessungen mit stark geklüfteten Partien des Kalksteins, offenen Klüften und teilweise ausgeprägten Karststrukturen.



**Bild 7.5** Tiefenabhängige Darstellung der aus den WD-Tests ermittelten Lugeon-Werte (13 Lugeon-Werte > 1.000 l/min/m im Tiefenbereich 525 mNN bis 555 mNN nicht dargestellt)

In der Summe belegen die Ergebnisse der in den Jura-Kalksteinen unter dem Oberbecken durchgeführten hydraulischen Bohrlochversuche die hohe und sehr hohe Systemdurchlässigkeit dieses Kluftgrundwasserleiters. Nur lokal, in geringer geklüfteten Partien des Kalksteins ergeben sich geringere Systemdurchlässigkeiten. Eine unmittelbare Tiefenabhängigkeit ist nicht erkennbar (Bild 7.5), doch liegen die besonders hohen Lugeon-Werte  $> 1.000 \text{ l/min/m}$  überwiegend auf den ersten 30 m unter Beckensohle.

In der BK 11/2011, der BK 12/2011 und der BK 23/2011 wurde der tiefste WD-Versuch jeweils bereits im Ornaten-Ton durchgeführt. Eine Fließrate konnte hier bei Drücken  $\geq 3 \text{ bar}$  nicht gemessen werden. Dies belegt die sehr geringe Durchlässigkeit dieser geologischen Formation, die als Grundwasserstauer des überlagernden Kluft-Grundwasserleiters wirkt.

## **7.4 Ergebnisse der Schurferkundung**

### **7.4.1 Großschürfe an den Einbruchtrichtern**

Wie in Abschnitt 6.3.7 beschrieben, wurden die im Jahr 2011 aufgetretenen Einbruchtrichter unter unserer fachgutachterlichen Überwachung in mehreren Erkundungsphasen mit insgesamt fünf Großschürfen freigelegt (Bild 6.1).

Die Ergebnisse der Schurfarbeiten sind in den Anlagen 7.1 bis 7.5 detailliert beschrieben und fotografisch dokumentiert.

Die wesentlichen Erkenntnisse können wie folgt zusammengefasst werden:

#### **a) Einbruchtrichter 8 (Anlage 7.1)**

Der Einbruchtrichter 8 wurde am 27.04.2011 durch einen Großschurf freigelegt. Der Aushub erfolgte dabei in horizontalen Lagen schichtweise. Der Einbruchtrichter 8 unterscheidet sich von den anderen am 18.01.2011 eingetretenen Sohleinbrüchen dadurch, dass die Beckensohle hier nicht gleichmäßig absackte. Der Einbruchtrichter ist vielmehr uneben und es sind an der Geländeoberfläche zwei offene 'Löcher' erkennbar, die in ihrer Gestaltung die Vermutung näherten, dass die am 18.01.2011 in Serie eingetretenen Sohleinbrüche möglicherweise ihren Ausgang von einer Undichtigkeit in der Beckendichtung an dieser Stelle genommen haben könnten.

Der Einbruchtrichter besitzt Abmessungen von rund 3,2 m im Durchmesser mit einer größten Einsenkung von 1,1 m.

Das Dichtungssystem der Beckensohle wurde im Wesentlichen planmäßig abgeschlossen. Unter einer 50-70 cm mächtigen Schutzschicht (X,U,g,t', Blöcke bis 50 cm Kantenlänge) folgt die Lehmdichtung aus Tallehm, die hier als dunkelgrauer, schluffiger Ton steifer Konsistenz in guter Qualität und augenscheinlich ohne Schadstellen oder Aufweichungen, allerdings mit einer Ist-Dicke von 25 cm bis 35 cm ansteht, die geringer ist als die Sollstärke von 60 cm. Darunter folgen 25 cm Lehm aus dem Oberbecken (Sollmaß: 15 cm), der als steiniger, schwach schluffiger und schwach sandiger Schluff, gelblicher Färbung mit teilweise weißen und rötlichen Flecken sehr lokal organische Bestandteile (Äste, Wurzeln) beinhaltet und trotz seiner halbfesten Konsistenz deutlich inhomogener als die Lehmdichtung aus Tallehm ist. Unter einer rund 25 cm mächtigen Lage aus Filtersand, der als rötlich-brauner Mittelsand ansteht, folgt das Anstehende.

In der Fläche des Einbruchtrichters wurde zunächst Material der Schutzschicht, lokal mit Blöcken bis 80-90 cm Kantenlänge, teilweise bis 1,45 m angetroffen. Zwischen etwa 1 m und 2,5 m unter Beckensohle werden Sedimente angetroffen, die als Partien der Lehmdichtung und Filtersand identifiziert wurden. Bis zum Endaushubniveau (-5,5 m unter Beckensohle) wurde im Bereich des Einbruchtrichters weiches bindiges Material (Lockergestein) brauner Färbung angetroffen, das teilweise mit Steinen vermischt ist. Das Material ist offensichtlich aufgeweicht. Das in einigen anderen Einbruchtrichtern bis in große Tiefe angetroffene dunkelgrau-schwarze, organische Sediment wurde hier nicht beobachtet. Die Basis der aufgeweichten Partien im Bereich des Einbruchtrichters konnte auch bei einer Schurftiefe von 5,5 m nicht erreicht werden.

Unterhalb des Filtersandes der Beckendichtung wurde im Norden bis zum Endaushubniveau ein nahezu senkrecht stehender klüftiger Kalkstein freigelegt, der unmittelbar an den Einbruchtrichter und das hier vorgefundene aufgeweichte Lockergesteinsmaterial angrenzt (Bild 7.6). Der Kalkstein ist überwiegend horizontal geschichtet und vertikal geklüftet und steht gewachsen im Verbund mit im Mittel 30 cm bei den NW-SE streichenden Klüften (Messwert 245/85) und 50 bis 80 cm bei den NE-SW streichenden Klüften (Messwert 335/85). Die Klüfte sind überwiegend offen (Kluftweite 2 cm bis 5 cm). Bemerkenswert ist der enge horizontale Abstand der vertikalen Klüfte mit im Mittel 30 cm bis 50 cm. Der schwarze Mangan-Besatz der Klüfte lässt auf eine (frühere) Grundwasserströmung schließen.



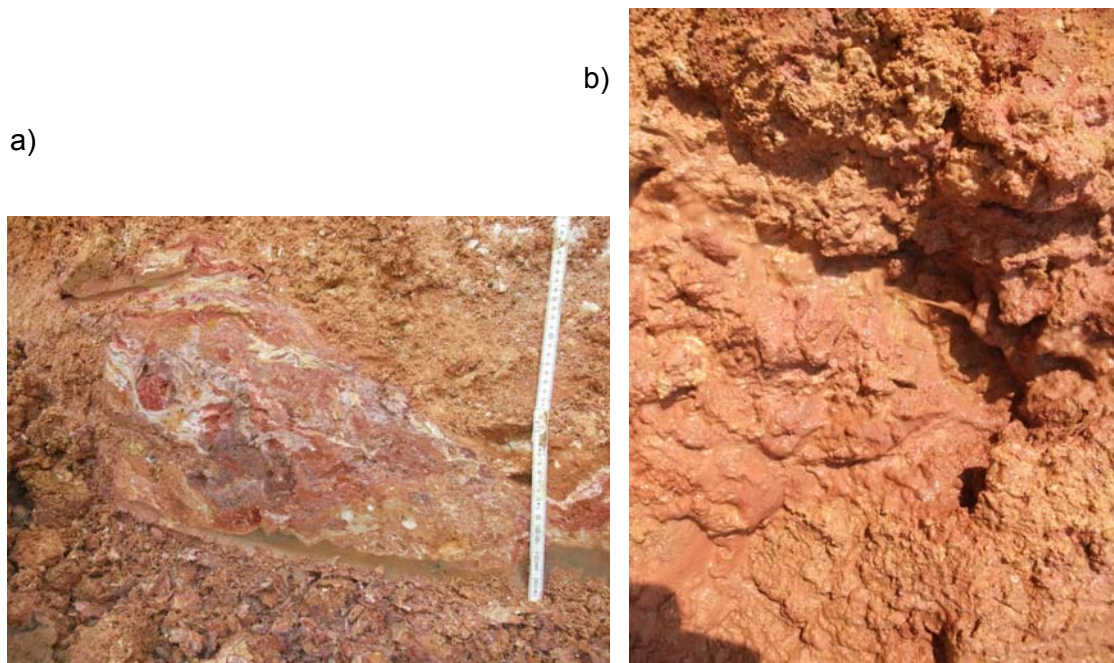


**Bild 7.6** Großschurf am Einbruch 8: sandige Lockergesteine im Kontakt zu einer im Norden anstehenden stark klüftigen Kalksteinformation (Wasser an der Sohle aus Stauwasserauf Beckendichtung zugetreten)

Diese Kalksteinformation konnte in den geophysikalischen Untersuchungen nicht identifiziert werden.

Im mittleren und südlichen Bereich des Schurfes bzw. des Einbruchs stehen hingegen Schluffe und Sande an, die als kreidezeitliche Ablagerungen identifiziert werden. Die sandigen Schluffe und schluffigen Sande sind außerordentlich bunt und variieren farblich zwischen beige-braun/ocker-gelblich und dunkelroten teilweise ziegelroten Partien, die miteinander verzahnt sind und in einander verfließen. Verbreitet treten lokal hellgraue und weiße Einschlüsse auf. Bemerkenswert ist die bereichsweise auffällige Struktur der Lockergesteine, die auf eine Ablagerung aus einem murrenartigen Schlammstrom dieser kreidezeitlichen Sedimente schließen lässt (Bild 7.7a). Hierauf

deuten auch die in dieser kreidezeitlichen Matrix immer wieder angetroffenen Sandsteingerölle hin. Nur lokal werden in Form von Linsen bzw. Adern offensichtlich begrenzter Ausdehnung schlufffreie Sandlagen angetroffen.



**Bild 7.7** Schurf am Einbruch 8: a. Detailaufnahme kreidezeitliche Sande und Schluffe. b. Sande und Schluffe werden durch oberflächennahen Wasserzutritt rasch erodiert

Die Lockergesteinssedimente sind trocken bzw. bergfeucht, überwiegend bröckelig, die bereichsweise stärker bindige Partien halbfest.

Das sich auf der Lehmdichtung sammelnde Oberflächenwasser erodierte beim Abfluss über die Oberfläche der kreidezeitlichen Schluffe und Sand diese rasch und zeigt damit die leichte Erodierbarkeit dieser Sedimente (Bild 7.7b).

Grund- oder Schichtwasser wurde nicht angetroffen.

Details sind Anlage 7.1 zu entnehmen.

**b) Einbruchtrichter 5 (Anlage 7.2)**

Der Einbruchtrichter 5 wurde am 28.04.2011 durch einen Großschurf freigelegt. Der Aushub erfolgte wie beim Einbruchtrichter 8 schichtweise in horizontalen Lagen. Der Schurf ist in Anlage 7.2 photographisch dokumentiert. Der Einbruchtrichter 5 ist bezüglich seines Schadensbildes 'typisch', d.h. er besitzt eine nahezu kreisrunde Form mit einem Durchmesser von 6,8 m; das Beckensediment ist nahezu eben um 1,6 m abgesackt.

Der Aufbau der Beckensohle entspricht weitgehend dem planmäßigen Dichtungssystem: Unter einer 50 cm bis 70 cm dicken Schutzschicht (X,u\*,g,t', eingelagerte Blöcke bis 50 cm Kantenlänge) folgt eine 60-70 cm mächtige Lehmdichtung aus Tallehm (Sollstärke 60 cm) aus dunkelgrauem schluffigen Tone; außerhalb des Einbruchtrichters steht die Lehmdichtung homogen und in guter Qualität an. Aufweichungen oder Schadstellen sind nicht erkennbar. Darunter folgt der Lehm aus dem Oberbecken in einer Stärke von 15 cm bis 20 cm (Sollmaß: 15 cm), der wie beim Einbruchtrichter 8 wieder als steiniger, schwach sandiger und toniger Schluff beige-braun gelblicher, teilweise weißlich bis rötlicher fleckiger Färbung und halbfester Färbung ansteht und von der 25 cm dicken Filtersandlage unterlagert wird.

In der Fläche des Einbruchtrichters wurde zunächst Material der Schutzschicht angetroffen. Ab ca. 2 m unter Beckensohle besteht das Material im Einbruchtrichter bis zum Endaushubniveau (knapp 6 m) überwiegend aus einem breiigen und weichen, überwiegend bindigen Lockergesteinsmaterial dunkelgrauer und schwarzer Färbung, in das Steine eingelagert sind. Das bindige Material besitzt offenkundig eine geringe Wichte und dürfte überwiegend organischen Ursprungs sein. Es wird vermutet, dass es aus der Beckensohle über die Beckendichtung eingetragen wurde, auch wenn die eingetragenen Maßen offenkundig deutlich größer als das Beckensediment auf der Schadensstelle lagernde Material ist. Die Basis dieser aufgeweichten Partien im Bereich des Einbruchtrichters konnte auch bei einer Schurftiefe von rund 6 m nicht erreicht werden.

Unterhalb des Filtersandes und ca. 0,5 m Schluff wurde bis zum Endaushubniveau im Norden, im unmittelbaren Kontakt zum Einsturztrichter eine Kalksteinformation freigelegt, die blockig gegliedert ist und offensichtlich verkippt ist. Die sonst etwa horizontale Schichtung ist bis zu 35° geneigt und ehemals vertikale Klüften entsprechend verstellt. Die Blöcke (Kantenlänge bis > 1,8 m) sind überwiegend in Richtung des Einsturztrichters verkippt. Diese Verkipfung entstammt gravitativen Bewegungen entwe-

der von einer Fels-Kliffbildung während der Kreidezeit oder - eher unwahrscheinlich - während der Absenkung des Einbruchtrichters. In der Kalksteinformation befinden sich offene Klüfte mit mehreren Zentimetern, teilweise auch > 10 cm Kluftweite. Auf



**Bild 7.8** Schurf Einbruch 5: a. feuchte Kalksteinoberfläche mit anhaftenden schwarzen Pflanzenresten. b. Tiefe 2 m: Blick in offene Spalte der anstehenden Kalksteinformation

den feuchten Kluftoberflächen und auf den feuchten Oberflächen der Kalksteine wurden schwarze Pflanzenreste, i.e. Stengel, Blätter, Blütenknospen, Aststücke angetroffen (Bild 7.8). In den Strukturen der Kalksteinformation gab es offensichtlich eine Wasserführung, wobei die Vermutung nahe liegt, dass es sich dabei um Wasser handelt, dass durch Fehlstellen der Beckensohle in den Untergrund zugetreten ist, zumal in zwei Fällen in den Klüften zwei kleine Schneckengehäuse in 'Lebendstellung' gefunden wurden, die auch auf der aktuellen Beckensohle zu finden sind.

In rund 5 m Tiefe unter Beckensohle war eine offene Struktur (1,4 m hoch, 30 cm breit) in der Kalksteinformation erkennbar, die sich nach Norden in die Kalksteinformation hinein in einen rund 50 cm breiten offenen Hohlraum erweiterte, an dessen Sohle offensichtlich eingeschwemmte Schluffe und Steine abgelagert waren.

Im östlichen, südlichen und westlichen Bereich des Schurfes standen hingegen Schluffe und Sande an, also Lockergesteine, die als kreidezeitliche Ablagerungen identifiziert wurden. Die sandigen Schluffe und schluffigen Sande sind bunt und variieren farblich zwischen beige-braun/ocker-gelblich und dunkelroten teilweise ziegelroten Partien, die miteinander verzahnt sind. Verbreitet treten lokal hellgraue und weiße Einschlüsse sowie Flint-/Sandsteine auf. Die Lockergesteine sind trocken bzw. bergfeucht und überwiegend 'bröckelig', verstärkt bindige Partien sind halbfest.

Grund- oder Schichtwasser wurde nicht angetroffen.

### **c) Einbruchtrichter 1, 3 und 17 (Anlage 7.3)**

Die Einbruchtrichter 1, 3 und 17 wurden am 29.04.2011 durch einen Großschurf freigelegt. Der Aushub erfolgte einseitig im Sinne der Anlage eines vertikalen geologischen Schnittes durch die Einbruchtrichter. Der westliche Rand des Schurfes verlief dabei durch die Mittelpunkte der drei Einbruchtrichter (Bild 6.1). Die Ergebnisse werden sind detailliert in Anlage 7.3 beschrieben und photographisch dokumentiert.

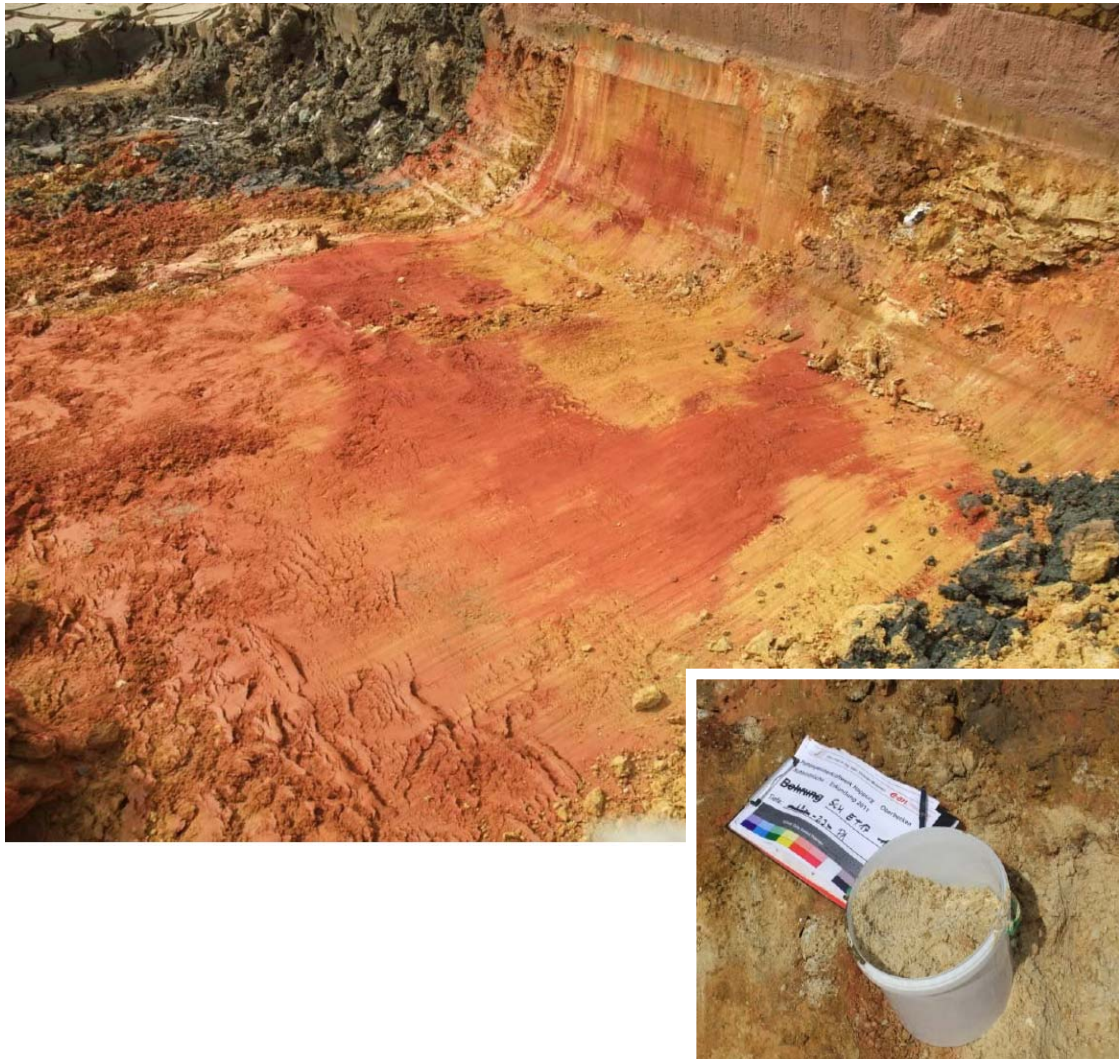
- Der Einbruchtrichter 1 war der flächenmäßig größte Einbruchtrichter des Ereignisses vom 18.01.2011. Das Schadensbildes ist als 'typisch' zu bezeichnen: eine runde, wenn auch hier eher länglich-elliptische Form mit Dimensionen von 9,5 m mal 13 m und ein nahezu ebenes Einsinken der Beckensohle um bis zu 1,9 m. Die Schutzschicht am Rande war abgebrochen bzw. nachgestürzt. Im Bereich des Einbruchtrichters gibt es zunächst keinen unmittelbaren Hinweise auf Wasser, das durch die Beckensohle in den Untergrund eingeströmt sein könnte.

- Der Einbruchtrichter 3 liegt rund 12 m (Abstand Mittelpunkte) nördlich des Einbruchtrichters 1. Das Schadensbildes ist auch hier 'typisch' mit einer nahezu kreisrunden Form bei einem Durchmesser von 4 m bis 5,4 m und einer Einsenkung der Beckensohle um rund 1 m.
- Der Einbruchtrichter 17 liegt rund 6 m (Abstand Mittelpunkte) nördlich des Einbruchtrichters 3. Der Einbruchtrichter wurde erst am 26.04.2011 erstmalig während der Arbeiten zur Sedimenträumung bemerkt. Am 29.04.2011 besaß der Einbruch bereits einen Durchmesser von rund 3,3 m bis 3,6 m und eine Einsenkung von 0,5 m.

Die Beckensohle/Sohldichtung wurde wiederum mit ihrem planmäßigen Aufbau erkundet. Insbesondere war die Lehmdichtung aus Tallehm in einer Mächtigkeit von 45-60 cm (Solldicke 60 cm) außerhalb des Einbruchtrichters homogen und in guter Qualität vorhanden; Inhomogenitäten, Aufweichungen, Schadstellen etc. waren nicht erkennbar.

In dem Großschurf wurden flächendeckend an der Sohle und in allen Wandungen bis zum Endaushubniveau (rd. 4,8 m) kreidezeitliche Lockergesteine freigelegt (Bild 7.9). Dabei handelt es sich um schwach schluffige Sande, oft Feinsande, und sandige, schwach tonige Schluffe. Die sandigen Schluffe und schluffigen Sande sind bunt und variieren farblich zwischen beige-braun/ocker-gelblich und dunkelroten teilweise ziegelroten Partien, die miteinander verzahnt sind. Die an anderer Stelle verstärkt aufgetretenen hellgrauen und weißen Einschlüsse sowie Flint-/Sandsteine wurden hier kaum angetroffen. Nur lokal wurden einzelne räumlich eng begrenzte reine Sandlinsen freigelegt. Die Sand- und Schluffpartien sind – als eine Schicht betrachtet - im gesamten Großschurf (Wandung und Sohle) homogen anstehend, was die Situation hier deutlich von der in den Einbruchtrichtern 5 und 8 aufgeschlossenen, sehr variablen Zusammensetzung der Lockergesteinsfüllung abhebt. Die Lockergesteine waren bergfeucht, in den sandigen Bereichen eher trocken-bröckelig. Hinweise auf Wasserführungen gab es nicht; auch aufgeweichte Partien fanden sich nicht. Im Kontakt zu Wasser (im Labor) erweisen sich die kreidezeitlichen Sedimente als sehr sensitiv: zuvor leicht verkittete Bereiche zerfallen rasch. Im Wasserlagerungsversuch bildet sich rasch ein Bodensatz eines völlig entfestigten Materials.

Anders als in den Schürfen an den Einbrüchen 5 und 8 wurden keine Kalksteinformationen angetroffen. Nach den Ergebnissen der geophysikalischen Untersuchungen liegen die Einbrüche im Flankenbereich der Versturzzone.



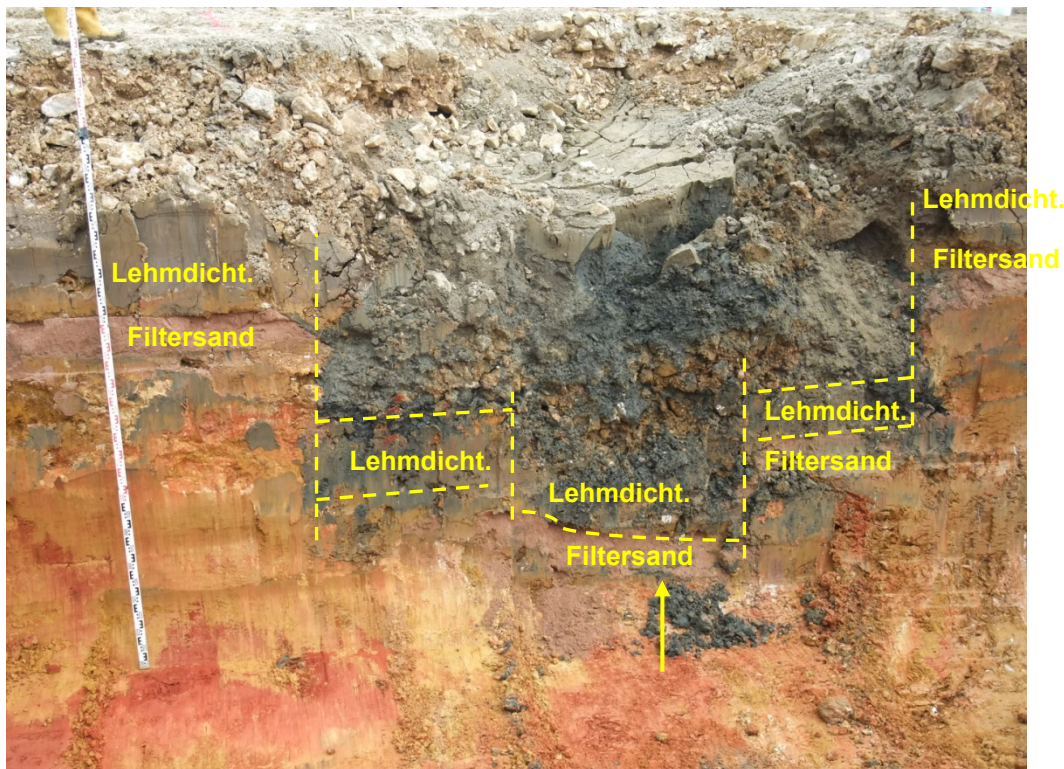
**Bild 7.9** Schurf zwischen Einbruchtrichter 1 und 3. Lockergesteins-sedimente (S,u',t' und U,s,t') in der gesamten Aushubebene

Nachfolgend soll exemplarisch die Freilegung des Einbruchtrichters 3 hervorgehoben werden, der exemplarisch für die Beobachtung an den benachbarten Einbruchtrichtern 1 und 17 ist. Der Einbruchtrichter ist zunächst von den breiig-weichen Beckensedimenten bedeckt, die aber rasch, dann dunkel gefärbt mit Steinen – vermutlich aus der Schutzschicht – vermischt sind. Das Gesamtbild des im vertikalen Längsschnitt einseitig freigelegten Einbruchtrichters 3 lässt erkennen, dass der ursprüngliche Sohlenaufbau weitgehend vertikal nach unten versetzt wurde. Dabei ist im Randbereich ein zweistufiger Staffelbruch aufgetreten. Die gut identifizierbare Filtersandschicht steht an der Basis des Einbruchtrichters flächig und nahezu eben an und ist

dann in zwei Stufen nach Norden und Süden zur Ausgangslage versetzt (Bild 7.10). Die Unterkante Filtersand liegt in der Mitte des Einbruchtrichters bei etwa -3,2 m unter Beckensohle. Der Filtersand wird auch im Einbruchtrichter überlagert von der Lehmdichtung, die weitgehend erhalten geblieben ist. Unter diesem Filtersand folgen kreidezeitliche Lockergesteinssedimente, die sich von dem umgebenden Baugrund - außerhalb des Einbruchtrichters - nicht unterscheiden. Die Ausbildung des Einbruchtrichters (Scherfuge) in den kreidezeitlichen Sedimenten konnte optisch nicht identifiziert werden.

Es ist in der Zusammenschau davon auszugehen, dass an diesem Einbruchtrichter der Materialaustrag in größerer Tiefe erfolgt ist. Ein Schadensszenario, das seinen Ausgang an der Beckensohle genommen hat, ist bei diesem Schadensbild sehr unwahrscheinlich und dürfte mit ausreichender Sicherheit auszuschließen sein.

Das Schadensbild am Einbruchtrichter 17 ist dem am Einbruchtrichter vergleichbar. Auch am Rande des großen Einbruchtrichters 1 wurde ein Staffelbruch festgestellt, allerdings reiche hier der Einbruch bis in größere Tiefe. Details sind Anlage 7.3 zu entnehmen.



**Bild 7.10** Einbruchtrichter 3 im Anschnitt. Staffelbruch mit vorhandener Lehmdichtung und unterlagernden Lockergesteinen



Grund- oder Schichtwasser wurde in dem Großschurf nicht angetroffen.

Im Nachgang wurde der Schurf zunächst wieder verfüllt und dann in den Mittelpunkten der Einbruchtrichter 1, 3 und 17 je eine Kernbohrung (BK 1a/2011, BK 1b/2011, BK 1c/2011) abgeteuft, um den tieferen Untergrund zu erkunden. Die Ergebnisse sind in Abschnitt 7.1 beschrieben. Danach stehen hier bis in große Tiefe (bei BK 1a/2011 und BK 1b/2011 bis in 18 m Tiefe) relativ homogene Lockergesteine an, die in ihrer Zusammensetzung den in dem Großschurf aufgeschlossenen Verhältnissen entsprechen. Dabei waren die Lockergesteine im Bereich unter den Einbrüchen tiefgründig auffällig feucht und vernässt, was auf eindringendes Wasser aus dem Becken in Folge des Einbruches zurückzuführen sein dürfte.

#### **d) Einbruchtrichter 2 und 4 (Anlage 7.4)**

Am 20.06.2011 wurde ein weiterer Großschurf angelegt, der sich von dem bereits freigelegten Einbruch 8 nach Nordosten als vertikaler Anschnitt durch die Einbrüche 2 und 4 bis zum Einbruch 5 zieht.

Die Ergebnisse dieses großräumigen Aufschlusses sind in Anlage 7.4 detailliert dokumentiert.

In Ergänzung zu den bereits vorgestellten Großschürfen ergaben sich aus diesem Aufschluss insbesondere folgende Erkenntnisse:

- In dem Schurf wurden kleinräumig variierend Lockergesteine und bis unter die Beckensohle reichende Kalksteinformationen angetroffen (Bild 7.11). Bei den Kalksteinformationen handelt es sich offensichtlich um domartig von der Basis der Versturzzone bis unter die Beckensohle aufsteigende Kalksteinformationen, sogenannte 'pinnacles', nicht aber um singuläre eingelagerte Kalksteinblöcke, da beim Lösen eine horizontale Schichtung und eine steil orientierte Klüftung erkennbar war. Die Kalksteinformationen waren in den geophysikalischen Untersuchungen nicht erkennbar (Anlage 9.2, hier Anlage 10). Offensichtlich liegt die begrenzte Größe dieser Kalksteinformationen unter der Auflösungsschwelle der geophysikalischen Messungen und Analysen.
- Unter den Einbrüchen 2 und 4 steht dunkelgrau und schwärzlich gefärbtes bindiges Material mit organischem Anteil bis in große Tiefe, hier bis an die Basis des knapp 5 m tiefen Schurfs an. Das Volumen des hier mit hoher Wahrscheinlich-



**Bild 7.11** Einbruchtrichter 4 im Anschnitt, in Nahfeld Kalksteininformationen und Lockergesteine kleinräumig variierend

keit als Sediment aus der Beckensohle eingetragenen Materials überschreitet die sonst, d.h. im Umfeld auf der Beckensohle lagernde Sedimentstärke um ein Vielfaches. Eine mögliche Erklärung könnte darin bestehen, dass an diesen Einbruchtrichtern gegebenenfalls schon über eine längere Zeit Beckenwasser in den Unter-

grund gesickert ist und die Beckensedimente dabei in den Untergrund eingetragen hat.

- Die Einbrüche liegen wiederum in Bereichen, in denen Lockergesteinsmaterial im direkten Kontakt zu klüftigen Kalksteinformationen steht. Die schluffigen rötlich-braunen und orangen Sande stehen hier in direktem Kontakt zu dem Kalkstein (siehe Detail in Bild 7.11).

#### **e) Einbruchtrichter 7 (Anlage 7.5)**

Der Einbruchtrichter 7 war im Vorfeld verfüllt worden, um im Zentrum des Einbruchtrichters die Kernbohrung BK 34/2011 ausführen zu können. Wie in Abschnitt 7.1 beschrieben, wurden dabei Lockergesteine bis zu dem in 7,4 m Tiefe unter Beckensohle angetroffenen Kalkstein aufgeschlossen.

Im Vorfeld des am 01.08.2011 ausgeführten Großschurfs waren in der Fläche des verfüllten Einbruchtrichters 7 erneut Sackungen aufgetreten (Abschnitt 4.1), die zeigten dass die Bewegungen im Untergrund hier noch nicht abgeschlossen waren bzw. dass initiiert durch stärkere Niederschläge erneut Erosionsvorgänge im Untergrund stattfinden.

Der ausgeführte Schurf, der in Anlage 7.5 detaillierter dokumentiert ist, zeigt, dass sich der Einbruch hier wiederum im Kontaktbereich zwischen schluffigen und sandigen Lockergesteinssedimenten zu einer stark klüftigen Kalksteinformation eingestellt hat (Bild 7.12). Bei der im Osten anstehenden, nahezu senkrecht einfallenden Kalksteinformation dürfte es sich um die auch in der geophysikalischen Erkundung nachgewiesenen Flanke der Versturzzone handeln.

Der Kalkstein ist sehr flach geschichtet und von mächtigen vertikalen Klüften durchzogen. Die Formation war bei weiterer Vertiefung des Schurfes nicht standsicher, sondern löste sich im Verbund.

Unter dem Einbruch war wiederum bis in große Tiefe das charakteristische dunkelgraue weiche bindige Material zu beobachten, dass vermutlich aus eingetragenen Beckensedimenten besteht.

In die Lockergesteine waren hier zahlreiche Kalksteinbrocken und -steine eingelagert, die hier offensichtlich in der Nähe der steilen Flanke bereits bei der Entstehung in die Versturzzone bzw. die Lockergesteine gestürzt sind.



**Bild 7.12** Einbruchtrichter 7: Lockergesteine mit Kalksteinen und –brocken im Kontakt zu einer nahezu vertikalen, stark geklüfteten Kalksteinformation (rechts), im Einsturzbereich tiefreichende weiche schwarze Sedimente (Mitte)

#### **f) Zusammenfassende Erkenntnisse zu den Einbruchtrichtern**

In der Gesamtschau der bei der Freilegung der Einbruchtrichter gewonnenen Erkenntnisse ist Folgendes festzustellen:

- In allen Fällen wurde im Umfeld der Einbrüche eine Sohldichtung aufgeschlossen, die in ihrem Aufbau weitgehend den planmäßigen Vorgaben entspricht. Insbesondere die mineralische Sohldichtung aus Tallehm wurde als sehr homogener dunkelgrauer steifer Ton aufgeschlossen, der - soweit erkennbar - ohne Fehlstellen oder Anomalien vorhanden ist.
- Bei der überwiegenden Anzahl der Einbrüche stehen im Untergrund Lockergesteine in direktem Kontakt zu klüftigen Kalksteinformationen. Die Kalksteinformationen

sind offensichtlich in ihrer räumlichen Ausdehnung begrenzt, zumal sie bei den geophysikalischen Untersuchungen nicht identifiziert werden konnten. Möglicherweise ragen sie 'domartig' von der Basis der Versturzzone nach oben, teilweise bis direkt unter die Beckensohle. Die mit dem anstehenden Kalkstein korrelierende annähernd horizontale Schichtung und sehr steile Klüftung weist sie als anstehenden Kalkstein aus; es handelt sich dann nicht um Kalksteinblöcke.

- Es gibt aber auch Einbruchtrichter, unter denen offensichtlich ein solcher Kontaktbereich zwischen Kalkstein und Lockergesteinen nicht vorhanden bzw. erst in deutlich größerer, teilweise großer Tiefe vorhanden ist. Beispiele hierfür sind die Einbrüche 3 und 17. Unter dem Einbruch 3 wurde die Kalksteinoberfläche erst in rund 18 m Tiefe erkundet; bis in diese Tiefe folgen unter dem Einbruch stark sandige Schluffe und schluffige Sande.

Der Umstand, dass der Einbruch 17 sich erst rund drei Monate nach dem Abstau des Beckens eingestellt hat, legt die Vermutung nahe, dass die Ursache für diesen Einbruch in einem Massendefizit im Übergang vom Lockergestein zur Kalksteinoberfläche an der Basis der Versturzzone, d.h. in größerer Tiefe zu suchen ist.

- Die Lockergesteine variieren in ihrer Ausbildung. Analog zu den Erkenntnissen aus den Kernbohrungen gibt es Bereiche, in denen sandige Schluffe über eine größere räumliche Erstreckung als aus bodenmechanischer Sicht weitgehend homogene Schicht ohne eingelagerte bindige Partien, Steine oder gar Kalksteinblöcke anstehen (Bild 7.8). Andererseits gibt es Bereiche - und dies mag in der Summe eher charakteristisch sein -, in denen geringer und stärker bindige Lockergesteine als eine sehr wechselhafte Matrix ohne regelmäßige Orientierung anstehen. In diesem Fall ist das Material offensichtlich murrenartig bzw. als eine Schlammlawine in die Karsthohlräume der Versturzzone eingetragen worden.
- Insbesondere im Nahbereich von steilen randlichen Flanken der Versturzzone muss mit eingelagerten Kalksteinen in Stein- und Blockgröße gerechnet werden.
- Die Einbrüche unterscheiden sich in ihrer vertikalen Tiefenerstreckung deutlich. Während bei den Einbruchtrichtern 3 und 17 der gesamte Sohlaufbau um das Einsinkmaß vertikal versetzt ist, darunter aber wieder die anstehenden Lockergesteinsfüllung folgt, konnte an den übrigen Einbruchtrichtern eine dunkelgraue und schwarze, vorwiegend bindige Matrix beobachtet werden, die bis an die Basis der Einbruchtrichter reicht. Diese Beobachtung legt die Vermutung nahe, dass an letz-

teren Einbrüchen möglicherweise nicht nur durch den Einbruch bedingt Wasser und Beckensedimente in den Untergrund gelangt sein könnten.

#### **7.4.2 Schürfe zum Anschluss der Dichtungssysteme an das Einlaufbauwerk**

Zur Erkundung des Anschlusses des Dichtungssystems von Beckensohle und wasserseitiger Böschung des Ringdamms an das Einlaufbauwerk wurden am 02.08.2011 insgesamt vier Schürfe ausgeführt. Dabei wurden zwei Schürfe an der Beckensohle im Anschluss an die Sohlplatte des Einlaufbauwerks ausgeführt und zwei weitere Schürfe im unteren Drittel der Dammhöhe hinter der östlichen und westlichen Flügelwand des Einlaufbauwerkes.

Die Lage der Schürfe kann ebenso wie die Fotodokumentation Anlage 7.6 entnommen werden.

Dabei wurde festgestellt, dass der Anschluss der Beckendichtung an die Einlaufwanne im Wesentlichen den planlichen Darstellungen in den Archivunterlagen entspricht. Der in den Plänen von 1958 (Anlage 7.6) eingetragene Aufbau mit einer Herdmauer zwischen Sohldichtung und Einlaufwanne und deren Abdeckung mit einer Tondichtung wurde an den beiden untersuchten Stellen offenkundig planmäßig ausgeführt und hat sich bis heute schadensfrei erhalten.

Hinter der westlichen Flügelwand konnte ebenfalls ein weitgehend planmäßiger Anschluss des Dichtungssystems an die Flügelwand festgestellt werden: ab ca. 90 cm unter Oberkante Flügelmauer konnte hier ein Tonkeil als Abschlussdichtung an den Tonbeton nachgewiesen werden.

In dem hinter der östlichen Flügelwand ausgeführten Schurf konnte hingegen bis 2 m Tiefe - und damit bis zu der unter den schwierigen Verhältnissen gerade noch beherrschbaren Erkundungstiefe - die Existenz des Tonkeils nicht nachgewiesen werden. Hier wurden vielmehr bis in 2 m Tiefe Kalksteinblöcke und lehmiger Talschotter aufgeschlossen.

Hinsichtlich der Details wird auf die Dokumentation in Anlage 7.6 verwiesen.

### **7.4.3 Schürfe am landseitigen Dammfuß: Erkundung Dammschüttkörper**

An vier ausgewählten Stellen des landseitigen Dammfußes des Ringdamms wurden am 15.08./ 16.08.2012 Schürfe ausgeführt mit dem Ziel, nähere Erkenntnisse zur Zusammensetzung des Dammschüttkörpers zu gewinnen. Die erzielbare Schurftiefe war dabei durch die Böschungsneigung der Dammflanke des Ringdamms begrenzt.

Die Lage der Schürfe und die photographische Dokumentation der Schürfe ist als Anlage 7.7 dem vorliegenden Gutachten beigelegt.

Danach wurde zunächst eine meist 30 cm bis 40 cm, bereichsweise auch 80 cm mächtige Deckschicht aus teils stark durchwurzelttem Oberboden angetroffen, der aus sandigen Schluffen mit einzelnen eingelagerten Kalksteinblöcken bis 70 cm Kantenlänge besteht.

Darunter wurde bis zur Schurfsohle in 2,5 m bis 2,9 m Tiefe eine Steinschüttung aus gebrochenen Kalksteinblöcken und -steinen mit zunächst vergleichsweise hohem Feinkornanteil angetroffen, so dass dieser Bereich der in dem Regelquerschnitt ausgewiesenen 'lehmhaltigen Steinschüttung' zuzurechnen sein dürfte, die den eigentlichen Stützkörper überdeckt. Bereichsweise ist dieser Schichtabschnitt bis 1 m Tiefe durchwurzelt. Die Kalksteinblöcke erreichen Kantenlängen bis 100 cm Länge.

Mit zunehmender Tiefe nimmt der Feinkornanteil erkennbar ab, die Kalksteinblöcke und -steine besitzen dann Kornkontakt und liegen offensichtlich in relativ kompakter Lagerung. Dieser Bereich konnte mit den Schürfen mit vertretbarem Eingriff in den Ringdamm nicht näher aufgeschlossen werden.

Wasserzutritte zu den Schürfen waren nicht zu verzeichnen.

### **7.4.4 Schurf am wasserseitigen Dammfuß: Vorpressung Dränage**

Rund 10 m südlich der östlichen Flügelwand des Einlaufbauwerks und rund 2 m vor dem östlichen wasserseitigen Dammfuß wurde am 21.11.2011 die Baugrundsituation am Ansatzpunkt der geplanten Durchpressung der Dränage durch den bestehenden Ringdamm erkundet.

Die Lage des Schurfes und die Ergebnisse sind in Anlage 7.8 photographisch dokumentiert. Danach stehen rund 1,4 m unter der Oberfläche der Beckensohle, d.h. un-

mittelbar unter dem Dränagesand kompakter Kalkstein an, der mit der Baggerschau-  
 fel nicht gelöst werden konnte.

### 7.5 Ergebnisse der Schweren Rammsondierungen

Rammsondierungen geben über die für 10 cm Eindringung gemessenen Schläge  $N_{10}$   
 einen Anhalt über die Lagerungsdichte nichtbindiger Böden sowie über die Konsis-  
 tenz bzw. undrännierte Scherfestigkeit bindiger Böden.

Bei Kenntnis der Kornverteilung der Böden bzw. der Bodengruppen auf Grund von  
 Indexversuchen (Abschnitt 7.9) lassen sich daraus bodenmechanische Kennwerte  
 ableiten.

Für bindige, gewachsene Böden - wie sie als sandige, teilweise tonige Schluffe und  
 als mittel- und ausgeprägt plastische Tone in weiten Bereichen der Versturzzone auf-  
 geschlossen 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 undrännierten Scherfestigkeiten zugeordnet.

Konsistenz	undrännierte Scherfestigkeit $c_u$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Druck- sondierung $q_c$ [MN/m <sup>2</sup> ]	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  
 undrännierten 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)



In Tabelle 7.4 sind für weitgestufte, also ungleichförmige ( $U > 6$ ), nichtbindige Böden nach den Festlegungen in der Literatur, in DIN 1054:1976 (Beiblatt), DIN1054:2005 (Tabelle A.7 und A.8) sowie in DIN 4094-1 bis DIN 4094-3 sowie nach eigenen Erfahrungswerten den ermittelten Messwerten Lagerungsdichten zugeordnet. Diese Korrelationen können ersatz- und näherungsweise auch für die schluffigen Sande der Lockergesteinsfüllung de Störzone angewendet werden.

Lagerung	Lagerungs- dichte	Druck- sondierung	Schlagzahl DPH		Schlagzahl BDP (SPT)	
	D [-] nach DIN 1054	$q_c$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$N_{10,\bar{u}}$ [-]	$N_{10,u}$ [-]	$N_{30,\bar{u}}$ [-]	$N_{30,u}$ [-]
sehr locker	< 0,20	-	< 5	< 2	< 4	< 2
locker	0,20 - 0,45	< 7,5	5 - 15	2 - 9	4 - 15	2 - 8
mitteldicht	0,45 - 0,65	7,5 - 30	16 - 34	10 - 25	16 - 40	9 - 30
dicht	> 0,65	> 30	> 34	> 25	> 40	> 30

**Tab. 7.4:** Lagerungsdichte und Eindringwiderstände  $q_c$  bzw. Schlagzahlen  $N_k$  für weitgestufte ( $U > 6$ ) Kiese (GW, GI) und Sande (SW), über ( $N_{k,\bar{u}}$ ) und unter Grundwasser ( $N_{k,u}$ )

Bei enggestuften ( $U \leq 3$ ), nichtbindigen Böden, in der Versturzzone lokal als eng gestufte, feinkornarme Sande angetroffen, bestehen nach der Literatur, nach DIN 4094-1, DIN 4094-2 und DIN 4094-3 sowie nach PLACZEK (1985) die in Tabelle 7.5 zusammengestellten Zusammenhänge.

Lagerung	Lagerungs- dichte	Druck- sondierung	Schlagzahl DPH		Schlagzahl BDP (SPT)	
	D [-] nach DIN 1054	$q_c$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$N_{10,\bar{u}}$ [-]	$N_{10,u}$ [-]	$N_{30,\bar{u}}$ [-]	$N_{30,u}$ [-]
sehr locker	< 0,15	< 4	-	-	-	-
locker	0,15 - 0,30	4 - 7,5	$\leq 4$	$\leq 2$	$\leq 5$	$\leq 3$
mitteldicht	0,30 - 0,50	8 - 17	5 - 12	3 - 8	6 - 16	4 - 10
dicht	> 0,50	> 17	> 12	> 8	> 16	> 10

**Tab. 7.5:** Lagerungsdichte und Eindringwiderstände  $q_c$  bzw. Schlagzahlen  $N_k$

für enggestufte ( $U \leq 3$ ), nichtbindige Böden (SE), über ( $N_{k,u}$ ) und unter Grundwasser ( $N_{k,u}$ )

Eigene Erfahrungen zeigen, dass der Zusammenhang zwischen Lagerungsdichte und Eindringwiderstand materialabhängigen Streuungen unterliegt und somit bei der Beurteilung unter anderem auch Einflüsse aus Korngröße, Kornverteilung und Kornrauigkeit berücksichtigt werden müssen.

Die Ergebnisse der 13 Sondierungen mit der Schweren Rammsonde (DPH nach DIN EN ISO 22476-2), die im Juni 2011 auf der Beckensohle im Bereich der Versturzone ausgeführt wurden, sind als tabellarisch zusammengestellte Eindringwiderstände  $N_{10}$  (Schlagzahlen pro 10 cm Eindringung) und als Rammdiagramme graphisch in Anlage 8 ausgewertet.

Die Sondierungen wurden in Ergänzung zu den Kernbohrungen (Abschnitt 7.1) mit dem primären Ziel ausgeführt, die Lagerungsdichte der nichtbindigen Partien der Lockergesteinszone zu bewerten; sie können aber auch genutzt werden, um die Konsistenz der bindigen Bodenpartien zu überprüfen.

Die Rammsondierungen sind in Tabelle 7.6 tiefenabhängig ausgewertet, wobei über die Tiefe in Meterintervallen die Bandbreite (B) und das gewichtete Mittel (M) der aufgezeichneten Schlagzahlen  $N_{10}$  angegeben werden. Ferner wird die Tiefe, in der die Rammsondierungen abgebrochen werden mussten verglichen mit der in den nächstgelagerten Kernbohrung erkundeten Tiefenlage des Felshorizontes (Basis verfüllte Versturzhöhle) bzw. – bei größerem Abstand benachbarter Kernbohrungen - mit dem Erwartungswert aus der Komplexanalyse der geophysikalischen Messungen (Abschnitt 7.6).

Im Einzelnen können folgende Aussagen gemacht werden:

- Die in der Lockergesteinsfüllung der Versturzhöhle aufgezeichneten Schlagzahlen variieren in einer großen Bandbreite und bestätigen damit die durch die direkten Baugrundaufschlüsse erkennbare außerordentliche Heterogenität der Lockergesteine, die auch kleinräumig hinsichtlich Zusammensetzung und Konsistenz stark variieren.
- Die Schlagzahlen liegen bereichsweise über größere Tiefenintervalle in einer Größenordnung von im Mittel  $1 \leq N_{10} \leq 5$ . So wurden in der DPH 4/2011 im Tiefenbereich von 0 m bis 13 m unter Beckensohle Schlagzahlen von meist  $2 \leq N_{10} \leq 5$ , im

Tiefenbereich von 10 m bis 12 m sogar nur von  $1 \leq N_{10} \leq 2$  aufgezeichnet. Dies korreliert unter Annahme einer aus der rund 2 m horizontal entfernten Kernbohrung BK 4/2011 ableitbaren überwiegend bindigen Matrix der Lockergesteinsfüllung gemäß Tabelle 7.1 mit einer lediglich weichen ( $2 \leq N_{10} \leq 5$ ), bereichsweise sogar nur einer breiigen Konsistenz der sandigen Schluffe und Tone. Bei ersatzweiser Annahme einer überwiegend nichtbindigen Matrix der Lockergesteinsfüllung würden die Schlagzahl einer vorwiegend lockeren, bereichsweise einer nur sehr lockeren Lagerung der schluffigen Sande entsprechen. Die Ergebnisse der Rammsondierung führen hier also zu einer ungünstigeren Einschätzung der Lockergesteinseigenschaften als die Feldansprache der benachbarten BK 4/2011, bei der die aufgeschlossenen Lockergesteine überwiegend als schwach tonige sandige Schluffe und sandige schluffige Tone steifer und halbfester Konsistenz mit eingeschalteten schluffigen Sandlagen angesprochen worden waren (Anlagen 4.7).

Auch in der Sondierung DPH 5/2011 wurden im Tiefenintervall von 4 m bis 10 m unter Beckensohle nur Schlagzahlen von im Mittel  $3 \leq N_{10} \leq 5$  aufgezeichnet. In diesem Tiefenbereich wurden in der etwa 2 m entfernten Kernbohrung BK 5/2011 vorwiegend steife schwach schluffige Tone und stark sandige Schluffe steifer Konsistenz in Wechsellagerung mit stark schluffigen Sanden angesprochen, so dass auch hier die aus den Ergebnissen der Rammsondierung korrelierbare weiche Konsistenz bzw. lockere Lagerung zu einer ungünstigeren Einschätzung als die Feldansprache führt.

- In der bis in eine Tiefe von 22,6 m niedergebrachten Rammsondierung DPH 31/2011 wurden über große Tiefenabschnitte, insbesondere zwischen 1,0 m und 15,0 m sowie ab 18,0 m unter Beckensohle Schlagzahlen in der Größenordnung von im Mittel  $9 \leq N_{10} \leq 15$  aufgezeichnet, was mit einer überwiegend halbfesten Konsistenz bindiger Partien und einer vorwiegend mitteldichten Lagerung nichtbindiger Partien korreliert. In der zum Vergleich herangezogenen, unmittelbar benachbarten Kernbohrung BK 31/2011 wurden vorwiegend halbfeste schluffige tonige Sande halbfester Konsistenz und stark schluffige Sande angetroffen, ab 10 m unter Beckensohle allerdings weitgehend kompakter Kalkstein. Hinsichtlich der Zustandes der Lockergesteine ist hier eine gute Übereinstimmung zwischen Feldansprache und Ergebnissen der Rammsondierung festzustellen.
- Der Abgleich der Rammsondierung DPH 31/2011 mit der benachbarten Kernbohrung BK 31/2011 führt dabei auf eine weitere wichtige Thematik, nämlich dem

Vergleich von erreichter Sondiertiefe und der erkundeten bzw. erwarteten Fels-oberfläche des anstehenden Kalksteins. Fünf der 13 schweren Rammsondierungen (DPH 16c/2011, DPH 35/2011, DPH 36/2011, DPH 37/2011 und DPH 39/2011) mussten in einer Tiefe von  $\leq 2,5$  m unter Beckensohle auf Grund nicht ausreichenden Sondierfortschritts bei Schlagzahlen  $N_{10} \geq 100$  Schlägen auf 10 cm abgebrochen werden. Da in dieser Tiefenlage die steinige Schutzschicht ebenso wie die mineralische Dichtung durch die von der Beckensohle aus abgeteuften Rammsondierungen bereits durchörtert sein dürften, ist nicht auszuschließen, dass unter der Sohldichtung in die Lockergesteinsfüllung eingebettete Steine oder aber Kalksteinblöcke mit dem Sondiergestänge angetroffen wurden, die einen weiteren Sondierfortschritt nicht zuließen.

- Auch die weiteren Rammsondierungen DPH 1/2011, DPH 6/2011, DPH 7/2011, DPH 20c/2011 und DPH 38/2011 mussten in Tiefen von 4,2 m bis 9,7 m unter Beckensohle auf Grund mangelnden Sondierfortschritts abgebrochen werden, obwohl der in den benachbarten Kernbohrungen aufgeschlossene Felshorizont zwischen 6 m und mehr als 10 m tiefer aufgeschlossen wurde. Mit der Sondierung DPH 4/2011 konnte eine Sondiertiefe von 15,3 m erreicht werden, während in der benachbarten Kernbohrung BK 4/2011 die Oberfläche des Kalksteins bei 22,6 m unter Beckensohle erbohrt wurde. Es ist zu vermuten, dass bei den vorgenannten Sondierungen in die Lockgesteinszone eingebettete Hindernisse, insbesondere Steine und Blöcke, ursächlich für die jeweils schlagartig auf Werte  $N_{10} \geq 100$  ansteigenden Schlagzahlen und den vorzeitigen Abbruch der schweren Rammsondierungen sind.
- Lediglich bei der Sondierung DPH 5/2011 korreliert die erreichte Sondiertiefe von 13,9 m mit der in der benachbarten Kernbohrung (hier: BK 5/2011) erkundeten Tiefenlage des Felshorizontes (hier: 14,9 m unter Beckensohle).
- Die Rammsondierung DPH 31/2011 konnte auf eine große Tiefe von 22,6 m unter Beckensohle abgeteuft werden. Da das vorgehaltene Sondiergestänge in dieser Tiefe endete, musste die Sondierung in dieser Tiefe beendet werden, ohne dass ein erhöhter Sondierwiderstand eine Annäherung an den Kalkstein ankündigte. Hervorzuheben ist, dass in der rund 2 m entfernten Kernbohrung KB 31/2011 ab 10 m unter Beckensohle weitgehend kompakter Kalkstein angetroffen wurde, während in der Rammsondierung DPH 31/2011 in einen 12,6 m unter dieses Niveau reichenden Tiefenabschnitt keine Hinweise auf einen Felshorizont gefunden werden konnten.

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	<b>6</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>4</b>	<b>10</b>	<b>8</b>	<b>4</b>	<b>3</b>	<b>5</b>	<b>4</b>	<b>4</b>	<b>9</b>	<b>4</b>
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	<b>5</b>	<b>5</b>	<b>4</b>	<b>12</b>	<b>6</b>	<b>9</b>	<b>10</b>	<b>11</b>	<b>7</b>	<b>8</b>	<b>11</b>	<b>5</b>	<b>2</b>
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	<b>4</b>	<b>3</b>	<b>7</b>	<b>6</b>	<b>4</b>	<b>&gt; 100</b>	<b>14</b>	<b>12</b>	<b>&gt; 100</b>	<b>&gt; 100</b>		<b>17</b>	<b>&gt; 100</b>
3,0 – 4,0 m	B	5-42	3-5	5-6	6-11	3-5		9-18	9-15				8-21	
	M	<b>6</b>	<b>4</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>4</b>		<b>12</b>	<b>10</b>				<b>14</b>	
4,0 – 5,0 m	B	64-100	4-5	4-6	6-14	3-100		16-22	8-13				11-20	
	M	<b>&gt; 100</b>	<b>5</b>	<b>5</b>	<b>11</b>	<b>7</b>		<b>17</b>	<b>11</b>				<b>15</b>	
5,0 – 6,0 m	B		3-5	4-6	8-20			16-100	7-14				12-100	
	M		<b>4</b>	<b>5</b>	<b>12</b>			<b>26</b>	<b>10</b>				<b>15</b>	
6,0 – 7,0 m	B		3-4	2-4	7-16				8-10					
	M		<b>4</b>	<b>4</b>	<b>10</b>				<b>9</b>					
7,0 – 8,0 m	B		2-3	2-4	8-13				8-13					
	M		<b>3</b>	<b>3</b>	<b>9</b>				<b>11</b>					
8,0 – 9,0 m	B		1-10	3-5	12-100				9-15					
	M		<b>2</b>	<b>4</b>	<b>13</b>				<b>11</b>					
9,0 – 10,0 m	B		1-10	3-10					10-20					
	M		<b>2</b>	<b>5</b>					<b>15</b>					
10,0 – 11,0 m	B		1-2	7-13					9-17					
	M		<b>1</b>	<b>10</b>					<b>11</b>					
11,0 – 12,0 m	B		1-1	8-11					9-12					
	M		<b>1</b>	<b>10</b>					<b>10</b>					
12,0 – 13,0 m	B		1-8	9-16					10-12					
	M		<b>5</b>	<b>13</b>					<b>11</b>					
13,0 – 14,0 m	B		9-11	14-100					10-13					
	M		<b>11</b>	<b>16</b>					<b>11</b>					
14,0 – 15,0 m	B		6-11						9-15					
	M		<b>8</b>						<b>11</b>					
15,0 – 16,0 m	B		28-58						6-9					
	M		<b>37</b>						<b>7</b>					
16,0 – 17,0 m	B								4-12					
	M								<b>7</b>					
17,0 – 18,0 m	B								4-10					
	M								<b>8</b>					

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

DPH Tiefe unter Beckensohle	1	4	5	6	7	16c	20c	31	35	36	37	38	39
18,0 – 19,0 m B M								6-16 9					
19,0 – 20,0 m B M								11-18 16					
20,0 – 21,0 m B M								7-15 9					
21,0 – 22,0 m B M								9-18 12					
22,0 – 23,0 m B M								9-14 12					
Abbruch DPH in [m] unter Beckensohle	4,2 <sub>1)</sub>	15,3 <sub>2)</sub>	13,9 <sub>1)</sub>	9,7 <sub>1)</sub>	4,7 <sub>1)</sub>	2,1 <sub>1)</sub>	5,8 <sub>1)</sub>	22,6 <sub>3)</sub>	2,3 <sub>1)</sub>	2,1 <sub>1)</sub>	1,8 <sub>1)</sub>	5,3 <sub>1)</sub>	2,1 <sub>1)</sub>
nächstgelegene Kernbohrung	BK 1a/ 2011	BK 4/ 2011	BK 5/ 2011	BK 6/ 2011	BK 6/ 2011	BK16c/ 2011	BK20c/ 2011	BK31/ 2011	keine	keine	keine	keine	keine
Abstand DPH↔KB	≈ 2 m	≈ 2 m	≈ 2 m	≈ 2 m	≈ 2 m	≈ 2 m	≈ 2 m	≈ 2 m	≈ 40 m	> 40 m	≈ 20 m	≈ 15 m	≈ 20 m
erkundeter Fels- horizont in [m] unter Beckensohle	18,0	22,6	14,9	16,6	11,7	5,8 (X bei 4,3 m)	22,2 (X ab 3,0 m)	10,0					
prognostizierte Felsoberfläche nach Geophysik in [m] unter Beckensohle	≈ 16	≈ 20,5	≈ 26,5	≈ 20	≈ 14,5	≈ 7	≈ 22,8	≈ 20	≈ 20	≈ 7,5	≈ 9,5	≈ 14,5	≈ 13

Grund für Abbruch DPH: 1) Schlagzahlen  $N_{10} \geq 100$   
 2) Sondiergestänge lässt sich nicht mehr drehen  
 3) Endtiefe Sondiergestänge erreicht

**Tab. 7.6, Teil 2:** Schichtbezogene Ergebnisse der Schweren Rammsondierungen DPH in der verfüllten Versturzhöhle im Beckenbereich: Bandbreite (B) und gewichtetes Mittel (M) der Schlagzahlen  $N_{10}$ ; Abgleich mit nächstliegenden Kernbohrungen

In der Summe ist auf der Basis der Ergebnisse der schweren Rammsondierungen damit Folgendes festzustellen:

- Von den 13 ausgeführten Rammsondierungen mussten 11 Sondierungen auf Grund schlagartig ansteigender Schlagzahlen von  $N_{10} \geq 100$  in Tiefen abgebrochen werden, die deutlich über dem in den benachbarten Kernbohrungen aufgeschlossenen Felshorizont lagen. Es ist daher mit in die Lockergesteine eingelagerten Hindernissen, insbesondere Steinen und Blöcken zu rechnen, die bei einer Un-

tergrundsanierung auch bautechnisch zu berücksichtigen sind. Möglich ist auch eine Beeinflussung der Sondierergebnisse durch innerhalb der Verbruchzone lokal bis unter die Beckensohle aufsteigende Kalksteinformationen.

- Der Umstand, dass die Rammsondierung DPH 31/2011 ohne Anstieg der Schlagzahlen um mehr als 12 m tiefer unter das Niveau abgeteuft werden konnte, bei dem in der rund 2 m benachbarten Kernbohrung BK 31/2011 weitgehend kompakter Kalkstein aufgeschlossen wurde, zeigt, dass mit einer ausgeprägten kleinräumigen Variabilität der Oberfläche des Felshorizontes zu rechnen ist.
- Die aufgezeichneten Schlagzahlen bestätigen die Heterogenität der Lockergesteinsfüllung der Störzone. Die Schlagzahlen korrelieren bereichsweise - und dies auch bis in größere Tiefen - mit einer nur lockeren Lagerung der schluffigen Sande bzw. einer weichen Konsistenz der bindigen Partien. Aber auch die in den direkten Baugrundaufschlüssen verbreitet angesprochene halbfeste Konsistenz der bindigen Partien wird durch einzelne Rammsondierungen bestätigt.

## **7.6 Ergebnisse der geophysikalischen Untersuchungen**

Die am Oberbecken im Jahr 2011 durchgeführten geophysikalischen Messungen wurden in Abschnitt 6.3.8 detailliert beschrieben. Nachfolgend werden die wesentlichen Ergebnisse zusammengefasst und bewertet.

Dabei werden zunächst die Ergebnisse der im April und Mai 2011 durchgeführten, ersten Messkampagne vorgestellt (Abschnitt 7.6.1) und anschließend die Ergebnisse der zweiten Messkampagne von Oktober und November 2011 erläutert (Abschnitt 7.6.2). In Abschnitt 7.6.3 werden die Ergebnisse der geophysikalischen Untersuchungen mit den Ergebnissen der direkten Baugrunderkundung abgeglichen. In Abschnitt 7.6.4 wird über den Feldversuch zur Durchführung von Cross-Hole-Messungen berichtet.

### **7.6.1 Erste Messkampagne (April/Mai 2011)**

Die Ergebnisse der im Rahmen der ersten Messkampagne im April und Mai 2011 durchgeführten seismischen und geoelektrischen Messungen sind in einem dem vor-

liegenden Baugrund- und Sanierungsgutachten als Anlage 9.1 beigefügten Ergebnisbericht der Geophysik GGD · Leipzig dokumentiert. Nachfolgend werden die Ergebnisse der geoelektrischen (Abschnitt 7.6.1.1) und refraktionstomographischen Untersuchungen (Abschnitt 7.6.1.2) erläutert und interpretiert. In Abschnitt 7.6.1.3 werden die Ergebnisse der beiden Methoden integrierend interpretiert.

#### **7.6.1.1 Erste Messkampagne: Geoelektrik**

Neben den seismischen Messungen wurden im Rahmen der ersten Messkampagne geoelektrische Messungen auf 25 Profilen innerhalb des Beckens und auf 2 Ringprofilen entlang des inneren (wasserseitigen) und äußeren (landseitigen) Dammfußes durchgeführt. Die Gleichstrom-Geoelektrik macht sich die unterschiedliche elektrische Leitfähigkeit der Untergrundmaterialien unter Verwendung künstlicher Gleichstromfelder zu Nutze. Als maßgebende Materialeigenschaft, deren Variation im Untergrund letztendlich eine Strukturaussage bedeuten kann, dient hierbei der spezifische elektrische Widerstand  $\rho$ . Der spezifische elektrische Widerstand wird in Lockersedimenten wesentlich sowohl vom Material (Korngrößenverteilung) als auch vom Wassergehalt beeinflusst. Aufgrund der großen inneren Oberfläche von Tonmineralen und der damit verbundenen Oberflächenleitfähigkeit werden niedrige Widerstände unter  $50 \Omega \cdot m$  mit schluffigen und tonigen Lockersedimenten im erdfeuchten Zustand in Verbindung gebracht. Bei reinen Tonen können hierbei Werte bis unter  $10 \Omega \cdot m$  auftreten. Rollige Lockersedimente (Sande, Kiese) lassen sich davon mit höheren Widerständen ab ca.  $100 \Omega \cdot m$  (wassergesättigt) bis mehreren tausend Ohmmetern (trocken) abgrenzen. Generell bewirkt ein Anteil an feinkörnigem Material (Schluff, Ton) eine Abnahme des Widerstandes. Im Festgestein hängt der spezifische elektrische Widerstand vom Grad der Verwitterung und dem damit einhergehenden Feuchtegehalt des Gesteines ab. Für den im Messgebiet vorkommenden Kalkstein sind Widerstandswerte zwischen einigen hundert  $\Omega \cdot m$  (klüftig, feucht) und mehrere tausend Ohmmetern (kompakt, trocken) zu erwarten. Das Verfahren der Sondierungskartierung (auch als 2D-Geoelektrik oder elektrische Tomographie bezeichnet) hat sich in den letzten Jahren zum Standardverfahren der Widerstandselektrik entwickelt. Dieses Verfahren wird auf Profilen durchgeführt und erlaubt durch die rationelle Verbindung einer Kartierung mit Sondierungen eine detaillierte Erkundung sowohl in horizontaler als auch in vertikaler Richtung. Details zur Messung und zur Auswertung, Visualisie-



rung und Interpretation der Messergebnisse sind in Anlage 9.1 (hier: Abschnitt 2.2) dokumentiert.

Die durch Inversionsrechnung ermittelten Widerstandsschnitte für die vertikalen Parallelprofile (Goelektrik) im Becken (E01 bis E25) sind in Anlage 9.1, hier: den Anlagen 2.1.1 bis 2.1.5 dargestellt. Die nach Abschluss der Bohrarbeiten bereitgestellten Ergebnisse sind als Bohrsäulen vertikal maßstäblich eingetragen. Abseits der Profilsachsen gelegene Bohrungen wurden senkrecht auf die Achsen projiziert und mit dem jeweiligen Abstand beschriftet. Der Farbkeil der Widerstandsschnitte wurde so gewählt, dass eine gute optische Differenzierbarkeit zwischen hochohmigem Kalkstein (gelb-rot) und bindigem Lockermaterial (dunkelblau) erreicht wird. Die Darstellung der Ergebnisse der beiden Ringprofile (Dammfuß innen / außen) erfolgt in Anlage 9.1, hier: Anlage 2.1.6 mit einem abweichenden Maßstab. In dieser Darstellung sind die Ergebnisse beider Profile auf die Stationierung der Dammachse bezogen, um eine direkte Zuordnung und damit besseren Vergleich von innerem und äußerem Dammfuß zu ermöglichen. In die Anlage 9.1, Anlage 2.1.6 sind auch die Ergebnisse der beiden Seismikprofile R26 und R27 vom inneren Dammfuß integriert.

Aus den Ergebnissen der Vertikalschnitte (Goelektrik) wurden Horizontalschnitte für diskrete Tiefenniveaus interpoliert, die in Anlage 9.1, hier: Anlagen 2.2.1 bis 2.2.4, für verschiedenen Tiefenniveaus dargestellt sind (0,5 m / 1,5 m / 2,5 m / 3,7 m / 5,0 m / 6,4 m / 8,0 m / 9,5 m / 11,5 m / 13,5 m / 16,0 m / 18,0 m / 21,0 m / 24,0 m / 27,0 m und 30,0 m unter der Beckensohle, die hier zu 561,0 mNN angenommen wurde). Die flächenhafte Interpolation der Daten im Becken erfolgte mit einem Einzugsradius von 15 m, um die Lücken zwischen den Profilen (Abstand ca. 20 m) hinreichend kontinuierlich zu schließen. Dieser Radius bewirkt, dass die Fläche im Umfeld eines Profils bis in eine Entfernung (Puffer) von beiderseits 15 m mit Werten belegt wird, die jedoch vom Messprofil von der Mitte dieses Streifens stammen und somit ausschließlich dort tatsächlich gemessene Daten repräsentieren.

Im Ergebnis der Interpretation der Messergebnisse entsprechend Anlage 9.1 ist zusammenfassend festzustellen:

- Von den geoelektrischen Widerstandsschnitten war in erster Linie eine deutliche Differenzierung zwischen vorwiegend bindigen Lockersedimenten mit sehr niedrigen Widerständen (unter  $100 \Omega \cdot m$ ) und kompaktem Kalkstein mit deutlich höheren spezifischen Widerständen (mehrere hundert  $\Omega \cdot m$ ) zu erwarten. Dementsprechend wurde eine Farbdarstellung gewählt, welche den Widerstandsbereich der

niederohmigen Lockermaterialien (blau) optisch abgrenzt vom höheren Niveau (türkis-grün-gelb-rot), welches demgegenüber trockenem, grobkörnigem Material bzw. Festgestein zuzuordnen ist.

- Die auf den Parallelprofilen im Becken (Profile E01 bis E25) erhaltenen Schnitte (Anlage 9.1, hier Anlagen 2.1.1 bis 2.1.5) zeigen in ihrer Grobstruktur eine entsprechende Differenzierung zwischen der Störzone und dem unter der Beckendichtung anstehenden Kalkstein außerhalb der Störzone. Vorwiegend in der östlichen Beckenhälfte (z.B. Profil E16; Anlage 9.1, hier Anlage 2.1.4) ist unter der niederohmigen Decklage aus Beckensohle und Dichtung ein starker Gradient zu hohen Widerständen bis über 1000  $\Omega \cdot m$  (gelb-rot) zu verzeichnen, der der Oberfläche ausgedehnten, kompakten Kalksteins zuzuordnen ist. Demgegenüber sind in den zentralen und westlichen Abschnitten der Profile niedrige Widerstände (blau) dominierend, welche teilweise wie erwartet rinnenartig in Bereiche höherer Widerstände (Fels) eingebettet sind. Diese niederohmigen Bereiche können anhand der Bohrungen, z.B. BK04/2011 auf Profil E19 Anlage 9.1, hier Anl. 2.1.4) einer vorwiegend bindigen Lockergesteinsfüllung in der Versturzzone zugeordnet werden. Über weite Strecken sind die niederohmigen Strukturen jedoch mehr oder weniger stark zergliedert. Die Abbildung der Unterkante der Versturzzone als Übergang zum Festgestein erfolgt in größerer Tiefe zunehmend unscharf und mit verminderter Dynamik, verglichen mit dem scharfen Gradienten in Oberflächennähe.
- Auch innerhalb ausgedehnter niederohmiger Zonen treten lokale isolierte Widerstandsmaxima auf, die im oberen Tiefenbereich teilweise Werte erreichen, welche dem anstehenden Kalkstein außerhalb der Störzone entsprechen (z.B. Profil E17; Anlage 9.1, hier Anlage 2.1.4). Derartige Elemente lassen nach dem geoelektrischen Bild isolierte Kalksteinkörper (z.B. Schollen, Blöcke) innerhalb der sedimentverfüllten Störzone erwarten. Solche lokalen Widerstandsmaxima treten auf den Profilen generell variabel bezüglich Widerstandsdynamik und geometrischer Form auf. Häufig werden hierbei mittlere Widerstände (200...400  $\Omega \cdot m$ , türkis-grün) erreicht. Die Deutung dieser Strukturen ist unter den gegebenen Bedingungen nicht eindeutig; grundsätzlich können in diesem Widerstandsbereich auch trockene rollige Sedimente (Sand, Kies) liegen. Auch kann der Kalkstein in seinem Zustand (Klüftigkeit, Klüftfüllung, Feuchtigkeit) widerstandsrelevant variieren, so dass hier eine gewisse Bandbreite zu erwarten ist.

- Zur Mehrdeutigkeit des Widerstands in diesem Wertebereich kommt noch das Problem der Auflösbarkeit der zu erwartenden kleinräumigen Strukturen unter den gegebenen Bedingungen. Grundsätzlich werden in Mischgebieten, in denen neben bindiger Sedimentfüllung kleinräumige hochohmige Körper (z.B. Kalksteinblöcke, Sandlinsen oder Hohlräume) vorkommen, Widerstandswerte entstehen, welche als volumenhafte Mittelwerte nicht mehr hinreichend eindeutig dem Fels oder der bindigen Sedimentfüllung zugeordnet werden können. Eine integrierende Wirkung erfolgt außerdem auch in die dritte Dimension senkrecht zur Profilebene, da die geoelektrischen Messungen auch von Widerstandsstrukturen abseits der Profilachse beeinflusst werden. Bei der Inversion wird dabei von einem in dritter Dimension konstanten Untergrundmodell ausgegangen. Körper, die in Wahrheit neben der Schnittebene liegen, können sich daher in abgeschwächter Form auf dem Profil abbilden. Gleichermaßen werden sich in der Schnittebene liegende Körper, die nur eine geringe Erstreckung senkrecht zur Profilachse besitzen, mit verringerter Intensität abbilden. Dies ist beim Vergleich der Widerstandsbilder mit den Bohrbohrungen zu berücksichtigen.
- Unter Beachtung dieser Bedingungen ist eine widerspruchsfreie Zuordnung der mittleren Widerstandswerte innerhalb der Störzone und damit eine Deutung der verursachenden kleinräumigen Strukturen nicht immer eindeutig möglich. Bei der Interpretation kann jedoch angenommen werden, dass in Ihrem Volumen signifikante Körper kompakten Kalksteins sich mit deutlich höheren Widerständen als  $100 \Omega \cdot m$  abzeichnen. Im Bereich der niedrigen Widerstände bis ca.  $200 \Omega \cdot m$  (hellblau) ist mit anteiligem Vorkommen bindiger Lockermaterialien zu rechnen.
- Lässt man die Problematik der Heterogenität innerhalb der Störzone außer Acht, wird mit der genannten Differenzierung der Wertebereiche ein hinreichendes Abbild der Störzone erreicht. Diese manifestiert sich in erster Linie auf den durch flächenhafte Interpolation erhaltenen Horizontalschnitten (Anlage 9.1, hier Anlagen 2.2.1 bis 2.2.4). Die durch die Farbwahl gezogenen Widerstandsgrenzen erlauben in der Fläche eine gute Abgrenzung der Störzone zu den umliegenden, unter der Beckendichtung anstehenden Kalksteinvorkommen. Betrachtet man die Horizontalschnitte zwischen ca. 8 und 10 m Tiefe unter Beckensohle (Anlage 9.1, hier Anlage 2.2.2), fällt die gute Übereinstimmung der Widerstandsstruktur mit den zur Bauzeit an der Oberfläche schematisch kartierten Felslinie (braune Linie in der Anlage) auf. Deren genereller Verlauf wird durch das geoelektrische Ergebnis bestätigt und im Detail präzisiert. Hiernach liegt, wie vor Durchführung der Arbeiten er-

wartet, vorwiegend in der östlichen Beckenhälfte Kalkstein mit hohen elektrischen Widerständen ( $> \text{ca. } 400 \Omega \cdot \text{m}$ , gelb-rot) vor. Ein weiteres Maximum im Nordwesten lässt ebenfalls ein größeres, zusammenhängendes Kalksteinvorkommen erwarten. Es ist jedoch zu betonen, dass auch in diesen Bereichen Abnahmen des Widerstandes mit der Tiefe (siehe Vertikalschnitte) vorkommen, die prinzipiell mit stofflicher Variation und erhöhter Klüftigkeit, jedoch auch isolierten mit Lockermaterialien unterhalb vom kompakten Kalkstein in Verbindung stehen können.

### 7.6.1.2 Erste Messkampagne: Refraktionsseismik

Die auf 27 Profilen ausgeführten hochauflösenden seismische Messungen wurden refraktionsseismisch nach dem Verfahren der Tauchwellentomographie ausgewertet. Seismische Verfahren nutzen die Ausbreitung elastischer Wellen im Untergrund, die durch künstliche Quellen, in diesem Fall durch ein auf einem Unimog installiertes beschleunigtes Fallgewicht (EWG II) erzeugt und nach Durchlaufen des Untergrundes entlang eines Profils von mehreren Empfängern (Geophonen) registriert werden. Der Standort der Quelle wurde im Lauf der Messungen so variiert, dass eine mehrfache Überdeckung des Untergrundes erreicht wurde. Das Verfahren der Refraktionstomographie (Tauchwellentomographie) basiert auf der refraktionsseismischen Durchschallung des Untergrundes und der tomographischen Auswertung der Ersteinsätze der gemessenen Wellen. Die Auswertung beruht darauf, dass die in Profilrichtung entstehende vertikale Untersuchungsebene mit möglichst vielen Laufzeitmessungen zwischen den Anregungs- und Empfangspunkten übermessen wird. Details zur mathematischen Beschreibung der Untersuchungsebenen und zur Auswertung, Visualisierung und Interpretation der Messergebnisse sind Anlage 9.1 (hier: Abschnitt 2.1) zu entnehmen.

Bereits bei der Festlegung der Ersteinsätze in den Seismogrammen sind durch das ausführende Unternehmen (Geophysik GGD) Auffälligkeiten (Sprünge in den Laufzeitkurven, Dünnschichteffekte) festgestellt worden, die auf die schließlich ermittelte sehr heterogene Struktur der Störzone mit Blöcken, vertikalen Trennflächen und gegebenenfalls Schollen hindeuten.

Derartige Strukturen widersprechen den Grundlagen der klassischen, schichtbasierten Refraktionsseismik, die kontinuierliche Schichtgrenzen mit einer Geschwindigkeitszunahme nach unten als Voraussetzung hat. Die Methode der tomografischen

Auswertung kann demgegenüber mit lateralen Variationen prinzipiell umgehen und erlaubt auch Modelle, die eine Geschwindigkeitsinversion (lokale vertikale Abnahme nach unten) enthalten. Das Grundproblem der Refraktionsseismik, dass Zonen lokal erniedrigter Geschwindigkeiten tendenziell gering mit Strahlen belegt sind, da sie von den Wellen gemieden werden, bleibt allerdings bestehen. Im Umfeld derartiger Bedingungen ist daher mit einer größeren Unsicherheit der im Ergebnis erhaltenen Geschwindigkeitsmodelle zu rechnen.

Die nach der Tomografie erhaltenen Geschwindigkeitsschnitte der Profile R01 bis R25 sind in Anlage 9.1, hier den Anlagen 3.1.1 bis 3.1.5, dokumentiert. Die Profile am inneren Dammfuß, R26 und R27, sind in der kombinierten Darstellung der Ergebnisse der Ringprofile (Anlage 9.1, hier: Anlage 2.1.6) enthalten. Die Farbdarstellung erfolgt entsprechend den für Lockermaterial und Festgestein typischerweise zu erwarteten Geschwindigkeitsbereichen. Für die seismischen Geschwindigkeiten wurden analog der flächenhaften Aufbereitung der Geoelektrikdaten Horizontalschnitte durch Interpolation erzeugt und in Anlage 9.1, hier den Anlagen 3.2.1 bis 3.2.4, dargestellt. Die dargestellten Höhengniveaus entsprechen den Horizontalschnitten der Geoelektrik.

Die Ergebnisse der Refraktionsseismik können entsprechend Anlage 9.1 zusammenfassend wie folgt interpretiert werden:

- Für die Darstellung der Ergebnisse der refraktionsseismischen Untersuchungen (Anlage 9.1, hier Anlagen 3.1.1 bis 3.1.5) wurde analog der Geoelektrik ein Farbkeil benutzt, welcher sich an typischen Wertebereichen für den dargestellten Parameter (hier: Kompressionswellengeschwindigkeit  $V_p$ ) orientiert und eine Differenzierung von Lockermaterial und Festgestein im Sinne der Aufgabenstellung unterstützen soll. Für trockene Lockersedimente sind in Abhängigkeit vom Verfestigungsgrad vergleichsweise niedrige seismische Geschwindigkeiten im Bereich von einigen hundert Metern pro Sekunde (m/s) typisch. Bei vollständiger Wassersättigung, die nach den Ergebnissen der Wasserstandsmessungen aber allenfalls untergeordnet und lokal als sehr geringmächtiges Schichtwasser zu erwarten ist, steigt die Geschwindigkeit wegen der Inkompressibilität des Wassers sprunghaft auf Werte oberhalb von 1.500 m/s (typisch: 1.700 m/s). Bei Teilsättigung bzw. heterogen verteilter lokaler vollständiger Sättigung sind dabei auch mittlere Werte innerhalb der gegebenen Bandbreite möglich.

Für Festgestein werden höhere Geschwindigkeiten von mehreren tausend m/s erwartet; für Kalkstein finden sich Tabellenwerte zwischen 2.000 m/s und 6.000 m/s.

Generell sinkt die seismische Geschwindigkeit mit dem Grad der Entfestigung z.B. durch Verwitterung oder tektonische Beanspruchung.

Wie auch bei anderen geophysikalischen Methoden, wird die seismische Geschwindigkeit als makroskopisches Mittel über ein bestimmtes Volumen bestimmt, daher kann eine locker gelagerte Schüttung kompakter Felskörper im Mittel prinzipiell ähnliche Geschwindigkeiten erreichen wie z.B. ein gut konsolidierter homogener Sand.

- Die refraktionsseismischen Schnitte (z.B. Anlage 9.1, hier: Anlage 3.1.2) geben die erwartete Situation der Störzone in Ihrer Grundstruktur wieder, ähnlich wie bereits die geoelektrischen Bilder. Niedrige Geschwindigkeiten unterhalb von ca. 1.000 m/s (blau) markieren deutlich die Sedimentfüllung der Störzone, vorwiegend im zentralen sowie im westlichen Bereich. Der anstehende Kalkstein zeigt sich auf der westlichen Seite der Profile mit demgegenüber höheren Werten oberhalb von 2.000 m/s (gelb).
- Östlich der Störzone, wo nach bisherigem Wissensstand und nach den Ergebnissen der Geoelektrik kompakter Kalkstein unter der Beckendichtung anstehen sollte, sind dagegen Geschwindigkeiten vorhanden, welche eher im Bereich für wassergesättigtes Lockersediment (grün) liegen. Da der Wasserspiegel nach den Erkenntnissen der Kernbohrungen und Wasserstandsmessungen weit unterhalb des betrachteten Tiefenbereichs liegt, kann diese Mehrdeutigkeit zumindest ausgeschlossen werden. Die Werte liegen jedoch teilweise noch niedriger (z.B. Profil R10, in Anlage 9.1, hier: Anlage 3.1.2) und nähern sich damit dem Wertebereich an, der innerhalb der Störzone für die Lockermaterialfüllung auftritt (ca. 1.000 m/s blau-türkis).

Somit kann refraktionsseismisch ohne weitere Zusatzinformationen nicht zwischen der Lockersedimentfüllung in der Störzone und dem Kalksteinvorkommen im Ostteil des Beckens unterschieden werden. Die Ursache der untypisch niedrigen seismischen Geschwindigkeiten im Ostteil ist zunächst unklar. Die Werte können nicht als potentielle Artefakte der tomografischen Inversion angesehen werden, da die niedrigen Geschwindigkeiten eindeutig bereits in den Laufzeitkurven der Seismogramme nachvollzogen werden konnten. Die Ursache ist somit in der Beschaffenheit des Kalksteins zu suchen; möglicherweise neigt er in dieser Zone zu einer starken Klüftigkeit bzw. Porosität, die einen großen Luftanteil bewirkt, was tenden-

ziell zu niedrigen seismischen Geschwindigkeiten und hohen elektrischen Widerständen führen könnte.

- Die Geschwindigkeitsschnitte weisen ähnlich wie die geoelektrischen Schnitte eine Tendenz zu Heterogenitäten und diffusen Zonen innerhalb der Störzone auf. Auch lassen sich Elemente erkennen, welche auf isolierte Hochgeschwindigkeitsbereiche (Schollen) innerhalb der Lockergesteinsfüllung der Versturzone hindeuten. So äußert sich die in der Refraktionsseismik nur als schwaches schwebendes lokales Maximum bei Profilmeter ca. 220 bis 230 im Profil R19 (Anlage 9.1, hier: Anlage 3.1.2) erkennbare Anomalie in der Kernbohrung BK 33/2011 als rund 4 m mächtige massive Kalksteinformation, die zwischen 2 m und 6 m unter Beckensohle aufgeschlossen wurde und unter der noch rund 23 m Lockergesteinsmaterial folgen. Derartige Strukturen sind refraktionsseismisch schwer zu erfassen, da sie eine Umkehrung einer vertikalen Geschwindigkeitszunahme und damit der Grundannahme der Refraktionsseismik bedeuten. Die tomografische Auswertung kann eine lokale Geschwindigkeitsinversion unter den gegebenen Bedingungen offenbar dennoch im Ansatz darstellen, wenngleich eine realistische Abbildung der jeweiligen lokalen Situation nicht zu erwarten ist. Das Auftreten von Geschwindigkeitsinversionen in den Schnitten ist daher zumindest als Hinweis auf lokale isolierte Felskörper bzw. auf Entfestigung unterhalb von kompaktem Kalkstein zu werten.
- Gleiches gilt für Zonen mit lokaler Geschwindigkeitserhöhung innerhalb der niedrigen Geschwindigkeiten der Störzone, die mitunter zu diffusen Bereichen leicht erhöhter Werte (türkis-grün) und verbreiterten Gradienten führen. Diese Zonen können, ähnlich wie bei der Geoelektrik, durch die verfahrensbedingte Integration über Mischbereiche mit kleinräumigen Störkörpern entstehen. Auf Grund der Integration über vorwiegend horizontale Strahlwege, bewirkt dieser Effekt bei der Seismik hauptsächlich eine Glättung in horizontaler Richtung. Zonen lokal erhöhter Geschwindigkeiten innerhalb einer größeren Lockersedimentzone können dennoch als Hinweis auf isolierte Felskörper gewertet werden, ohne dass jedoch eine genaue Größe oder Form abgeleitet werden kann.
- Trotz der methodenspezifischen Unzulänglichkeiten der Refraktionsseismik unter den gegebenen heterogenen Bedingungen lassen die durch Interpolation erhaltenen Horizontalschnitte der seismischen Geschwindigkeiten (Anlage 9.1: hier Anlagen 3.2.1 bis 3.2.4) eine flächenhafte Abgrenzung der Störzone in analoger Weise wie bei den geoelektrischen Daten zu. Insbesondere im Tiefenbereich von ca. 6 bis 8 m unter Beckensohle (Anlage 9.1: hier Anlage 3.2.1) lässt sich eine äquiva-

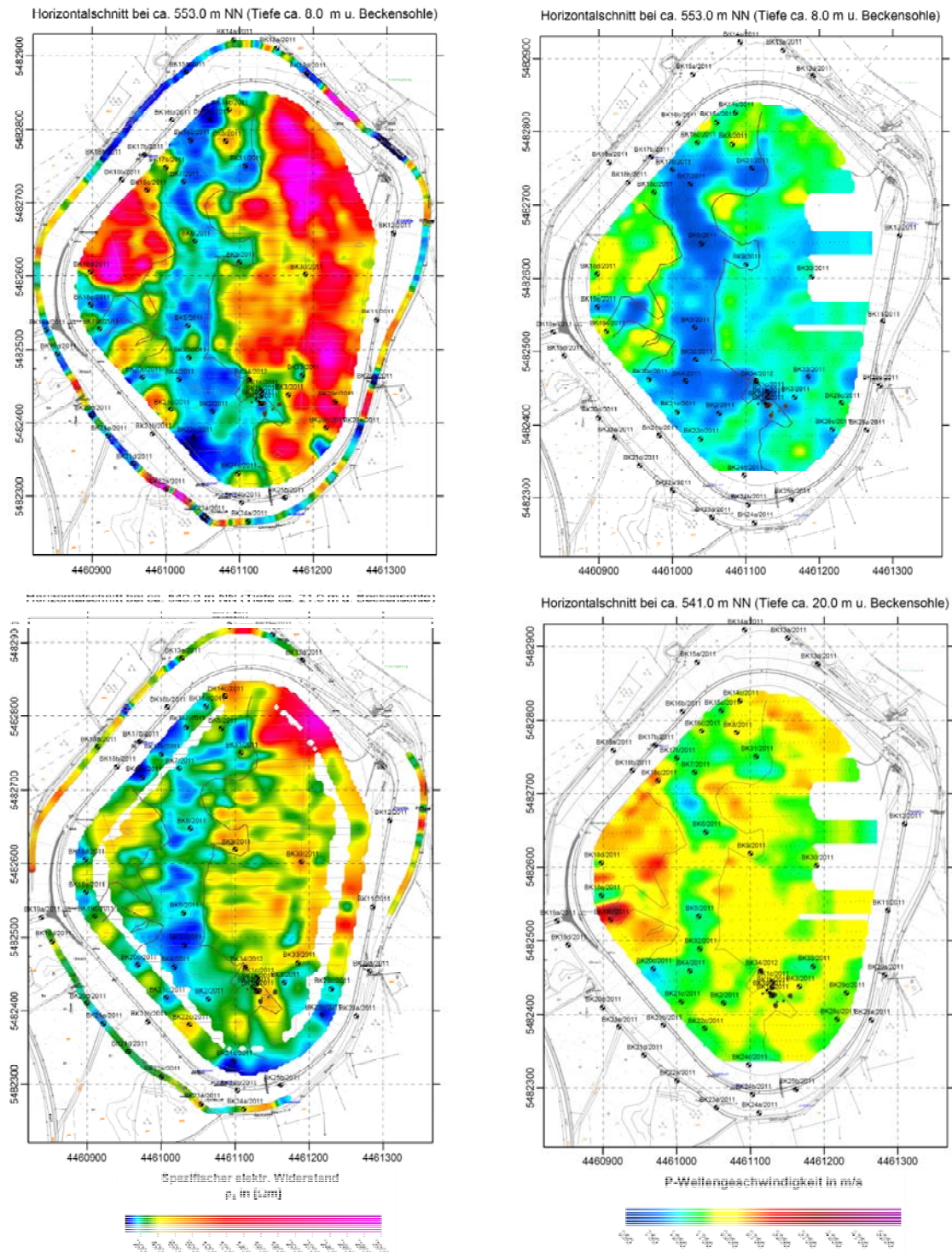
lente Abgrenzung der Störzone (blau) gegenüber den Kalksteinvorkommen (grün-gelb) ableiten. Die grundsätzliche Ähnlichkeit zum geoelektrischen Schnitt in diesem Niveau (Anlage 9.1: hier Anlage 2.2.2) betrifft auch wesentliche Strukturen innerhalb der Störzone wie lokale Wertemaxima, welche als Hinweise auf isolierte Kalksteinkörper innerhalb der Zone zu werten sind.

Bild 7.13 zeigt einen Vergleich zwischen den geoelektrischen Horizontalschnitten und den refraktionstomographischen Horizontalschnitten und zwar für das Tiefenniveau 553 mNN (entsprechend ca. 8 m unter aktueller Beckensohle) und das Tiefenniveau 540/541 mNN (entsprechend ca. 20/21 m unter aktueller Beckensohle). Hinsichtlich der geoelektrischen Horizontalschnitte wurden die im ergänzenden geophysikalischen Bericht, d.h. nach der zweiten Messkampagne, entwickelte Auswertung (aus Anlage 9.2) wiedergegeben, während die refraktionstomographischen Horizontalschnitte auf der Auswertung der ersten Messkampagne beruhen, da in der zweiten Messkampagne keine weiteren refraktionsseismischen Messungen ausgeführt wurden. Der Vergleich in Bild 7.13 zeigt in der Summe eine gute Übereinstimmung der beiden Messverfahren, insbesondere hinsichtlich der Ausdehnung der Verstorzone. Zur Tiefe hin, d.h. im Niveau 20 m unter Beckensohle zeigen sich jedoch nicht unerhebliche Abweichungen, die u.a. auch die Aufstandsfläche des Ringdammes betreffen. In dem Horizontalschnitt 8 m unter Beckensohle ergeben sich bezüglich der Ausdehnung der Lockergesteine hingegen nur lokale Abweichungen (z.B. um BK 19c/2011).



**Geoelektrik (inkl. 2. Messkampagne)**

**Refraktionsseismik**



**Bild 7.13** Geoelektrische (links) und refraktionstomographische Horizontal-schnitte (rechts) in 8 m und in 20 m Tiefe unter Beckensohle

### 7.6.1.3 Erste Messkampagne: Integrierende Interpretation Geoelektrik/Refraktionsseismik

Die beiden eingesetzten Erkundungsverfahren Geoelektrik und Refraktionsseismik haben unter den gegebenen schwierigen Untergrundbedingungen, die sich u.a. durch

- eine heterogene Verfüllung der Versturzzone,
- scharfe Wechsel in der Beschaffenheit auf kurzen Distanzen,
- steile Flanken des Festgesteins an den Rändern, aber auch innerhalb der Versturzzone sowie
- isolierte Felskörper innerhalb der Versturzzone

auszeichnen, methodenspezifische Probleme, die die Methoden einzeln betrachtet in ihren Aussagegehalt einschränken. Hinzu kommen die aus der zwischen den Schnitten erforderlich werdenden Interpolation resultierenden Unschärfen im räumlichen Prognosemodell.

Die Geoelektrik bildet naturgemäß keine mechanischen Eigenschaften, sondern vorwiegend stoffliche Eigenschaften wie Feinkorn- und Feuchtegehalt ab. Dies führt zu Mehrdeutigkeiten im Falle von stofflichen Variationen im Fels (Klüftigkeit, Durchfeuchtung, Übergang zu Mergel- oder Tonstein) sowie bei Existenz rolliger, trockener Lockersedimente mit hohen Widerständen.

Für die Seismik ist die große Bandbreite der im Kalkstein auftretenden Geschwindigkeiten ein Problem; diese reicht bis in den Wertebereich der Lockersedimente hinein und erzeugt damit abschnittsweise Mehrdeutigkeiten. Die zu erwartenden isolierten Körper sowie Härteabnahme in der Tiefe (Geschwindigkeitsinversion) widersprechen dem Grundprinzip der Refraktionsseismik und lassen eine dementsprechend reduzierte Verlässlichkeit in der Strukturabbildung erwarten.

Beide Verfahren werden gleichermaßen bei kleinräumigen Körpern (Geröll, Blöcke, Hohlformen) einen integralen Mittelwert abbilden, der im Bereich eines mehrdeutigen Wertenniveaus der jeweiligen Methode liegt.

Die genannten Einschränkungen und Probleme führen dazu, dass prinzipiell beide Verfahren einzeln betrachtet keinen hinreichend eindeutigen Zusammenhang mit den durch die Kernbohrungen nachgewiesenen Felsvorkommen liefern können. Die methodenspezifischen Mehrdeutigkeiten lassen sich jedoch durch die kombinierte Betrachtung der Ergebnisse beider Methoden reduzieren, wenn die Mehrdeutigkeiten der Verfahren in verschiedenen Bereichen, räumlich oder stofflich, auftreten.

Im Sinne einer quantitativen Interpretation in Hinblick auf die Geometrie der Störzone wurde daher versucht, beide Methoden in Zusammenhang zu interpretieren, ein Vorgang, der in Anlage 9.1 auch als „**Komplexinterpretation**“ bezeichnet wird.

### **Vertikalschnitte**

Die Ergebnisse der strukturellen Interpretation für die Parallelprofile im Becken (jetzt als P01 bis P25 bezeichnet) sind in den Anlagenblättern 4.1 bis 4.5 der Anlage 9.1 dargestellt. Für die Profile an den beiden Dammfüßen erfolgt die Darstellung in analoger Weise im Anlagenblatt 4.6 der Anlage 9.1, wobei hier über weite Strecken nur Ergebnisse der Geoelektrik vorliegen.

Wesentliches Ziel der quantitativen Interpretation ist die Ableitung einer Felslinie, welche die unterste Grenze der Lockersedimentbedeckung zum Festgestein markiert und damit die Basis der Störzone repräsentiert. Die Aushaltung der Felslinie (rot) erfolgte auf Basis markanter vertikaler Gradienten in den einzelnen Methoden. In der Oberflächennähe wird die Felsoberfläche gut vom scharfen vertikalen Widerstandsgradienten im Bereich zwischen 100  $\Omega\cdot m$  und 200  $\Omega\cdot m$  wiedergegeben, insbesondere in der Osthälfte außerhalb der Störzone, wo die seismischen Geschwindigkeiten untypisch niedrig sind. Starke vertikale Geschwindigkeitsgradienten in der Seismik geben hingegen, wenn vorhanden, besser die Basis der Störzone in der Tiefe wieder, wo der elektrische Widerstand eher zu diffuser Abbildung neigt. Die beiden relevanten Werte- bzw. Gradientenbereiche sind als Grundlage der Interpretation in der Zusammenschau in Anlage 9.1 dort in den Anlagen 4.1 bis 4.6 grau hinterlegt.

Neben der Felslinie sind in diesen vertikalen Profilen zwei weitere Strukturelemente ausgehalten, die aus den Daten abgeleitet werden können.

- Das sind zum Einen Hinweise auf isolierte Kalksteinvorkommen (Blöcke, Schollen), die innerhalb der Versturzzone und damit oberhalb der interpretierten Felslinie auftreten. Diese sind als rote Flächen in den Schnitten dargestellt und basieren auf lokalen Wertemaxima innerhalb der Minimumzone der Störzone. Wie zuvor erläutert, stellen diese Bereiche lediglich einen Hinweis auf die Existenz möglicher Körper an dieser Stelle dar, wobei eine nähere Charakterisierung hinsichtlich Art und Geometrie auf Grund der genannten methodischen Grenzen nicht möglich ist. Die dargestellten Flächen sind daher als schematisch zu verstehen und geben keine exakte Form der Körper wieder.

- Als weiteres Strukturelement sind Bereiche blau markiert, in denen eine Werteabnahme unterhalb von interpretiertem Kalkstein auftritt und damit als Hinweis auf mögliche Entfestigung in der Tiefe gelten kann. Diese Zonen werden zum Einen durch Minima der Widerstände repräsentiert, zum Anderen sind auch Zonen relevant, in welchen eine Inversion der seismischen Geschwindigkeiten bzw. eine Verbreiterung des Gradienten auftreten. Die blau markierten Bereiche können von Wechseln in der Beschaffenheit des Felses (Klüftigkeit, Durchfeuchtung, Feinkorngehalt) verursacht sein, prinzipiell jedoch auch von Lockermaterial unterhalb von kompaktem Kalkstein. Dieser Extremfall „Kalkstein über Sediment“ tritt auch in den Bohrungen vereinzelt auf (z.B. BK 2/2011, BK 31/2011 oder BK 4/2011).

Die Zuordnung der drei ausgehaltenen Strukturelemente „Felslinie“, „Scholle“ und „Entfestigung unter Felslinie“ ist nicht in jedem Fall eindeutig zu treffen, da die Felslinie bei größeren Schollen auch an dessen Oberkante interpretiert werden könnte, mit einer Entfestigungszone (blau) darunter. Es wurde hierbei versucht, die Felslinie als repräsentative Basis einer zusammenhängenden Störzone auszuhalten, damit diese im Ergebnis als zusammenhängender Problembereich nicht zu stark zergliedert wird.

Die vorgenommene Interpretation der Felslinie ist nicht überall ohne Widerspruch zu den in den Bohrungen ausgehaltenen Felsvorkommen möglich. Dies ist hauptsächlich mit den schnellen Wechseln innerhalb der Störzone zu erklären, welche die räumliche Repräsentativität der punktuellen Bohrbefunde stark reduzieren dürfte. Da die geophysikalischen Methoden prinzipbedingt über ein gewisses Volumen, auch senkrecht zur Profilachse integrieren, können sich punktuell lokale Differenzen zu den Bohrungen ergeben, die jedoch für die Abbildung der Gesamtstruktur der Störzone eine geringe Relevanz besitzen. Diese Abweichungen sind außerdem vor dem Hintergrund des Profilabstandes von 20 m zu sehen, welcher in der Fläche ungleich größere Unschärfen in der Abgrenzung der Störzone in Nord-Süd-Richtung bewirkt. Weiterhin können Unterschiede auch in Variationen in der Beschaffenheit des Felses entstehen, welche für die Felsansprache aus geotechnischer Sicht nicht von Bedeutung sein mögen, jedoch eine Relevanz für die geophysikalisch abgebildeten Materialparameter besitzen.

### **Faktenkarte**

Ergänzend zur Interpretation auf den Profilschnitten wurde von dem mit der Durchführung der geophysikalischen Messungen beauftragten Büro Geophysik GGD · Leipzig eine entsprechende flächenhafte Zonierung auf Basis der geophysikalischen Ergeb-

nisse vorgenommen („Faktenkarte“, Anlagenblatt 5 in Anlage 9.1). Diese Karte zeigt die Versturzzone als zusammenhängende Fläche (dunkelblau), wie sie auf Basis der interpolierten Horizontalschnitte der beiden geophysikalischen Methoden vorwiegend im Niveau von 5 bis 10 m unter Beckensohle abgeleitet werden kann. Auf Grund der flächenhaften Interpolation wird auch zwischen den Parallelprofilen ein hinreichend kontinuierlicher Umriss der Versturzzone erreicht. Es ist jedoch zu betonen, dass die dabei entstehenden Strukturen nicht durch Messungen gesichert sind, sondern einer statistischen Wahrscheinlichkeit auf Basis der jeweiligen Intensität der auf den Profilen erhaltenen Messwerte entstammen.

Neben der in ihrer Umrandung auffällig zergliederten Fläche der Versturzzone im Becken sind in der Karte in analoger Weise zur Interpretation der Vertikalschnitte die gleichen Strukturelemente wie Hinweise auf Lockermaterial unterhalb der Felslinie (grün) und Hinweise auf isolierte Kalksteinkörper (Schollen, Blöcke etc.) innerhalb der Störzone (pink) eingetragen. Hierbei sind mitunter auch größere, zusammenhängende Felsvorkommen als isolierte Körper eingetragen, um den Charakter als generelle, zusammenhängende Versturzzone zu erhalten. Die in den Vertikalschnitten ausgehaltene Felslinie folgt in diesen Fällen dennoch der Felsoberkante.

Zusätzlich sind in der Karte weitere Bereiche, welche bezüglich Lockermaterial bzw. entfestigten Fels verdächtig sind, jedoch isoliert außerhalb der zusammenhängenden Versturzzone liegen, hellblau markiert.

Der mögliche Verlauf der Versturzzone außerhalb des Beckens bzw. unter der Aufstandsfläche des Ringdamms wurde auf Basis des vorliegenden Kenntnisstandes (Bohrungen, äußeres Ringprofil) nach außen interpoliert und gestrichelt in die Karte eingetragen. Für den Bereich unter dem Dammkörper liegen keine geophysikalischen Daten vor, daher ist der exakte Verlauf der Störzone in diesem Bereich als unsicher anzusehen. Die vorliegenden Bohrergebnisse von der Dammkrone stehen zumindest nicht im Widerspruch mit der vorgenommenen schematischen Interpolation.

Am südlichen Beckenrand sowie am äußeren Dammfuß sind in den Widerstandsschnitten ausgeprägte Minimumzonen unterhalb hochohmiger Bedeckung (nach Bohrungen Kalkstein) vorhanden, welche in der Karte dementsprechend grün markiert sind. Der Übergang zur Störzone im Becken kann in diesem Abschnitt jedoch nicht nachvollzogen werden, so dass der gesamte Dammbereich am Südrand des Beckens grün mit gestrichelter Signatur (unsicher) markiert ist.

## Karte des Felsreliefs

Die durch die Komplexinterpretation auf den Vertikalschnitten erhaltene Felslinie wurde schlussendlich von dem mit der Durchführung der geophysikalischen Messungen beauftragten Büro Geophysik GGD · Leipzig in ein Höhenmodell der Felsoberfläche überführt und als Höhenlinienkarte im Anlagenblatt 6 der Anlage 9.1 dargestellt.

Das dieser Karte zugrunde liegende Höhengitter (5 m Raster) wurde durch Interpolation nach dem Kriging-Verfahren mit einem Einzugsradius von 15 m erstellt. Auf diese Weise werden die Datenlücken zwischen den Profilen geschlossen.

Das somit erhaltene Gesamtbild der Versturzzone zeigt eine in erster Näherung Nord-Süd verlaufende Struktur mit steilen Flanken, welche in ihrer Berandung stark zergliedert ist und diverse Ost-West verlaufende Richtungen aufweist. Derartige *Flanken* sind in ihrer Lage zwischen den Profilen naturgemäß unsicher verortet und müssen daher mit einer Lageungenauigkeit in der Größenordnung des Profilabstandes (ca. ±10 m) belegt werden.

Die angegebenen Höhen geben entsprechend dem Interpretationsansatz in erster Linie die großräumige Basis der Versturzonenfällung wieder. Lokal können oberhalb des jeweiligen Niveaus *Felskörper* auftreten, die jedoch eine für eine eindeutige geophysikalische Abbildung unzureichende Erstreckung besitzen. Hinweise auf derartige Strukturen (Schollen, Blöcke) sind in den Vertikalschnitten (Anlage 9.1, hier: Anlagen 4.1 bis 4.6) sowie in der Faktenkarte (Anlage 9.1, hier: Anlage 5) gegeben. Eine verbindliche Vorhersage derartiger Strukturen, welche potentielle Bohrhindernisse darstellen können, ist unter den gegebenen Bedingungen geophysikalisch nicht möglich.

Außerhalb der markanten Tieflage der Versturzzone sowie der isolierten Struktur im Umfeld der Bohrung BK 33/2011 ist insbesondere in der östlichen Beckenhälfte eine Hochlage des Kalksteins entsprechend den ursprünglichen Erwartungen vorhanden, wobei das Höhenniveau der interpretierten Felslinie nicht vollständig bis zum Niveau der Unterkante der Beckendichtung reicht. Die geophysikalischen Daten, vorwiegend die Bilder der Geoelektrik, zeigen hier einen oberflächennahen scharfen Gradienten, was verlässlich auf den nach Bohrunterlagen und Urgeländekartierungen unter der Beckendichtung anstehenden Fels hindeutet. Geoelektrisch liegt diese Grenze allerdings mitunter bis zu ca. 1,5 m tiefer als nach diesen Informationen erwartet, was mit der Auflösung der eingesetzten Messgeometrie (Elektrodenabstand 2 m) und einem graduellen Übergang des elektrischen Widerstands in einer mehr oder weniger klüftigen bzw. angewitterten Übergangszone an der Felsoberkante zu begründen wäre. In

den Bereichen abseits der Störzone, in denen die Felsoberfläche weitestgehend eben erscheint, ist unabhängig von der ermittelten NN-Höhe der geophysikalisch abgebildeten Felslinie mit Festgestein direkt unterhalb des künstlichen Sohlaufbaus zu rechnen.

## **7.6.2 Zweite Messkampagne (Oktober/November 2011)**

Die im Zuge der zweiten Messkampagne im Oktober und November 2011 durchgeführten geophysikalischen Messungen sind in dem vorliegenden Baugrund- und Sanierungsgutachten als Anlage 9.2 beigefügten Ergebnisbericht der Geophysik GGD · Leipzig dokumentiert. Nachfolgend werden die Ergebnisse der ergänzenden geoelektrischen Messungen (Abschnitt 7.6.2.1) und der mikrogravimetrischen Untersuchungen (Abschnitt 7.6.2.2) erläutert und interpretiert. In Abschnitt 7.6.2.3 werden die Ergebnisse der beiden eingesetzten geophysikalischen Messungen methodenübergreifend interpretiert und in Abschnitt 7.6.2.4 mit den Ergebnissen der direkten Erkundung verglichen.

### **7.6.2.1 Zweite Messkampagne: ergänzende Geoelektrik**

Die geoelektrischen Widerstandsmessungen im nördlichen und mittleren Bereich des Beckens wurden auf 13 zusätzlichen Ost-West-Profilen über die gesamte Beckenbreite gemessen, wobei diese räumlich zwischen die bisherigen Profile gelegt wurden, so dass im Überlappungsbereich eine dichtere Profilbelegung mit 10 m Abstand (gegenüber vormals 20 m) erreicht wird. Zusätzlich wurden drei kreuzende Nord-Süd-Profile gemessen.

Die Aufbereitung der geoelektrischen Messdaten erfolgte in gleicher Weise wie bei der ersten Erkundungsphase durch Darstellung der Vertikalschnitte, profilhafte Interpretation unter Einbeziehung von Bohrungen (Anlage 9.2, hier: Anlagen 8.1.1 bis 8.1.4) und der Berechnung von flächenhaften Horizontalschnitten aus den Daten von beiden Messkampagnen (Anlage 9.2, hier: Anlagen 8.2.1 bis 8.2.4).

Danach ergeben sich aus den ergänzenden geoelektrischen Messungen folgende Erkenntnisse.

Die Ergebnisse der neuerlichen geoelektrischen Messungen zeigen im Bereich der Versturzzone eine mit den bisherigen Ergebnissen vergleichbare Struktur und fügen sich damit im Überlappungsbereich in die bisherigen Daten problemlos ein. Durch den hier nunmehr entstehenden engeren Profilabstand lassen sich die Ränder der Störzone lagemäßig präzisieren.

Generell behalten die bei der ersten Messkampagne getroffenen Einschätzungen bezüglich Struktur und Aussagegehalt ihre Gültigkeit. Die neuen Ergebnisse bestätigen einmal mehr den Trend zu einer ausgeprägten Kleinräumigkeit der Strukturen und zu scharfen Wechseln der Untergrundbeschaffenheit auf kurzen Distanzen. Die strukturellen Unterschiede von Profil zu Profil sind im Detail nach wie vor vorhanden, auf Grund der dichteren Belegung fügen sich diese aber in den Horizontalschnitten (Anlage 9.2, hier: Anlagen 8.2.1 bis 8.2.4) nun besser zusammen, insbesondere bei diagonal zum Messraster verlaufenden Strukturen.

Der Vergleich benachbarter, nunmehr in einem Abstand von meist 10 m liegender Ost-West-Schnitte zeigt, dass zwischen den Schnitten die Felsoberfläche um 5 m und mehr variiert, also auch innerhalb der 'grabenartigen' Lockergesteinszone mit einer kleinräumig stark variierenden Felsoberfläche und steilen Flanken zu rechnen ist.

Zugleich zeigen auch die neuen Ost-West-Profile wiederholt in die Lockergesteinsmatrix eingebettete Widerstandsminima, die als eingebettete Kalksteinbrocken oder -formationen zu werten sind (u.a. Profile E204, E206, E, E209, E214 und E216 in der Anlage 9.2, hier: Anlagen 8.1.1 bis 8.1.3)

In der Fläche östlich der bisher bekannten Versturzzone liegen generell hohe Widerstände unter einer variablen niederohmigen Bedeckung vor, so dass hier überwiegend von einem kompakten Kalkstein auszugehen ist. Es sind allerdings auch hier Anomalien vorhanden, die eine lokale Unterbrechung des angenommenen durchgehenden Kalksteinkörpers möglich erscheinen lassen:

- So ist z.B. auf Profil E215 (Anlage 9.2, hier: Anlage 8.1.3) bei Profilmeter  $\approx 269$  ein ausgeprägtes vertikales Widerstandsminimum (blau) vorhanden, welches den hochohmigen Festgesteinskörper markant unterbricht. Vergleichbare Elemente finden sich auch am Profilende (Profilmeter 333) sowie auf den Profilen E208 (Profilmeter  $\approx 307$ ; Anlage 9.2, hier: Anlage 8.1.1) und E211 (Profilmeter  $\approx 346$ ; Anlage 9.2, hier: Anlage 8.1.2). Inwieweit die Form dieser Widerstandsminima die wahre Breite der ursächlichen Strukturen beschreibt, kann dabei nicht abschließend entschieden werden. Mit großer Wahrscheinlichkeit ist jedoch mit einer bindig verfüll-



ten Fehlstelle im Felskörper zu rechnen, wenngleich es sich dabei prinzipiell auch um eine Kluft handeln kann, welche schmaler als ihr Widerstandsabbild ist.

- Neben den genannten Anomalien, die sich von der Oberfläche aus erstrecken, treten verbreitet auch Widerstandsminima unterhalb hochohmiger Zonen, d.h. unter einer oberflächennahen Kalksteinformation, auf. Diese können prinzipiell mit einem Materialwechsel im Fels (starke Klüftung, mit bindigem Material gefüllte Klüfte), einer Verwitterung bzw. Entfestigung desselben oder aber mit dem Auftreten von Lockermaterial unter einer Felsdecke (gefüllte Hohlraumstrukturen) erklärt werden. Diese niederohmigen Bereiche reichen lokal bis nahe an das Niveau der Felsoberfläche hinauf (z.B. E212, Profilmeter 235; Anlage 9.2, hier: Anlage 8.1.2).
- Derartige Elemente liegen in der Fläche auf Achsen, auf denen teilweise auch die genannten Anomalien der Felsoberfläche liegen, so dass ein struktureller Zusammenhang erwartet werden kann. Die räumliche Verbindung der lokalen Minima kann sehr gut in den Horizontalschnitten der Tiefenniveaus ca. 11,5 m bis 18 m unter Beckensohle (Anlage 9.2, hier: Anlage 8.2.3) nachvollzogen werden. Eine markante Verbindung lässt sich dabei insbesondere von der Fehlstelle bei BK 33/2011 nach Norden, westlich vorbei an Bohrung BK 30/2011 bis zum Übergang in die Störzone südöstlich der Bohrung BK 31/2011 feststellen. Das über diese Zone verlaufende N-S-Profil E301 (Anlage 9.2, hier: Anlage 8.1.4) gibt diese Situation ebenfalls wieder. Hier sind über weite Strecken korrespondierende Widerstandsminima unterhalb der hochohmigen Felsoberfläche vorhanden; erst nördlich von Profilmeter 310 sind ausgeprägt hohe Widerstände im Niveau des erwarteten Festgesteins vorhanden.
- Eine Deutung der Widerstandsabnahme in der Tiefe in der östlichen Beckenhälfte ist schwierig, da entsprechende Aufschlüsse nicht zur Verfügung stehen. Die Bohrung BK 30/2011 ist hierbei nicht hilfreich, da diese in einem Bereich mit ausschließlich hohen Widerständen liegt (siehe Profil 301 in Anlage 9.2, hier: Anlage 8.1.4).

Aus den Interpretationsergebnissen wurden ergänzende Komplexinterpretationen der geophysikalischen Profile (Anlage 9.2, hier: Anlagen 9.1 bis 9.4) aktualisierte Fassungen der Karte der Felsoberfläche (Anlage 9.2, hier: Anlage 10) sowie der geophysikalischen Faktenkarte erstellt (Anlage 9.2, hier: Anlage 12), die in Abschnitt 7.6.3 detaillierter dargestellt und bewertet werden.

### 7.6.2.2 Zweite Messkampagne: Integrierende Interpretation Goelektrik/Refraktionsseismik

Mit Vorlage der Ergebnisse der ergänzenden goelektrischen Messungen wurde die nach der ersten Messkampagne vorgenommene „Komplexinterpretation“, d.h. die gemeinsame, vergleichende Interpretation der Ergebnisse der Goelektrik und der Refraktionsseismik zur Identifikation der Tiefenlage der Felsoberfläche sowie von isolierten Kalksteinkörpern in der Störzone und von Schwächezonen unter einer Felsformation, fortgeschrieben (Anlage 9.2).

#### Vertikalschnitte

Die Vertikalschnitte der bildgebenden Verfahren Goelektrik und Refraktionsseismik wurden im Rahmen der ersten Messkampagne gemeinsam in Zusammenhang mit den Bohrerergebnissen quantitativ interpretiert, um Informationen über die Tiefenlage der Felsoberkante (Felslinie) abzuleiten (Abschnitt 7.6.1.3). Diese Interpretation wurde unter Berücksichtigung der Ergebnisse der ergänzenden Goelektrikmessungen wiederholt, wobei die Fortschreibung der Festlegung der Felslinie in Ermangelung neuerer seismischer Ergebnisse nur anhand der Widerstandsbilder erfolgte.

Die Darstellung der Komplexinterpretation auf den neuen Schnitten E204 bis E21 sowie E301 und E302 erfolgt auf den Anlagenblättern 9.1 bis 9.4 der Anlage 9.2.

Die Schnitte enthalten erneut die drei ausgehaltenen Strukturelemente „Felslinie“, „Scholle“ (rot) und „Entfestigung unter Felslinie“ (blau), wobei eine Zuordnung nach wie vor nicht in jedem Fall eindeutig zu treffen ist, da die Felslinie bei größeren Schollen auch an dessen Oberkante interpretiert werden könnte, mit einer Entfestigungszone (blau) darunter. Es wurde hierbei versucht, die Felslinie als repräsentative Basis einer zusammenhängenden Störzone auszuhalten, damit diese im Ergebnis als zusammenhängender Problembereich nicht zu stark zergliedert wird.

Auf den goelektrischen Schnitten der Profile E210, E213, E215 und E216 reichen die niedrigen Widerstandswerte in der Störzone bis an die Basis der Schnitte (Erkundungstiefe ca. 30 m), wobei sich mitunter kein Widerstandsanstieg abzeichnet. Hier ist mit einer entsprechend tiefen Ausbildung der Versturzzone zu rechnen, wobei einzelne isolierte Felskörper dennoch oberhalb vorhanden sein können.

## **Felsrelief**

Auf Basis der auf den Schnitten interpretierten und digitalisierten Felslinie ist *durch flächenhafte Interpolation* ein neues Höhenmodell der Felslinie erstellt worden, welches nach dem aktuellen Erkundungsstand nun auch die Fläche östlich der Störzone berücksichtigt (Anlage 9.2, hier: Anlage 10).

Im Ergebnis zeichnen sich auch in den Bereichen außerhalb der Störzone Undulationen der Felsoberfläche ab. Es ist jedoch anzumerken, dass an jenen Stellen, die im geoelektrischen Bild eine kleinräumige Unterbrechung des Felskörpers zeigen, eine Tiefenfestlegung der Felsoberfläche nicht immer sinnvoll möglich erscheint. So zeigt sich z.B. die Fehlstelle auf Profile E215, ca. Profilmeter 270, als lokale Tieflage der Felsoberfläche, wobei die Tiefenangabe im Zentrum der Anomalie nicht der wahren Tiefe entsprechen dürfte. Der Anomaliecharakter wird in der Reliefkarte auf diese Weise aber dennoch deutlich.

In der Karte des Felsreliefs sind Anomaliebereiche der Gravimetrie im Sinne einer Zusammenschau ebenfalls eingetragen. Eine entsprechende Bewertung erfolgt im Rahmen der gemeinsamen Betrachtung von Gravimetrie und Geoelektrik in Abschnitt 7.6.2.4.

## **Faktenkarte**

Die nach der Komplexinterpretation der ersten Erkundungsphase erhaltene flächenhafte Darstellung (Anlage 9.1, hier: Anlage 5) wurde unter Einbeziehung der neuen geoelektrischen Ergebnisse entsprechend ergänzt (Anlage 9.1, hier: Anlage 12).

Auf Basis der neuen Ergebnisse ergeben sich im Bereich der Störzone einige kleinere Änderungen insbesondere im Nordteil, wo wesentliche Flanken in der Hauptprofilrichtung (Ost-West) verlaufen. Innerhalb der Störzone (blau) konnte die potentielle Lage von größeren, isolierten Felskörpern (Schollen, pink) durch das dichtere Profilvernetz präzisiert werden.

In der östlichen Beckenhälfte ist das in Abschnitt 7.6.2.1 beschriebene System von Widerstandsminima unterhalb der Felslinie ergänzt worden (hellgrün), welche auf potentielle Schwächezonen (stärkere Klüftung/Verkarstung, Lockergesteinsfüllung) unterhalb der Felslinie hindeuten. Jene Stellen, an denen diese Zone nach den geoelektrischen Befund bis nahe an die Felsoberfläche reicht, bzw. diese sogar durchbricht, sind mit einer weiteren Signatur („Verdacht auf verminderte lokal stark vermin-

derte Kalksteinmächtigkeit“, hellblau mit blauem Umriss) gekennzeichnet. Diese Anomalien konzentrieren sich vorwiegend auf einer in Nord-Süd-Richtung verlaufenden Achse zwischen der Bohrung BK33/2011 im Süden, dem Umfeld der Bohrung BK30/2011, und dem Übergang in die Störzone im Norden, südöstlich von BK31/2011. Weitere Indikationen treten allerdings auch am östlichen Beckenrand auf, insbesondere am Dammfuß (Profilende von E215).

Diese bislang genannten Strukturelemente sind auf Basis der beiden bildgebenden Verfahren Geoelektrik und Seismik kartiert und in die Faktenkarte übernommen worden. Die Ergebnisse der gravimetrischen Messungen sind in der Faktenkarte ebenfalls schematisch integriert, wobei diese jedoch keine direkte Tiefenzuordnung erlauben. Eine zusammenfassende Interpretation unter Einbeziehung der Schweredaten erfolgt in Abschnitt 7.6.2.4.

### **7.6.2.3 Zweite Messkampagne: Mikrogravimetrie**

Die Analyse und Auswertung der im Beckenbereich außerhalb der Versturzone durchgeführten gravimetrischen Messungen macht eine mehrstufige rechentechnische Bearbeitung der Messwerte erforderlich, um die Schwerestörung  $\Delta g$  darzustellen. Das Vorgehen ist in Anlage 9.2, Kapitel 3 des Erläuterungsberichtes dokumentiert.

In Anlage 9.2, hier: Anlage 11.1 zeigt die unter Berücksichtigung verschiedener maßgebender Einflussfaktoren wie der Gang- und Gezeitenkorrektur, der Messpunkthöhe, der Normalfeldkorrektur, der BOUGUER-Reduktion und einer aufwändigen Geländekorrektur ermittelte BOUGUER -Schwerestörung des Erdschwerefelders, in der integrativ alle Informationen über Dichteinhomogenitäten im Untergrund des Messgebietes enthalten sind.

In einem nächsten Schritt kamen Feldtransformationen in Form von Lokalfeldberechnungen nach GRIFFIN zum Einsatz, um den Einfluss der tief liegenden, geologisch bedingten Dichteänderungen aus den Daten zu eliminieren, d.h. die regionalen und die interessierenden lokalen Feldanteile voneinander zu trennen.

In Anlage 9.2, hier: den Anlagen 11.2 bis 11.4, ist das lokale Schwerefeld unter dem Betrachtungsniveau, i.e. die Beckensohle, dargestellt. Bedingt durch den bei der Eliminierung des Mittelwertes gewählten Einzugsradius von  $8s$  bis  $32s$  (mit  $s = 2,5\text{ m}$ ) wird ein unterschiedlicher große Tiefenreichweite der in diesen Anlagen dar-

gestellten Dichteverteilung erreicht. Als Orientierung für den bevorzugt dargestellten Tiefenbereich wird für die Anlage 11.2 eine Teufe von 0-15 m (8s), für die Anlage 11.3 eine Teufe von 0-30 m (16s) und für die Anlage 11.4 eine Teufe von 0-40 m (32s).

In Anlage 9.2, hier: Anlage 11.2 sollten die Schwerewirkungen, die auf Dichteinhomogenitäten nächstens der Oberfläche beruhen, am besten wiedergegeben werden. Es ist die Einlagerung einer Vielzahl lokaler Minima zu beobachten. Betragsmäßig und optisch deutlich hebt sich das lokale Schwerminimum in Umgebung der Bohrung BK 33/2011 heraus, welches von der hier erbohrten Fehlstelle im Kalkstein (Lockersediment bis 28,7 m Tiefe unter Beckensohle) verursacht wird. Ein vergleichbarer Störbetrag ist in dem nahezu Nord-Süd verlaufendem Minimum am nordwestlichen Rand der Teilfläche 1 zu beobachten, der den Übergang zur Störungszone markiert. Ansonsten ist das lokale Schwerebild (Anlage 11.2) von einer kaum geregelten Verteilung der Anomalien gekennzeichnet.

Über Anlage 11.3 zu 11.4 bilden sich klarer werdende Strukturen im Anomalienbild heraus. Dabei stellen die Bereiche positiver lokaler Schwerestörungen (Schweremaxima, gelb bis rot gefärbt) die Gebiete mit Hochlagen bzw. weniger beanspruchte bzw. geklüftete Bereiche des Festgesteins dar.

Insbesondere das Schweremaximum im Nordteil der Teilfläche 1 (östlich der Versturzone) korrespondiert mit dem Befund der Geoelektrik, der wegen den durchweg hohen Widerständen in diesem Bereich vorwiegend kompakten Fels erwarten lässt. In den Teilgebieten der lokalen Schwereminima (grün gefärbt) ist mit einer Tieflage der Festgesteinsoberfläche bzw. einem verstärkten Zersatz/Klüftung des Festgesteins durch karstbedingte Vorgänge zu rechnen. Mehr oder minder großflächig ist mit solchen gestörten Verhältnissen im mittleren und östlichen Teil der Teilfläche 1 zu rechnen. Im südlichen Abschnitt der Teilfläche 1 treten die markantesten lokalen Schwereminima auf. Hier muss nach dem gravimetrischen Bild von lokal tiefgreifenden Störungen im Festgestein ausgegangen werden.

In der gesamten Teilfläche 2 (westlich der Versturzone) ist hingegen mit keinen schwerwiegenden Beeinflussungen des Festgesteins zu rechnen.

#### **7.6.2.4 Zweite Messkampagne: Integrierende Interpretation Geoelektrik/ Mikrogravimetrie**

Die Aussagekraft der eingesetzten Messmethoden erhöht sich durch die redundante Anwendung verschiedener Verfahren deutlich. Während nach Abschluss der ersten geophysikalischen Messkampagne der Abgleich der Geoelektrik mit der Refraktions-tomographie eine differenzierte Bewertung der räumlichen Ausdehnung der Versturzone und der Beurteilung der Lockergesteinsfüllung ermöglichte, liegt der Schwerpunkt der zweiten geophysikalischen Messkampagne auf dem unter der Beckensohle liegenden Kalkstein außerhalb der Versturzone.

Die im Bereich der mutmaßlichen Felsflächen in der östlichen Beckenhälfte (Teilfläche 1) sowie westlich der Versturzone (Teilfläche 2) erhaltenen geophysikalischen Messergebnisse von Geoelektrik und Gravimetrie sollen daher einander gegenüber gestellt werden.

Aus den Ergebnissen der Geoelektrik kann abgeleitet werden, dass im Ostteil des Beckens (Teilfläche 1) über weite Strecken Fels unter der Beckensohle vorhanden ist. Es ist allerdings ein System von niedrigen Widerständen unterhalb der hochohmig abgebildeten Felsoberfläche vorhanden, welche prinzipiell mit einer veränderten Beschaffenheit des Untergrundes (verstärkte Klüftung, bindige Kluft-/Karst-/Hohlraumfüllungen) zu assoziiert sind. Diese Widerstandsminima treten lokal im Niveau der Felsoberfläche auf, so dass Unterbrechungen des Felskörpers unter der Beckensohle nicht auszuschließen sind.

Die gravimetrischen Ergebnisse (Schwerekarten) zeigen eine auffällige Korrelation mit der vermuteten Verteilung der Lockermaterialien nach der Geoelektrik. Insbesondere jene Stellen, an denen niedrige Widerstände im Niveau der Felsoberfläche auftreten, bilden sich im Schwerefeld als lokale Minima ab. Auf Grund der weitgehenden Übereinstimmung im Auftreten von gravimetrischen und elektrischen Minima kann gefolgert werden, dass die im Bereich der Felsfläche ausgehaltenen niederohmigen Strukturen mit Materialien relativ verminderter Dichte einhergehen.

Durch die Zusammenschau der Interpretationsergebnisse der bildgebenden Verfahren (Felsrelief, Anlage 10 der Anlage 9.2) mit dem gravimetrischen Befund wird dieser Zusammenhang bestätigt. Zur Verdeutlichung wurden die Minimbereiche (Werte kleiner -0.01 mGal) des kurzwelligen Lokalfeldes (Griffin 8s) in die Anlagen 10 und 12 der Anlage 9.2 integriert (rote Kolorierung). Die Lage der Schwereminima zeigt eine auffällige Korrelation mit der Verteilung der Lockermaterialien nach der

Geoelektrik insbesondere an jenen Stellen, an denen nach der Geoelektrik eine sehr geringe Tiefenlage von Auflockerungen bzw. Fehlstellen erwartet werden (Anlage 9.2, hier: Anlage 12).

Ein ähnlicher Zusammenhang lässt sich bei Betrachtung des Felsreliefs (Anlage 9.2, hier: Anlage 10) feststellen. Lokale Tieflagen der Felsoberfläche bedeuten eine lokal mächtigere Lockerbedeckung und erzeugen damit negative Schwereanomalien. Angesichts der teilweise gleichzeitigen Korrelation mit elektrischen Widerstandsminima in der Tiefe kann auch die Möglichkeit nicht ausgeschlossen werden, dass beide Erscheinungen (Tieflage der Felsline und potentielle Auflockerung in der Tiefe) in einem ursächlichen Zusammenhang stehen.

Die geotechnische Relevanz der geophysikalisch als auffällig identifizierten Strukturen soll durch weitere Kernbohrungen an den Stellen erfolgen, die bei einer signifikanten Übereinstimmung beider Methoden 'Schwachstellen' im Fels möglich erscheinen lassen bzw. bei denen im Schwerefeld Anomalien auftreten, die sich nicht anderweitig zuordnen lassen. Diese ergänzenden Kernbohrungen waren zum Zeitpunkt des Abschlusses des vorliegenden Gutachtens noch in Vorbereitung. Die Ergebnisse werden nach Abschluss dieser ergänzenden Erkundungen gesondert dokumentiert und bewertet werden.

In der Zusammenschau beider Methoden sind in den neuerlich erkundeten Felsbereichen keine Anomalien angetroffen worden, die hinsichtlich Intensität und Dimension der an der Bohrung BK 33/2011 angetroffenen Struktur einer isolierten tiefgründigen Fehlstelle im Kalkstein vergleichbar sind.

### **7.6.3 Komplexinterpretation der geophysikalischen Messungen und Abgleich mit den direkten Baugrundaufschlüssen**

Die sehr umfangreichen geophysikalischen Untersuchungen finden ihren summarischen Niederschlag in der nach der Komplexinterpretation entwickelten Karte der Felsoberfläche nach Abschluss der zweiten Messkampagne (Anlage 9.2, hier: Anlage 10) und in der Komplexinterpretation der geophysikalischen Ergebnisse der Profile 1 bis 25 (Anlage 9.1, hier: Anlagen 4.1 bis 4.5) und R26, R27, E30 und 31 (Anlage 9.1, hier: Anlage 4.6) sowie der Profile E204 bis E216 und E301 bis E303 (Anlage 9.2, hier: Anlagen 9.1 bis 9.4). Details sind diesen Anlagen zu entnehmen.

Die Ergebnisse der geophysikalischen Untersuchungen wurden einem Abgleich mit den Ergebnissen der direkten Baugrunderkundung, i.e. insbesondere den Kernbohrungen unterzogen. Die sich hieraus ergebenden Erkenntnisse sind in Tabelle 7.7 ausgewertet. Angegeben ist die in den Kernbohrungen aufgeschlossene Oberfläche des Kalksteins - in Übereinstimmung mit Tabelle 7.1 - sowie die Felsoberfläche gemäß der nach der Komplexinterpretation entwickelten Karte nach Abschluss der zweiten Messkampagne (Anlage 9.2, hier: Anlage 10). Die Differenz zwischen dieser durch die direkten Baugrundaufschlüsse ermittelten Felsoberfläche und im Ergebnis aller geophysikalischen Messungen und Interpretationen prognostizierten Felsoberfläche ist als 'Δ-Wert' in der letzten Spalte der Tabelle angegeben.

Zusätzlich werden für jede Kernbohrung die wesentlichen Charakteristika des Aufschlusses den in den aus der Komplexinterpretation der geophysikalischen Ergebnisse entwickelten Profilen und hier kenntlich gemachten Hinweisen auf Anomalien (eingelagerte isolierte Kalkstein-Vorkommen, Lockergesteine unter einer Felsüberdeckung etc.) gegenübergestellt.

Im Ergebnis ist Folgendes festzustellen:

- Die Höhenabweichungen zwischen der als Ergebnis der geophysikalischen Komplexinterpretation entwickelten Felsoberfläche und der in den Kernbohrungen tatsächlich aufgeschlossenen Oberfläche des Kalksteins variieren zwischen +6,6 m und -13,3 m, überwiegend ist die Abweichung jedoch deutlich geringer und liegt an vielen Bohransatzpunkten  $\leq \pm 1,5$  m. Im Mittel ist jedoch hinsichtlich der Höhenlage mit einer auch als Unschärfe zu bewertenden Abweichung von  $\pm 2,62$  m zu rechnen.
- Größere Abweichungen treten dann auf, wenn die Felsoberfläche steil einfällt, also eine große Neigung besitzt (z.B. BK 1b/2011, BK 7/2011, BK 17c/2011, BK 18e/2011, BK 18e2/2011, BK 19c/2011, BK 20d/2011, BK 33/2011), wobei dies nicht nur an den äußeren Flanken der Versturzzone, sondern auch innerhalb der Versturzzone auftritt und dann, wenn isolierte Kalksteinvorkommen in der Versturzzone vorhanden sind (z.B. BK 5/2011, BK 6/2011).
- Auch in den Aufstandsflächen des Ringdammes ergeben sich relativ große Abweichungen bzw. Unsicherheiten, wenn aus den am wasser- und landseitigen Dammfuß durchgeführten geophysikalischen Messungen auf die Kalksteinoberfläche unter der Dammkrone geschlossen wird (BK 17b/2011, BK 18b/2011, BK 21b/2011, BK 25b/2011). Teilweise erlaubt aber auch hier die Interpolation aus den geophy-



sikalischen Informationen eine realistische Prognose (BK 11/2011, BK 12/2011, BK 16b/2011, BK 24b/2011).

- Die geophysikalischen Untersuchungen erlauben in der Regel keine Aussagen zu der Qualität des Kalksteins, zu dessen Klüftigkeit und auch zu dem Vorhandensein von gefüllten und offenen Karststrukturen. Oft konnten die sich aus der Geophysik gegebenen Hinweise auf Lockergesteinsmaterial im Kalkstein nicht bestätigt werden (BK 13d/2011, BK 19a/2011, BK 23a/2011, BK 28c/2011, BK 29c/2011).
- In Einzelfällen kann aber die Geophysik aber auch Hinweise auf entsprechende schwächere, brüchigere oder stärker klüftige Partien im Kalkstein liefern, wie beispielhaft bei der BK 21/2011, bei der die Kernbohrung eine sehr wechselnde Qualität des Kalksteins mit zahlreichen gefüllten Hohlräumen zeigt, und bei der sich aus der Geophysik eine 7,7 m unter dem oberen Kalkstein liegende Felsoberfläche identifiziert. Bei der Kernbohrung BK 24c/2011 wurden im Kalkstein wiederholt stark klüftige Partien und viele gefüllte Karststrukturen angetroffen, die in der Geophysik als eine 9 m mächtige Lockergesteinszone zutreffend identifiziert wird. Weitere Beispiele, bei denen die seitens der Geophysik gegebenen Hinweise auf unter einer eingeschalteten Kalksteininformation folgende Lockersteine eine Entgegnung auf Seiten der Kernbohrung finden, sind die Kernbohrungen BK 19d/2011, BK 22a/2011 und BK 24a/2011.
- Die Geophysik liefert zudem Hinweise darauf, dass im Einzelfall die in den Kernbohrungen aufgeschlossene Kalksteinoberfläche möglicherweise Teil einer räumlich eng begrenzten Formation ist (BK 19c/2011 und BK 31/2011).
- Bei all diesen Betrachtungen ist indes immer zu berücksichtigen, dass die geophysikalischen Messungen in Profilen durchgeführt wurden, die minimal 10 m und maximal 20 m voneinander entfernt waren. Im Zwischenbereich wurden die in den Profilen gewonnenen Ergebnisse interpoliert. Die starke Variabilität der Felsoberfläche und die Kleinräumigkeit von Anomalien führt dazu, dass die punktuell aufgeschlossene Baugrundsituation durch die Komplexinterpretation der geophysikalischen Messungen nicht erfasst werden kann.
- In diesem Zusammenhang ist auch darauf hinzuweisen, dass die bei der Freilegung ausgewählter Einbruchtrichter erkannte kleinräumige Existenz von domartigen Kalksteininformationen in der Regel keine Bestätigung in den geophysikalischen Messungen findet, obwohl diese in der Regel senkrecht abfallenden Kalksteininformationen teilweise bis unter die Beckensohle aufsteigen (Abschnitt 7.4).

Im Ergebnis kann die nach der Komplexinterpretation entwickelten Karte der Fels-  
oberfläche nach Abschluss der zweiten Messkampagne (Anlage 9.2, hier: Anlage  
10) in guter Näherung als Erwartungsmodell den weiteren Planungen und der Aus-  
führung von Untergrundverbesserungsmaßnahmen zu Grunde gelegt werden.

Es wird empfohlen, die in der Komplexinterpretation der geophysikalischen Ergebnis-  
se entwickelten Profile stets zusätzlich bei der Beurteilung der Untergrundsituation  
hinzuziehen, da hier neben dem Abgleich mit den Profilen der Kernbohrungen weite-  
re wichtige Informationen zu isolierten Kalksteinvorkommen und weiteren Anomalien  
enthalten sind.

Es ist aber auch auf die systemimmanente Unschärfe dieses Prognosemodells hin-  
zuweisen, dessen Unschärfe hinsichtlich der vertikalen Abweichung der Kalkstein-  
oberfläche zunächst zu im Mittel  $\pm 2,5$  m abgeschätzt werden kann.

Lokale Anomalien können nicht erkannt werden, dies zeigen sowohl die teilweise in  
den Schürfen angetroffenen bis zur Beckensohle aufsteigende Kalksteinblöcke oder -  
formationen mit mehreren Metern Abmessungen, aber auch die während der Ausfüh-  
rung der Feldversuche gewonnen Erfahrungen, die nahelegen, dass lokal lockerge-  
steinsgefüllte Spalten oder räumlich eng begrenzte karstartige Strukturen zu erwarten  
sind, die sich tiefenmäßig noch deutlich unter die im Ergebnis der Komplexinterpreta-  
tion prognostizierte Felsoberfläche erstrecken.

Bohrung	Standort	Kernbohrung		Geophysik		Δ OK Kst [m] <sup>2)</sup>
		OK Kst [mNN]	Kurzbeschreibung/ Auffälligkeiten	OK Kst [mNN] <sup>1)</sup>	Kurzbeschreibung/ Auffälligkeiten	
<b>BK 1a/2011</b>	Becken- sohle, Zentrum ET17	543,37	- LGF: U,s*,t, relativ homo- gen; - ab 18,0 m kompakter hellgrauer Kst	545,0	E21: keine Auffälligkeiten	+1,6
<b>BK 1b/2011</b>	Becken- sohle, Zentrum ET 3	543,46	- LGF: U,s*,t und fS,u,t', relativ homogen - ab 18,0 m sehr kompakter Kst,	550,0	E20: keine Auffälligkeiten, Flankenbereich der Versturzzone, Geoelektrik liefert höhere Lage Fels	+6,6
<b>BK 1c/2011</b>	Becken- sohle, Zentrum ET 1	550,45	- LGF: U,s*,t und S,u,t', relativ homogen, Kernverlust 8,1-9,1 m - ab 10,75 m sehr kompakter Kst,	552,0	E20: keine Auffälligkeiten, Flankenbereich der Versturzzone, Geoelektrik liefert höhere Lage Fels	+1,5
<b>BK 1d/2011</b>	Becken- sohle, seitlich ET 1/3	553,13 (?)	- LGF: T,u,s, und S,u - 6,5-7,0 m Kst-Blöcke, ab 8,2 m Kst	548,5	Mitte E20/E21: keine Auffälligkeiten E301: Hinweis auf Lockerstein unter Kst 535-545 mNN	-4,6
<b>BK 2/2011</b>	Sohle Becken	538,61	- Versturzzone bis 23,0 m - Kst 5,3-9,0 m und 9,6- 11,0 m; 11,0-23,0 m gefüllte Karsthöhle (T,u,s und S,u); auf letzten 3 m über Kst wiederholt Kernverlust - ab 23,0 m: kompakter Kst	541,3	E21: keine Auffälligkeiten	-2,7
<b>BK 3/2011</b>	Sohle Becken	559,3-	- unter Beckensohle direkt Kst. (ab 2,0 m), 8,0- 10,5 m stark klüftig, 8,2- 8,6 m gefüllter Hohlraum (U,s,x)	557,0	E20 und E301: Hinweis auf Lockermaterial unterhalb ca. 550 mNN (unterhalb Erkundungstiefe BK)	-2,3
<b>BK 4/2011</b>	Sohle Becken	539,48	- Versturzzone bis 21,9 m - LGF: T,u,s,x' und U,s,x - ab 21,9 m Kst; zahlreiche gefüllte Hohlräume; tlw. Kernverluste	541,5	E19: keine Auffälligkeiten	+2,0
<b>BK 5/2011</b>	Sohle Becken	546,75	- Versturzzone bis 14,9 m - LGF: U,s*,x und T,s,x', 10,0-12,0 m Holz - ab 14,9 m: Kst, zunächst stückig, ab 17,0 m kompakt und geklüftet (Kst bis 26,0 m erbohrt)	- 533,5	E215: Hinweis auf isoliertes Kst-Vorkommen mit Aufstieg bis 546 mNN	-13,3

<sup>1)</sup> OK Felsoberfläche aus Anlage 9.2, hier: Anlage 10; <sup>2)</sup> Höhendifferenz zwischen Prognose Geophysik und direkter Erkundung

**Tab. 7.7 (Teil 1):** Vergleich der Ergebnisse von direkter und geophysikalischer Erkundung

Bohrung	Standort	Kernbohrung		Geophysik		Δ OK Kst [m] <sup>2)</sup>
		OK Kst [mNN]	Kurzbeschreibung/ Auffälligkeiten	OK Kst [mNN] <sup>1)</sup>	Kurzbeschreibung/ Auffälligkeiten	
BK 6/2011	Sohle Becken	544,39	- Versturzzone bis 16,6 m - LGF: U,t,s,x, - ab 16,55 m Kst z bis 19,0 m brüchig, zahlreiche verfüllte Hohlräume	540,0	E10: Hinweis auf isoliertes Kst-Vorkommen 557-558 mNN; durch BK nichtbestätigt	-4,4
BK 7/2011	Sohle Becken	549,53	- Versturzzone bis 11,7 m - LGF: U,s*,t und T,u - ab 11,7 m bis 21,8 m Kst, zahlreiche verfüllte Hohlräume	545,3	in Flanke, E 6: benachbart isoliertes Kst-Vorkommen bei 555 mNN	-4,2
BK 8/2011	Sohle Becken	558,25	- Versturzzone bis 3 m - LGF: unter Beckendichtung noch ca. 1,5 m T sowie S und X - ab 3 m Kst	557,5	E3: variable Kst-Oberfläche; E301: keine Auffälligkeiten	-0,7
BK 9/2011	Sohle Becken	552,12	- Versturzzone bis 8,7 m, von 3,55-4,05 m Kst zwischengeschaltet (Block?) - LGF: U,t,s und S,u*,t' - ab 8,7 m Kst,	552,5	E211 und E302: keine Auffälligkeiten	+0,4
BK 11/2011	Krone Ringdamm	563,67	- bis 12,0 m Dammschüttkörper - ab 12,0 m Kst, zahlreiche verfüllte Hohlräume	ca. 564	unter Ringdamm, Interpolation erforderlich	-0,3
BK 12/2011	Krone Ringdamm	554,99	- bis 20,7 m Dammschüttkörper ( - ab 20,7 m Kst	ca. 553,5	unter Ringdamm, Interpolation erforderlich	-1,5
BK 13a/2011	landseit. Fuß Ringdamm	557,33	- unter Mutterboden bis 2,0 m unter GOK: X,s,u - ab 2,0 m: Kst, klüftig; offener Hohlraum 5,2-5,5 m (Kst bis 7,0 m erbohrt)	557,5	E30: keine Auffälligkeiten	+0,2
BK 13d/2011	landseit. Fuß Ringdamm	562,75	- unter Mutterboden bis 1,2 m unter GOK: T,u und U,s' - ab 1,2 m hellgrauer Kst, bis 8.4 m klüftig; offener Hohlraum von 8,4-10,0 m; ab 13,5 m kompakt	562,8	E30: Hinweis auf Lockermaterial 550-557 mNN, durch KB nicht bestätigt	±0

<sup>1)</sup> OK Felsoberfläche aus Anlage 9.2, hier: Anlage 10; <sup>2)</sup> Höhendifferenz zwischen Prognose Geophysik und direkter Erkundung

**Tab. 7.7 (Teil 2):** Vergleich der Ergebnisse von direkter und geophysikalischer Erkundung

Bohrung	Standort	Kernbohrung		Geophysik		Δ OK Kst [m] <sup>2)</sup>
		OK Kst [mNN]	Kurzbeschreibung/ Auffälligkeiten	OK Kst [mNN] <sup>1)</sup>	Kurzbeschreibung/ Auffälligkeiten	
BK 14a/2011	landseit. Fuß Ringdamm	552,6	- unter Mutterboden bis 2,4 m unter GOK: X,s,u - ab 2,4 m Kst, tlw. klüftig; von 3,0-4,5 m tlw. stückig zerlegt, mehrere cm Lehmfüllung auf Klüften	553,2	E30: keine Auffälligkeiten	+0,6
BK 14c/2011	wassers. Fuß Ringdamm	555,78	- Versturzzone bis 5,7 m, von 3,8-4,0 m Kst zwischengeschaltet (Block?) - LGF: U,t,s - ab 5,7 m Kst, kompakt, gefüllte Hohlräume	556,0	E1/E31: keine Auffälligkeiten	+0,2
BK 15a/2011	landseit. Fuß Ringdamm	552,80	- obere 2,0 m unter GOK: X,s,u und U,s,x - ab 2,0 m Kst, kompakt	551,5	E30: keine Auffälligkeiten; ggfs. Anomalie benachbart	-1,3
BK 15c/2011	wassers. Fuß Ringdamm	548,69	- Versturzzone bis 13,5 m - LGF: U,t,s und S,u* - ab 13,5 m: Kst, stark klüftig, stückig zerlegt, zahlreiche gefüllte Hohlräume	549,5	E31: Felsoberfläche erst ab 542 nachgewiesen(!)	+0,8
BK 16b/2011	Krone Ringdamm	552,35	- bis 23,3 m Dammschüttkörper - ab 23,3 m Kst, kompakt	ca. 551	unter Ringdamm, Interpolation erforderlich	-1,4
BK 16c/2011	wassers. Fuß Ringdamm	556,83	- Versturzzone bis 5,8 m - LGF: U,t,s; Kst-Blöcke, 4,25-5,0 m - ab 5,8 m Kst, kompakt, lokal Kernverlust	554	E31: keine Auffälligkeiten	-2,8
BK 17b/2011	Krone Ringdamm	553,64	- bis 19,85 m Dammschüttkörper - von 19,85 m bis 22,0 m LGF: U,s und T,u' - ab 22,0 m bis 31,5 m Kst, überwiegend kompakt	543-551	unter Ringdamm, Interpolation erforderlich	ca. -4,0
BK 17c/2011	wassers. Fuß Ringdamm	553,02	- Versturzzone bis 8,6 m - LGF: U,t,s und fS,u - ab 8,6 m Kst, bis 9,6 m stückig zerlegt, darunter kompakter	550,0	in Flanke; E31: lt Seismik OK Kst. bei 545 mNN, lt. Geoelektrik bei 553 mNN	-3,0
BK 18a/2011	wassers. Fuß Ringdamm	550,40	- Versturzzone bis 5,8 m LGF: U,t,s und S,u - ab 5,8 m Kst	550,5	E30: keine Auffälligkeiten	+0,1

<sup>1)</sup> OK Felsoberfläche aus Anlage 9.2, hier: Anlage 10; <sup>2)</sup> Höhendifferenz zwischen Prognose Geophysik und direkter Erkundung

**Tab. 7.7 (Teil 3):** Vergleich der Ergebnisse von direkter und geophysikalischer Erkundung

Bohrung	Standort	Kernbohrung		Geophysik		Δ OK Kst [m] <sup>2)</sup>
		OK Kst [mNN]	Kurzbeschreibung/ Auffälligkeiten	OK Kst [mNN] <sup>1)</sup>	Kurzbeschreibung/ Auffälligkeiten	
<b>BK 18b/2011</b>	Krone Ringdamm	557,69	- bis 18,0 m Dammschüttkörper - ab 18,0 m Kst	552-557	unter Ringdamm, Interpolation erforderlich	ca. -3,0
<b>BK 18c/2011</b>	wassers. Fuß Ringdamm	557,85	- Versturzone bis 4,0 m - LGF: X,s,g, nur lokal T,u* - ab 5,8 m Kst: überwiegend kompakt, klüftig	557,0	E31: keine Auffälligkeiten, Geoelektrik liefert geringen Widerstand bis 532 mNN	-0,85
<b>BK 18d/2011</b>	wassers. Fuß Ringdamm	559,25	- obere 2,0 m Beckensohle - 2,35-2,7 m: U,x*,t,s' (Ein-ebenen Gelände?) - ab 2,35 m Kst, kompakt; gefüllte Hohlräume: 4,8-5,0 m, 17,2-17,7 m	558,0	E31: keine Auffälligkeiten, Geoelektrik liefert geringen Widerstand 532-550 mNN	-1,3
<b>BK 18e/2011</b>	wassers. Fuß Ringdamm	525,81	- Versturzone bis 36,0 m Kst eingelagert von 15,0-19,15 m (!) - LGF: U,s*,t / S,u / T,u*,s, 15,0-19,15: Kst, kompakt, klüftig - 19,15-32,0 m Kernverlust, Schappe ließ sich ohne Kerngewinn in Gebirge drücken - 32-36,0 m steifer U,fs*,t - 36-37,0 m Kst kompakt	529,5	BK in steiler Flanke; E31: tiefreichende Anomalie Geoelektrik; E14: OK Kst. bei 535 mNN	+3,7
<b>BK 18e2/2011</b>	wassers. Fuß Ringdamm	535,81	- Versturzone bis 26,0 m - LGF: S,u, und U,s*,t; 24,8-25,0 Kernverlust - ab 25,8 m Kst, kompakt,	ca. 533,5	BK in steiler Flanke; E31: tiefreichende Anomalie Geoelektrik	+2,3
<b>BK 19a/2011</b>	landseit. Fuß Ringdamm	564,19	- Auffüllung bis 4,5 m - ab ca. 4,5 m Kst: bis ca. 7 m brüchig, ab 7,3 m kompakter	563,5	E30: 552-560 mNN Hinweise auf Lockermaterial unter Kst → in BK nicht bestätigt	-0,7
<b>BK 19c/2011</b>	wassers. Fuß Ringdamm	559,68	- U,g,s und X,s' bis 2,2 m - ab ca. 2,2 Kst: bis ca. 6,0 m stark brüchig, ab 8 m sehr kompakt	548,0	BK in steiler Flanke; E31: Hinweise auf isolierte Kst-Vorkommen 548-550,5 mNN und 556-559 mNN → möglicherweise in BK ange-troffen; lt. Seismik OK Kst. bei 556 mNN; in BK durchgehend Kst	-11,7

<sup>1)</sup> OK Felsoberfläche aus Anlage 9.2, hier: Anlage 10; <sup>2)</sup> Höhendifferenz zwischen Prognose Geophysik und direkter Erkundung

**Tab. 7.7 (Teil 4):** Vergleich der Ergebnisse von direkter und geophysikalischer Erkundung

Bohrung	Standort	Kernbohrung		Geophysik		Δ OK Kst [m] <sup>2)</sup>
		OK Kst [mNN]	Kurzbeschreibung/ Auffälligkeiten	OK Kst [mNN] <sup>1)</sup>	Kurzbeschreibung/ Auffälligkeiten	
<b>BK 19d/2011</b>	landseit. Fuß Ringdamm	562,21	- bis 1,3 m T,u und U,t mit eingelagerten Kst-Blöcken - ab ca. 1,3 m Kst: bis ca. 3,5 m stark brüchig; bis 8,0 m kompakt; bis 12,0 m brüchig.; bis 20,0 m kompakt	561,0	E31: Hinweise auf Lockermaterial unter Fels 549-554 mNN; in BK nicht bestätigt (aber brüchiger Bereich 550-554 mNN)	-1,2
<b>BK 20c/2011</b>	wassers. Fuß Ringdamm	539,82	- Versturzzone bis 22,2 m - LGF: fS,u,t mit eingeschaltetem U,s*,t - ab 22,2 m Kst: überwiegend kompakt	538,2	E31: Anomalien in oberen Metern, sonst keine Auffälligkeiten	-1,6
<b>BK 20d/2011</b>	landseit. Fuß Ringdamm	549,65	- Versturzzone bis 7,5 m - LGF: S,u*,t und U,s,t - ab 7,5 m Kst: überwiegend kompakt, klüftig	548,0	BK in steiler Flanke; E30: keine Hinweise auf Anomalien	-1,7
<b>BK 21a/2011</b>	landseit. Fuß Ringdamm	535,04	- Versturzzone bis 21,7 m - LGF: U,s*,t und S,u*, 17,9-20,0 m Kst-Steine - ab 21,7 m Mst, ab 24,3 m Kst; 28,0-29,6 m Kernverlust (Hohlraum?); 29,6-32,0 m brüchiger Kst	536,3	E30: keine Hinweise auf Anomalien	+0,3
<b>BK 21b/2011</b>	Krone Ringdamm	552,65	- bis 18,3 m Dammschüttkörper - LGF der Versturzzone von 18,3 m (OK Urgelände) bis 23,0 m: U,s*,t, - ab 23,0 m Kst: überwiegend kompakt, klüftig; zahlreiche offene Hohlräume:	ca. 543	unter Ringdamm, Interpolation erforderlich	-9,6
<b>BK 21c/2011</b>	wassers. Fuß Ringdamm	553,17	- Versturzzone bis 8,5 m - LGF: U,s,t und fS,u,t - ab 8,5 m Kst: bis 10,0 m stückig, darunter überwiegend kompakt	547,5	E31: Hinweise auf isolierte Kst-Vorkommen 551-556 mNN; lt. Seismik OK Kst bei 558 mNN	-5,7

<sup>1)</sup> OK Felsoberfläche aus Anlage 9.2, hier: Anlage 10; <sup>2)</sup> Höhendifferenz zwischen Prognose Geophysik und direkter Erkundung

**Tab. 7.7 (Teil 5):** Vergleich der Ergebnisse von direkter und geophysikalischer Erkundung

Bohrung	Standort	Kernbohrung		Geophysik		Δ OK Kst [m] <sup>2)</sup>
		OK Kst [mNN]	Kurzbeschreibung/ Auffälligkeiten	OK Kst [mNN] <sup>1)</sup>	Kurzbeschreibung/ Auffälligkeiten	
<b>BK 21d/2011</b>	landseit. Fuß Ringdamm	551,73	- Versturzzone bis 4,8 m - LGF: unter Mutterboden bis 1,0 m T,u; bis 2,0 m X/U; bis 3,45 m U,t*s; bis 4,8 m X/U,t,s - ab 4,8 m Kst: bis 9,0 kompakt bis stückig; bis 12,0 m zerbrochen, viel U,t,s; bis 12,6 m kompakt; bis 14,0 m gefüllter Hohlraum; bis 16,0 m Kst zerbrochen, viel U,t,s; bis 17,0 m kompakt; bis 17,4 m gefüllter Hohlraum; bis 24,0 m Kst stark zerbrochen	544,0	E30: kein Hinweis auf Anomalien. ca. 10 m westlich Hinweis auf isoliertes Kst-Vorkommen 558-562 mNN	-7,7
<b>BK 22a/2011</b>	landseit. Fuß Ringdamm	556,77	- unter Mutterboden bis 1,9 m X,g,s - ab 2,0 m Kst: tlw. brüchig, zur Tiefe überwiegend kompakt	557,5	E31: Hinweise auf Lockermaterial unter Fels 544-549 mNN; in BK nicht bestätigt; aber Hohlraum 547,2-547,5 mNN	+0,7
<b>BK 22c/2011</b>	wassers. Fuß Ringdamm	553,03	- Versturzzone bis 9,5 m - LGF: unter Beckendichtung ab 2,1 m U,s*,t 3,1-4,0 m Injektionsgut; - ab 9,5 m Kst: bis 10,8 m steinig zerlegt, darunter sehr kompakt, 12,0-12,4 m gefüllter Hohlraum	551,3	E31: Hinweise auf Injektionsgut auf ersten Metern, Felsoberfläche variiert ggf. kleinräumig	-1,7
<b>BK 23a/2011</b>	landseit. Fuß Ringdamm	551,89	- Versturzzone bis 8,4 m - LGF: unter Mutterboden und X,u' ab 1,2 m U,t,s' und T,s,u, - ab 8,4 m Kst: überwiegend kompakt; einige offene Hohlräume	553,8	E30: Hinweise auf Lockermaterial unter Fels 547-551 mNN; in BK in dieser Tiefe keine Hohlräume	+2,1
<b>BK 24a/2011</b>	landseit. Fuß Ringdamm	556,90	- unter Mutterboden bis 4,0 m X,u,g - ab 4,0 m Kst: bis 11 m stark klüftig, gefüllter Hohlraum: 8,0-8,5 m; ab 11,0 m kompakter,	558,6	E31: Hinweise auf Lockermaterial unter Fels 549-552 mNN; in BK Hohlraum 552,4-552,9 mNN	-1,7

<sup>1)</sup> OK Felsoberfläche aus Anlage 9.2, hier: Anlage 10; <sup>2)</sup> Höhendifferenz zwischen Prognose Geophysik und direkter Erkundung

**Tab. 7.7 (Teil 6):** Vergleich der Ergebnisse von direkter und geophysikalischer Erkundung



Bohrung	Standort	Kernbohrung		Geophysik		Δ OK Kst [m] <sup>2)</sup>
		OK Kst [mNN]	Kurzbeschreibung/ Auffälligkeiten	OK Kst [mNN] <sup>1)</sup>	Kurzbeschreibung/ Auffälligkeiten	
<b>BK 24b/2011</b>	Krone Ringdamm	558,74	- bis 17,0 m Dammschüttkörper; - ab 17,0 m Kst: überwiegend kompakt; gefüllter Hohlraum: 18,5-19,0 m	556-558,5	unter Ringdamm, Interpolation erforderlich	ca. -1,0
<b>BK 24c/2011</b>	wassers. Fuß Ringdamm	557,36	- Versturzzone bis 4,6 m - LGF: unter Beckendichtung ab 2,3 m U,s,t; - ab 4,6 m Kst: bis 8,0 m kompakt mit dezimeterweiten lehmgefüllten Klüften von 6,6-6,8 m und 7,5-7,6 m; darunter Kst stark geklüftet, stückig zerlegt; gefüllte Hohlräume: 8,5-9,6 m (U,s,t), 9,8-10,5 m (U,s,t,g*), 16,0-17,0 m (U,t,s'), 18,2-21,3 m (U,t,s,g), 22,3-27,0 m (U,t,s), 31,2-31,8 m (U,t,s), 33,1-33,3 m (U,t,fs'), 35,1-35,5 m (U,t,s); offene Hohlräume: 15,4-15,7 m, 17,0-17,6 m	554,9	E31: Hinweise auf Lockermaterial unter Fels 541-550 mNN; in BK in diesem Bereich wiederholt gefüllte Hohlräume (BK: -12 m bis -21 m)	-2,5
<b>BK 25b/2011</b>	Krone Ringdamm	562,19	- bis 13,5 m Dammschüttkörper, aber keine LGF erkennbar - ab 13,5 m Kst: überwiegend kompakt, tlw. stark klüftig, 16,5-20,0 m brüchig, tlw. Kernverlust, darunter kompakter; offener Hohlraum: 23,5-24,0 m	554-562	unter Ringdamm, Interpolation erforderlich	ca. -4,0
<b>BK 28a/2011</b>	landseit. Fuß Ringdamm	568,51	- bis 1,5 m X,s',u'; bis 4,0 m fS,u' - ab 4,0 m Kst: bis 6 m sandig zerbohrt; 7,0-8,0 m U,s,t'; 8,0-9,0 m Kst zerbohrt, Lehmanteile; 9,0-13,5 m Kst kompakter, klüftig; 13,5-24,0 m Kst stark klüftig	568,5	E30: keine Hinweise auf Anomalien	± 0

<sup>1)</sup> OK Felsoberfläche aus Anlage 9.2, hier: Anlage 10; <sup>2)</sup> Höhendifferenz zwischen Prognose Geophysik und direkter Erkundung

**Tab. 7.7 (Teil 7):** Vergleich der Ergebnisse von direkter und geophysikalischer Erkundung

Bohrung	Standort	Kernbohrung		Geophysik		Δ OK Kst [m] <sup>2)</sup>
		OK Kst [mNN]	Kurzbeschreibung/ Auffälligkeiten	OK Kst [mNN] <sup>1)</sup>	Kurzbeschreibung/ Auffälligkeiten	
<b>BK 28c/2011</b>	wassers. Fuß Ringdamm	557,91	- Versturzzone bis 3,7 m - LGF: unter Beckendichtung ab 2,3 m bis 3,7 m S,u* und U,t,s - ab 3,7 m Kst: überwiegend kompakt	557,8	E31: Hinweise auf Lockermaterial unter Fels 542-551 mNN; in BK nicht bestätigt	-0,1
<b>BK 29a/2011</b>	landseitige Böschung Ringdamm	568,53	- Dammschüttung bis 4,0 m - ab 4,0 m Kst: bis 6,0 m stark klüftig; darunter kompakt, gering klüftig	568,2	E30: keine Hinweise auf Anomalien	-0,3
<b>BK 29c/2011</b>	wassers. Fuß Ringdamm	559,46	- unter Dichtungssystem bis 2,0 m S,u,g - ab 2,0 m Kst: tlw. kompakt, tlw. stark klüftig, steinig zerbohrt, mit Lehmbesatz auf Klüften (u.a. 6,5-7,0 m), ab 8,0 m überwiegend kompakt	557,8	E31: Hinweise auf Lockermaterial unter Fels 542-548 mNN; in BK nicht bestätigt; E301: keine Hinweise auf Anomalien	-1,7
<b>BK 30/2011</b>	Sohle Becken	558,65	- unter Dichtungssystem bis 2,3 m U,s - ab 2,3 m Kst: tlw. kompakt, gering geklüftet, tlw. stark klüftig, steinig zerbohrt, mit Lehmbesatz; keine Hohlräume;	557,5	E212: keine Hinweise auf Anomalien; lokales Schwereminima aus Mikrogravimetrie; in BK nicht bestätigt	-1,1
<b>BK 31/2011</b>	Sohle Becken	551,08	- Versturzzone bis 10,0 m - bis 1,3 Lehmdichtung und Filtersand - LGF: bis 2,0 m S,u,t; bis 5,4 m fS,u,t', bis 10,0 m U,t,s - ab 10,0 m Kst: bis 16,0 m kompakt, gering klüftig; bis 20,6 m stückig, reichlich Lehm; gefüllter Hohlraum: 20,6-22,6 m; 22,6-25,0 m stark klüftig, Lehmbesatz	544,5	E5: keine Hinweise auf Anomalien E204: westlich Hinweis auf isolierte Kalksteinvorkommen 554-556 mNN; Höhen-Diskrepanz nachvollziehbar	-6,5

<sup>1)</sup> OK Felsoberfläche aus Anlage 9.2, hier: Anlage 10; <sup>2)</sup> Höhendifferenz zwischen Prognose Geophysik und direkter Erkundung

**Tab. 7.7 (Teil 8):** Vergleich der Ergebnisse von direkter und geophysikalischer Erkundung

Bohrung	Standort	Kernbohrung		Geophysik		Δ OK Kst [m] <sup>2)</sup>
		OK Kst [mNN]	Kurzbeschreibung/ Auffälligkeiten	OK Kst [mNN] <sup>1)</sup>	Kurzbeschreibung/ Auffälligkeiten	
<b>BK 32/2011</b>	Sohle Becken	546,68	- Versturzzone bis 12,7 m - bis 1,4 Lehmdichtung und Filtersand - LGF: bis 3,4 m S,u,t; bis 8,0 m U,s*,t; bis 10,0 m U,t,s; bis 11,0 m X,g,s'; bis 12,7 m S,g,u - ab 12,7 m Kst: kompakt, klüftig, Mst-Lagen; Kernverlust 28,0-28,5 m; 28,5-30,0 m stark klüftig; gefüllter Hohlraum (U,t,s): 30,0-30,5 m	541,0	E18: Hinweis auf isolierteres Kst-Vorkommen 554-556 mNN, Höhen-Diskrepanz nicht nachvollziehbar	-5,7
<b>BK 33/2011</b>	Sohle Becken	532,40	- Versturzzone bis 28,7 m - LGF: bis 2,0 m U,s*,t und S,u*,t, von 2,0 m bis 5,9 m Kst, kompakt, geklüftet; bis 28,7 m fS,u' und U,s*,t'; Kernverluste 24,0-24,3 m, 25,0-25,5 m und 25,9-26,0 m - ab 28,7 m Kst: kompakt, kaum Klüfte; gefüllter Hohlraum: 29,6-30,25 m	536	räumlich begrenzte Anomalie mit sehr steilen Flanken; E18: OK Kst bei 545 mNN indiziert; Hinweise auf Kst 558-559 mNN; E301: keine Hinweise auf Anomalien, Geoelektrik indiziert OK Kst bei 550 mNN	+3,6
<b>BK 34/2011</b>	Sohle, Zentrum ET 7	553,64	- Versturzzone bis 7,4 m - LGF: bis 4,7 m U,s*,t, 3,6-4,1 m X eingelagert; 4,7-6,05 m Kst/X,stückig, brüchig; 6,05-7,4 m U,t,g* - ab 7,4 m Kst: tlw. stark geklüftet, ab 11,0 m kompakt, kaum Klüfte; gefüllter Hohlraum 20,0-20,2 m;	553	E19: in Seismik OK Kst bei 548 mNN E302: Hinweise auf Lockergestein unter Fels 531-533 mNN	-0,6
<b>BK 35/2011</b>	Sohle Becken	537,42	- Versturzzone bis 23,9 m - bis 1,6 m Dichtungssystem - LGF: S,u und U,s,t 13,5-18,7 S,t; 20,85-22,6 m X (Kst-Blöcke?) mit U; 22,6-23,9 m U,t,s,x, (Hohlraumfüllung?) - ab 23,9 m Kst: bis 33,6 m stark brüchig, geklüftet, tlw. zu S und U zerbohrt; ab 33,6 m kompakter;	539,0	E17: Hinweis auf isoliertes Kst-Vorkommen 552-556 mNN; keine entsprechenden Hinweise in BK	+1,6

<sup>1)</sup> OK Felsoberfläche aus Anlage 9.2, hier: Anlage 10; <sup>2)</sup> Höhendifferenz zwischen Prognose Geophysik und direkter Erkundung

**Tab. 7.7 (Teil 9):** Vergleich der Ergebnisse von direkter und geophysikalischer Erkundung

#### 7.6.4 Crosshole-Messungen

Die Ergebnisse des in Abschnitt 6.3.8 beschriebenen Feldversuches zur Durchführung von Crosshole-Messungen mit Seismischer Tomographie und Bohrloch-Radar-Messungen vom August 2011 sind in einem dem vorliegenden Baugrund- und Sanierungsgutachten als Anlage 9.3 beigefügten Ergebnisbericht der Bo-Ra-tec GmbH · Weimar dokumentiert. Nachfolgend werden die Ergebnisse der Testmessungen, deren Ziel darin bestand, die Grenzen, Auflösung und Randbedingungen des Einsatzes der geophysikalischen Verfahren der Zwischenfelderkundung unter den konkreten Bedingungen zu ermitteln, dargestellt und erörtert.

Die Durchführung der seismischen Crosshole-Messungen wurde dadurch erschwert, dass alle Messstrecken im wasserungesättigten Bereich lagen und es trotz Wasserzufuhr nicht gelang, in den ausgebauten Bohrungen eine Wasserfüllung zu gewährleisten. Die Füllung mit Wasser als Grundlage für die notwendige Ankopplung der seismischen Quelle (Sparker) und der Empfänger (Hydrophone) wäre indes Voraussetzung für die Durchführung der seismischen Messungen gewesen. Im Ergebnis konnten nur Messungen in den tieferen Niveaus der drei Bohrungen realisiert werden. Zudem wurde die Qualität der seismischen Aufzeichnungen infolge der Unruhe durch die Wasserzuführung nachteilig beeinflusst.

Die Ergebnisse der seismischen Crosshole-Messungen führten zu folgenden Ergebnissen (siehe Anlage 9.3: hier Anlagen 4.1) und Schlussfolgerungen:

- Die Messungen zwischen BK 5/2011 und BK 35/2011 (Bild 6.1) lieferten keine verwertbaren Ergebnisse und zeigen, dass die Messstrecke, i.e. die Entfernung zwischen den beiden Bohrungen mit 33,9 m unter den gegebenen Randbedingungen zu groß ist. Unter den vorliegenden Verhältnissen in der Versturzzone (erdfeuchte inhomogenen Lockergesteine) wären für die seismische Tomographie Bohrungen in einem Abstand von maximal 10 m anzuordnen.
- Unter diesen Randbedingungen kann erwartet werden, dass die Grenze zu einem kompakten, ungestörten Kalkstein bestimmt werden kann.
- Alle Bohrungen müssten wasserdicht ausgebaut werden, um die Ankopplung von Quelle und Empfänger sicherzustellen.

Die Ergebnisse der Bohrloch-Radar-Messungen sind in Anlage 9.2, hier: Anlagen 4.2 dokumentiert. Aus den Messergebnissen ergeben sich folgende Erkenntnisse:

- Die maximalen Erkundungsreichweiten sind im Bereich der mit Lockergesteinen gefüllten Versturzzone auf Grund des heterogenen Gesteinsaufbaus stark eingeschränkt und beschränken sich in der Regel auf wenige Meter radial um das Bohrloch. Die bindigen Partien führen zu einer starken Dämpfung der Radarwellen bis hin zu einer Totalabsorption.
- Innerhalb der Kernstrecken, die kompakten bzw. verkarsteten Kalkstein ausweisen, sind die Einsatzbedingungen für Radar-Reflexionsmessungen besser. Hier erscheinen Rückschlüsse auf stärkere Zerklüftung und/oder Hohlräume grundsätzlich möglich soweit der Abstand benachbarter Bohrungen  $\leq 10$  m ist.

Die Ergebnisse der Crosshole-Radar-Messung zwischen den Bohrungen BK 32/2011 und BK 35/2011 sind in Anlage 9.2, hier: Anlage 4.2\_4 dargestellt. Die Messungen konnten nur im Bereich der Versturzzone unterlagernden Kalksteins ausgeführt werden und erlauben folgende Schlussfolgerungen:

- Bei Crosshole-Messungen wird die Laufzeit der direkten Welle, die von der Sende-sonde durch das Gestein zur Empfängersonde läuft, als Funktion der Bohrloch-tiefe aufgezeichnet. Aus der durchgeführten Crosshole-Messung wurde die mittlere Radarwellengeschwindigkeit in der durchstrahlten Ebene zwischen den Bohrungen BK 32/2011 und BK 35/2011 im Teufenbereich zwischen 527,5 mNN und 537,5 mNN zu im Mittel 95 m/ $\mu$ s ermittelt. Die aus der Literatur entnommene, laborativ bestimmte Radarwellengeschwindigkeit eines kompakten, unverkarsteten Kalksteins schwankt im Mittel zwischen 100 m/ $\mu$ s und 115 m/ $\mu$ s.
- Im Teufenbereich zwischen 532 mNN und 533,5 mNN brach das Radarsignal vollständig zusammen und liefert so Hinweise darauf, dass in dieser Tiefe zwischen den beiden Bohrungen eventuell eine verfüllte Karststruktur vorhanden sein könnte.
- Die Testmessung zeigt, dass mit Crosshole- und tomographischen Bohrloch-Radar-Messungen Aussagen zur Existenz von offenen oder verfüllten Karsthohlräumen in den Durchstrahlungsebenen zwischen Bohrungen, die innerhalb des Kalksteins verlaufen, ermöglicht werden können. In den Lockergesteinen der Versturzzone wird hingegen eine Durchstrahlung auf Grund der sehr hohen Dämpfung der Radarwellen nicht möglich sein. Damit ist auch keine Aussage zu eventuell hier existierenden Hohlräumen möglich.

In der Summe zeigt der im August 2011 durchgeführte Feldversuch, dass die Randbedingungen für den Einsatz moderner Bohrloch-Messmethoden in den Lockerge-

steinen der Versturzzone sehr ungünstig sind und entsprechende Messungen nur mit erheblichem Aufwand durchführbar sind. So müssten in einem Raster von  $\leq 10$  m Bohrungen abgeteuft werden und diese über die gesamte Länge wasserdicht mit PE-Rohren ausgebaut werden. Der Einsatz leistungsfähiger Antennen bedingt zudem einen 4“-Schutzrohrausbau und damit entsprechende Bohrdurchmesser. Aber auch dann könnten die Messungen nur mit erheblichen Schwierigkeiten durchgeführt werden, da im Kalkstein (Georadar) und in den Lockergesteinen (Seismik) unterschiedliche Messverfahren zum Einsatz kommen müssten. Zugleich bleiben die Ergebnisse auf Grund der Heterogenität der Lockergesteine bzw. der Klüftigkeit und Verkarstung des Kalksteins interpretationsbedürftig.

Im Ergebnis ist festzustellen, dass eine realisierbare technische Möglichkeit zur flächigen Erkundung der Versturzzone oder zur flächigen Hohlraumortung unter der Aufstandsfläche des Ringdammes derzeit nicht besteht.

## 7.7 Ergebnisse der Plattendruckversuche

Die Durchführung der in Abschnitt 6.3.9 beschriebenen 30 Plattendruckversuche nach DIN 18134 auf der Beckensohle und auf der wasserseitigen Dammböschung erfolgte unter schwierigen Randbedingungen, die teilweise auch die Ergebnisse beeinflussten:

- Auf der Beckensohle behinderte Stauwasser, das sich auf der Lehmdichtung gesammelt hatte und teilweise die überlagernde Schutzschicht bis zu 0,5 m hoch einstaute, die Durchführung der Versuche erheblich, zumal auch durch den Einsatz kräftiger Tauchpumpen der Zufluss kaum oder im Einzelfall gar nicht beherrscht werden konnte.
- In den Flanken der wasserseitigen Böschungen des Ringdamms mussten Schürfe hergestellt werden, um die Plattendruckversuche auf den Schichten des Dichtungssystems ausführen zu können. Dabei musste in den Steinwurf eingeschnitten werden, so dass die Durchführung der Versuche nicht nur durch die Schwierigkeit, eine ebene Aufstands- und Versuchsfläche in den Böschungen, sondern auch durch drohenden Nachfall behindert wurde (Bild 7.14).



**Bild 7.14** Ausführung der Plattendruckversuche in der wasserseitigen Böschung des Ringdamms

Die Ergebnisse der Versuche sind im Prüfbericht des Institutes für Geotechnik der Universität Stuttgart im Einzelnen dokumentiert (Anlage 10). Hier finden sich auch die Ergebnisse der zum Vergleich durchgeführten 7 dynamischen Plattendruckversuche sowie der 6 Dichtebestimmungen in situ.

In Tabelle 7.8 sind die Ergebnisse der statischen Plattendruckversuche zusammenfassend ausgewertet. Durch die Median-Bildung werden einzelne punktuell unrealistisch hohe  $E_v$ -Werte relativiert.

Schicht	Beckensohle Lehmdichtung Tallehm	Ringdamm 'reiner Talschotter'	Ringdamm Tonbeton
Anzahl Versuche	15	8	7
$E_{v1}$ [MN/m <sup>2</sup> ]			
Median	7,0	11,4	18,2
Maximalwert	22,0	24,5	35,4
Minimalwert	3,4	3,9	7,6
$E_{v2}$ [MN/m <sup>2</sup> ]			
Median	25,9	65,4	114,5
Maximalwert	103,8	328,8	443,4
Minimalwert	14,7	25,0	47,5
$E_{v2} / E_{v1}$ [-]			
Median	3,7	8,2	5,19
Maximalwert	7,9	23,2	15,27
Minimalwert	1,7	1,9	4,62

**Tabelle 7.8** Ergebnisse der statischen Plattendruckversuche im Oberbecken (Verformungsmoduli,  $E_{v1}$ ,  $E_{v2}$  und Verhältniswert  $E_{v2}/E_{v1}$ )

Insbesondere hinsichtlich der vereinzelt aufgetretenen sehr hohen Verformungsmoduli oder Verhältniswerte ist zu beachten, dass nach Floss (1997) die Aussagekraft der Ergebnisse von Plattendruckversuchen an Böden, die mit Bindemitteln verfestigt wurden, an wassergesättigten bindigen Böden oder in Fällen, bei denen der Grundwasserspiegel im Druckeinflussbereich der Lastplatte liegt (Lehmdichtung Be-



ckensohle) nur bedingt vorhanden ist. Ebenso kann das Verformungsverhalten der vergleichsweise kleinen Lastplatte durch in den Boden eingelagerte Steine (z.B. im Talschotter) erheblich beeinflusst werden und zu punktuell unrealistisch hohen Steifigkeiten führen.

Im Ergebnis ist auf der mineralischen Dichtungsschicht der Beckensohle, i.e. der Tal-  
lehm der Lehmdichtung mit einem  $E_{v2}$ -Wert von überwiegend etwa  $15 \text{ MN/m}^2 \leq E_{v2} \leq 35 \text{ MN/m}^2$ , im Mittel von etwa  $E_{v2} = 25 \text{ MN/m}^2$  zu rechnen. Der Verhältniswert  $E_{v2}/E_{v1}$  liegt in der Größenordnung  $1,7 \leq E_{v2}/E_{v1} \leq 5$ , im Mittel bei etwa  $E_{v2}/E_{v1} \leq 3,5$ .

In der wasserseitigen Böschung des Ringdamms ist auf dem unter dem Steinwurf anstehenden reinen Talschotter ein  $E_{v2}$ -Wert von überwiegend etwa  $25 \text{ MN/m}^2 \leq E_{v2} \leq 65 \text{ MN/m}^2$ , im Mittel von etwa  $E_{v2} = 50 \text{ MN/m}^2$  zu rechnen.

Auf der unter dem 'reinen Talschotter' folgenden Dammdichtung, dem Tonbeton, wurden - unter Vernachlässigung von Extremwerten - überwiegend  $E_{v2}$ -Werte von  $50 \text{ MN/m}^2 \leq E_{v2} \leq 150 \text{ MN/m}^2$  nachgewiesen, so dass im Mittel mit etwa  $E_{v2} = 80\text{-}100 \text{ MN/m}^2$  gerechnet werden kann, wobei bereichsweise aber auch nur  $E_{v2} = 50\text{-}60 \text{ MN/m}^2$  angetroffen wird. Der Verhältniswert  $E_{v2}/E_{v1}$  war auch für den Tonbeton mit im Median etwa  $E_{v2}/E_{v1} = 5$  unerwartet hoch.

Der natürliche Wassergehalt der Lehmdichtung der Beckensohle wurde im Rahmen dieser Versuche zu 22 % bestimmt, die Feuchtwichte zu  $20,4 \text{ kN/m}^3$ . Für den 'reinen Talschotter' wurden ein natürlicher Wassergehalt von 7 % und eine Feuchtwichte von  $21,2 \text{ kN/m}^3$  ermittelt. Die für den Tonbeton ermittelten Werte liegen bei  $w_n = 9 \%$  und  $\gamma = 25,7 \text{ kN/m}^3$ .

Auf Grund der beschriebenen Schwierigkeiten bei der Durchführung der Plattendruckversuche unter den Mitte 2011 relevanten Randbedingungen, u.a. auch hinsichtlich des möglichst minimalen Eingriffs in die Dichtungssysteme, wird empfohlen, im Zuge der weiteren Planung bzw. zu Beginn der Ausführung weitere Plattendruckversuche durchzuführen, mit denen die vorgenannten Ergebnisse überprüft und gegebenenfalls fortgeschrieben werden können.

## 7.8 Ergebnisse der Grundwasserbeobachtungen

Im Rahmen der im Jahr 2011 ausgeführten Kernbohrungen wurden nahezu alle Kernbohrungen zu Grundwassermessstellen ausgebaut. Der Ausbau ist in Tabelle 7.1 zusammenfassend dokumentiert und kann den Ausbauplänen in den Anlagen 4.x.3 im Detail entnommen werden.

Danach wurden die Kernbohrungen

- BK 6/2011 (Lage im mittleren Bereich der Beckensohle),
- BK 11/2011 (im Nordosten unter Ringdamm / Dammkrone),
- BK 12/2011 (im Nordosten unter Ringdamm / Dammkrone),
- BK 15a/2011 (im Nord-Nordwesten unter Ringdamm / Dammkrone), und
- BK 23a/2011 (im Süden am landseitigen Dammfuß)

mit ihrer Filterstrecke auf den untersten Metern des Jurakalksteins unmittelbar über dem Ornatenton ausgebaut. Die Filterstrecken liegen bei diesen Grundwassermessstellen damit rund 60 m bis 70 m unter der Beckensohle.

Die übrigen Kernbohrungen wurden in unterschiedlichen Tiefenniveaus in den Lockergesteinen der Versturzzone und in den höheren Bereichen des Kalksteins verfiltert. Die Teufe der Filterstrecken kann Tabelle 7.9 und Anlage 4.0.2 entnommen werden.

Tabelle 7.9 dokumentiert die bei den Bohrarbeiten angetroffenen Wasserstände sowie die im Juni 2011 und zum Stichtag 20.07.2011 gemessenen Wasserstände.

Danach ist hinsichtlich der bei den Bohrarbeiten angetroffenen Wasserstände zunächst Folgendes festzustellen:

- Während der Bohrarbeiten wurde in 26 der 56 Kernbohrungen kein Grundwasser angetroffen.
- Unter den 30 Kernbohrungen, in denen ein Wasserandrang verzeichnet wurde, sind die oben genannten 5 Kernbohrungen BK 6/2011, BK 11/2011, BK 12/2011, BK 15a/2011 und BK 23a/2011, bei denen erst in 40 m bis 80 m unter Bohransatzpunkt, d.h. in den geklüfteten Kalksteinen wenige Meter über dem als Stauer wirkenden Ornatenton Grundwasser aufgeschlossen wurden. Dabei ist auffällig, dass in der in Beckenmitte liegenden Kernbohrung BK 6/2011 bereits bei

Bohrung	Standort	Gelände [mNN]	Oberkante Pegel [mNN]	Filterstrecke		UK Pegel- rohr [m]	Lage Filter- strecke in <sup>3)</sup>	Wasserstand bei Bohr- arbeiten		Wasserstand	
				OK [m]	UK [m]			06/2011 [m] <sup>2)</sup>	20.07.2011 [m] <sup>2)</sup>	20.07.2011 [mNN]	
<b>BK 1a/2011</b>	Sohle, Zentrum ET17	561,37	562,37	12,5	17,0	17,0	LG	trocken (11.05.)	trocken (20.06.)	trocken (20.07.)	-
<b>BK 1b/2011</b>	Sohle, Zentrum ET 3	561,36	562,36	18,5	23,1	23,0	Kst	trocken (11.05.)	trocken	trocken (20.07.)	-
<b>BK 1c/2011</b>	Sohle, Zentrum ET 1	561,20	562,20	11,00	16,00	15,7	Kst	13,36 (17.05.)	15,25 (22.06.)	16,23 (20.07.)	544,97 (20.07.)
<b>BK 1d/2011</b>	Sohle seitlich ET 1/3	561,33	-	-	-	-	LG	trocken (18.05.)	kein Pegel	-	-
<b>BK 2/2011</b>	Sohle Becken	561,61	562,61	5,50 17,50	10,00 22,00	22,0	Kst HF	trocken (19.04.)	trocken (20.06.)	trocken (20.07.)	-
<b>BK 3/2011</b>	Sohle Becken	561,28	562,31	7,50	12,00	12,0	Kst	trocken (18.05.)	trocken	trocken (20.07.)	-
<b>BK 4/2011</b>	Sohle Becken	561,38	562,38	4,00 11,50	8,00 16,00	16,0	LG LG	trocken (14.04.)	trocken	trocken (20.07.)	-
<b>BK 5/2011</b> (Datalogger)	Sohle Becken	561,60	562,35	20,50	26,00	26,0	Kst	20,65 (24.05..)	23,22 (06.07.)	24,18 (20.07.)	538,17 (20.07.)
<b>BK 6/2011</b> (Datalogger)	Sohle Becken	560,94	561,94	62,20	67,70	67,7	auf OT	40,18 (05.05.)	45,16 (22.06.)	46,38 (20.07.)	515,56 (20.07.)
<b>BK 7/2011</b>	Sohle Becken	561,23	562,19	6,50	11,00	11,0	LG	trocken (28.04.)	trocken	trocken (20.06.)	trocken (20.07.)
<b>BK 8/2011</b>	Sohle Becken	561,26	562,19	3,50	10,00	9,0	Kst	trocken (19.05.)	8,96 (17.06.)	trocken (20.07.)	trocken (20.07.)
<b>BK 9/2011</b>	Sohle Becken	560,82	561,81	9,00	13,50	13,5	Kst	trocken (11.05.)	10,88 (22.06.)	12,07 (20.07.)	549,74 (20.07.)
<b>BK 11/2011</b> (Datalogger)	Krone Ring- damm	575,67	575,67	67,50	83,50	83,5	auf OT	79,80 (23.05.)	78,31 (30.06.)	78,43 (20.07.)	497,25 (20.07.)
<b>BK 12/2011</b> (Datalogger)	Krone Ring- damm	575,69	575,69	74,40	80,40	80,4	auf OT	77,70 (05.05.)	77,30 (30.06.)	77,63 (20.07.)	498,06 (20.07.)

<sup>1)</sup> Wasserstand bezogen auf Oberkante Gelände  
<sup>2)</sup> Wasserstand bezogen auf Oberkante Pegel  
<sup>3)</sup> LG = Lockergesteinsfüllung Störzone, Kst = Jurakalkstein, HF = Hohlräumfüllung im Jurakalkstein,  
 auf OT = auf Ornatenton

**Tab. 7.9 (Teil 1):** Ergebnisse der Wasserbeobachtungen bei den Erkundungsarbeiten und im Juni/Juli 2011

Bohrung	Standort	Gelände [mNN]	Oberkante Pegel [mNN]	Filterstrecke		UK Pegelrohr [m]	Lage Filterstrecke in <sup>3)</sup>	Wasserstand bei Bohr- arbeiten		Wasserstand 20.07.2011	
				OK [m]	UK [m]			06/2011 [m] <sup>2)</sup>	20.07.2011 [m] <sup>2)</sup>	06/2011 [m] <sup>2)</sup>	20.07.2011 [mNN]
BK 13a/2011	Fuß Land Damm	559,33	560,17	2,50	7,00	7,00	Kst	6,96 (07.04.)	6,96 (06.07.)	7,67 (20.07.)	552,50 (20.07.)
BK 13d/2011 (Datalogger)	Fuß Land Damm	563,95	564,96	14,50	25,00	25,00	Kst	trocken (20.07.)		17,89 (22.09.)	547,07 (22.09.)
BK 14a/2011	Fuß Land Damm	555,06	555,88	2,90	9,50	8,30	Kst	trocken (20.07.)		trocken (20.07.)	-
BK 14c/2011	Fuß Wasser Damm	561,43	562,43	10,00	22,00	20,70	Kst	trocken (22.07.)		trocken (20.07.)	-
BK 15a/2011 (Datalogger)	Fuß Land Damm	554,80	555,60	51,40	57,40	57,40	auf OT	53,05 (19.05.)	49,67 (22.06.)	50,64 (20.07.)	504,96 (20.07.)
BK 15c/2011	Fuß Wasser Damm	562,19	563,09	14,50	30,00	34,00	Kst	trocken (27.07.)		trocken (20.07.)	-
BK 16b/2011	Krone Ring- damm	575,65	575,46	17,00	22,15	22,15	LG	trocken (07.04.)		trocken (20.07.)	-
BK 16c/2011	Fuß Wasser Damm	562,63	563,67	13,00	24,00	27,00	Kst	trocken (20.07.)		trocken (20.07.)	-
BK 17b/2011	Krone Ring- damm	575,64	575,46	24,50	31,00	31,00	LG	trocken (06.06.)	k.W. (03.08.)	trocken (20.07.)	-
BK 17c/2011	Fuß Wasser Damm	561,62	562,78	25,00	35,00	35,00	Lst	33,50 (20.06.)	34,29 (20.07.)	35,45 (20.07.)	527,33 (20.07.)
BK 18a/2011	Fuß Land Damm	556,20	557,15	2,50	5,60	16,60	LG	trocken (20.07.)		trocken (20.07.)	-
BK 18b/2011	Krone Ring- damm	575,69	575,50	21,50	30,00	30,00	LG/Kst	trocken (01.06.)	29,21 (03.08.)	29,21 (20.07.)	546,29 (20.07.)

Tab. 7.9 (Teil 2): Ergebnisse der Wasserbeobachtungen bei den Erkundungsarbeiten und im Juni/Juli 2011

Bohrung	Standort	Gelände [mNN]	Oberkante Pegel [mNN]	Filterstrecke		UK Pegelrohr [m]	Lage Filterstrecke in <sup>3)</sup>	Wasserstand bei Bohr- arbeiten		Wasserstand 20.07.2011	
				OK [m]	UK [m]			06/2011 [m] <sup>2)</sup>	06/2011 [m] <sup>2)</sup>	20.07.2011 [m] <sup>2)</sup>	20.07.2011 [mNN]
BK 18c/2011	Fuß Wasser Damm	561,85	562,84	24,00	35,00	35,00	Kst	trocken (20.07.)		trocken (20.07.)	-
BK 18d/2011	Fuß Wasser Damm	561,60	562,54	13,00	20,00	20,00	Kst	20,86 (27.06..)	16,86 (03.08.)	17,92 (20.07.)	544,62 (20.07.)
BK 18e/2011	Fuß Wasser Damm	561,81					Kst	0,80 (?) (20.06.)	kein Pegel	-	-
BK 18e2/ 2011	Fuß Wasser Damm	561,81	562,84	14,50	25,00	35,00	LG	26,70 (21.07.)		26,70 (21.07.)	536,14 (21.07.)
BK 19a/2011	Fuß Land Damm	568,69	568,58	9,50	20,00	20,00	Kst	trocken (20.07.)		trocken (20.07.)	-
BK 19c/2011	Fuß Wasser Damm	561,88	562,84	17,50	23,00	27,00	Kst	17,18 (08.07.)	17,57 (03.08.)	17,92 (20.07.)	544,92 (20.07.)
BK 19d/2011	Fuß Land Damm	563,51	564,51	9,30	20,00	19,80	Kst	trocken (20.07.)		trocken (20.07.)	-
BK 20c/2011	Fuß Wasser Damm	562,02	563,02	11,00	22,00	35,00	LG	trocken (03.08.)		trocken (20.07.)	-
BK 20d/2011	Fuß Land Damm	557,15	558,13	9,00	20,00	20,00	Kst	16,02 (20.07.)	16,88 (03.08.)	16,02 (20.07.)	542,11 (20.07.)
BK 21a/2011	Fuß Land Damm	556,74	557,80	9,00	20,00	32,00	Kst	32,00 (18.07.)	k.W. (03.08.)	trocken (20.07.)	-
BK 21b/2011	Krone Ring- damm	575,65	575,47	17,50	22,50	22,50	Kst	trocken (13.04.)		trocken (20.07.)	-
BK 21c/2011	Fuß Wasser Damm	561,67	562,78	18,00	30,60	28,40	Kst	26,05 (20.07.)	26,91 (03.08.)	26,05 (20.07.)	536,73 (20.07.)
BK 21d/2011	Fuß Land Damm	556,53	557,47	7,00	17,50	17,50	Kst/HF	trocken (03.08.)		trocken (03.08.)	-

Tab. 7.9 (Teil 3): Ergebnisse der Wasserbeobachtungen bei den Erkundungsarbeiten und im Juni/Juli 2011

Bohrung	Standort	Gelände [mNN]	Oberkante Pegel [mNN]	Filterstrecke		UK Pegelrohr [m]	Lage Filterstrecke in <sup>3)</sup>	Wasserstand bei Bohr- arbeiten		Wasserstand 20.07.2011	
				OK [m]	UK [m]			06/2011 1 [m] <sup>2)</sup>	bei Bohr- arbeiten [m] <sup>1)</sup>	20.07.2011 [m] <sup>2)</sup>	[mNN]
BK 22a/2011	Fuß Land Damm	558,7 7	559,77	9,50	20,00	25,00	Kst	trocken (03.08.)		trocken (03.08.)	-
BK 22c/2011	Fuß Wasser Damm	562,5 3	563,65	11,50	22,80	22,00	Kst/HF	trocken (03.08.)		trocken (03.08.)	-
BK 23a/2011 (Datalogger)	Fuß Land Damm	560,2 9	561,29	53,80	70,00	70,00	auf OT	55,40 (23.05.)	56,92 (06.07.)	56,36 (20.07.)	504,93 (20.07.)
BK 24a/2011	Fuß Land Damm	560,9 0	561,87	9,50	20,00	20,00	Kst	trocken (04.08.)		trocken (04.08.)	-
BK 24b/2011	Krone Ring- damm	575,7 4	575,54	20,50	26,00	26,00	LG	trocken (19.04.)		trocken (20.07.)	-
BK 24c/2011	Fuß Wasser Damm	561,9 6	562,96	16,00	27,40	27,40	Kst	trocken (25.07.)		trocken (25.07.)	-
BK 25b/2011	Krone Ring- damm	575,6 9	575,55	16,00	20,50	20,50	Kst	20,40 (29.04.)	20,26 (06.07.)	20,26 (20.07.)	555,29 (20.07.)
BK 28a/2011	Fuß Land Damm	572,5 1	573,48	12,00	22,50	25,50	Kst	22,06 (30.06.)		23,82 (20.07.)	549,66 (20.07.)
BK 28c/2011	Fuß Wasser Damm	561,5 6	562,61	12,50 29,00	22,50 35,00	35,00	Kst	trocken (20.07.)		trocken (20.07.)	-
BK 29a/2011	Krone Ring- damm	572,5 3	573,53	3,50	13,00	25,00	Kst	trocken (22.06.)		21,38 (20.07.)	552,12 (20.07.)
BK 29c/2011	Fuß Land Damm	561,4 6	562,49	24,50	35,00	35,00	Kst	trocken (20.07.)		trocken (20.07.)	-
BK 30/2011	Sohle Becken	560,9 5	561,97	5,50	20,00	20,00	Kst	trocken (20.07.)		trocken (20.07.)	-
BK 31/2011	Sohle Becken	561,0 8	562,08	14,00	25,00	23,00	Kst	trocken (20.07.)	trocken (03.08.)	trocken (20.07.)	-
BK 32/2011	Sohle Becken	561,3 3	562,38	24,00	35,00	35,00	Kst	33,47 (27.07.)	34,11 (03.08.)	33,47 (27.07.)	528,91 (27.07.)

**Tab. 7.9 (Teil 4):** Ergebnisse der Wasserbeobachtungen bei den Erkundungsarbeiten und im Juni/Juli 2011

Bohrung	Standort	Gelände [mNN]	Oberkante Pegel [mNN]	Filterstrecke		UK Pegelrohr [m]	Lage Filterstrecke in <sup>3)</sup>	Wasserstand bei Bohr- arbeiten		Wasserstand	
				OK [m]	UK [m]			06/2011 1 [m] <sup>2)</sup>	20.07.2011 [m] <sup>2)</sup>	[mNN]	
BK 33/2011	Sohle Becken	561,1 0	562,19	25,80	32,00	30,80	LG/Kst	28,11 (18.07..)	28,16 (26.07.)	28,40 (20.07.)	533,79 (20.07.)
BK 34/2011	Sohle, Zentrum ET 7	561,0 4	562,04	14,00	25,30	25,00	Kst	23,35 (06.07.)		22,65 (20.07.)	539,39 (20.07.)
BK 35/2011	Sohle Becken	k.A.	k.A.	0,00	35,00	35,00	LG/Kst	trocken (02.08.)			

**Tab. 7.9 (Teil 5):** Ergebnisse der Wasserbeobachtungen bei den Erkundungsarbeiten und im Juni/Juli 2011

520,76 mNN und damit rund 23 m über der Oberfläche des Ornatenton (493,14 mNN) angetroffen wurde.

- Bei den Bohrungen BK 11/2011, BK 12/2011, BK 15a/2011 und BK 23a/2011 hingegen wurde das Grundwasser bei den Bohrarbeiten zwischen 15 m und 20 m tiefer als bei der BK 6/2011 angetroffen: bei der BK 11/2011 bei 485,9 mNN und damit 3,3 m über Oberfläche Ornatenton, bei der BK 12/2011 bei 497,99 mNN und damit 2,7 m über Oberfläche Ornatenton, bei BK 15a/2011 bei 501,75 mNN und damit 6,95 m über Oberfläche Ornatenton sowie bei BK 23a/2011 bei 504,89 mNN und damit 14,4 m über Oberfläche Ornatenton (Tabelle 7.10).
- Es verbleiben somit 25 von insgesamt 56 Kernbohrungen, bei denen während der Bohrarbeiten Wasserzutritte in einem höheren Teufenbereich und zwar zwischen 7 m und 34 m unter Beckensohle festgestellt wurden. Der Wasserzutritt erfolgte dabei überwiegend im geklüfteten Kalkstein (BK 1c/2011, BK 5/2011, BK 13a/2011, BK 17c/2011, BK 18d/2011, BK 18e2/2011, BK19c/2011, BK 20d/2011, BK 21a/2011, BK 21c/2011, BK 25b/2011, BK 28a/2011, BK 32/2011 und BK 34/2011), Nur in einer Bohrung, der BK 33/2011 wurde knapp oberhalb der Oberfläche des Kalksteins ein Wasserzutritt in den Lockergesteinen verzeichnet.

Bei den Wasserzutritten handelte es sich häufig nur um wenige Zentimeter Wasser auf der Bohrlochsohle (BK 13a/2011, BK 21a/2011, BK 32/2011), überwiegend aber auch einige Meter mächtige Anschnitte (BK 1c/2011, BK 5/2011, BK 17c/2011, BK 18d/2011, BK 18e2/2011, BK 19c/2011, BK 20d/2011, BK 25b/2011, BK 28a/2011, BK 32/2011, BK 34/2011) von – vermutlich - lokal schweben-

den (Grund-)Wasserhorizonten. Offensichtlich führen eingelagerte Merkelsteinlagen oder eine geringe (vertikale) Klüftigkeit des Kalksteins in einigen Tiefenbereichen zur Ausbildung von Stauwasserhorizonten. Der bei BK 18e/2011 vermerkte Wasserzutritt 0,8 m über Bohransatzpunkt ist auf Stauwasser oberhalb der Beckendichtung zurück zu führen.

In der Summe bestätigen die bei den Bohrarbeiten gemachten Beobachtungen zu Wasserzutritten den bei der Ansprache der Bohrkerne gewonnenen Eindruck, dass die Lockergesteine in der Versturzzone überwiegend 'bergfeucht' sind, aber insbesondere die schluffigen Sande nicht unter einem Grundwassersaum liegen. In lediglich einer der 56 Kernbohrungen wurde innerhalb der Lockergesteine ein Wasserzutritt beobachtet, der zudem nahe der Felsoberfläche lag. In allen anderen Bohrungen blieb das Bohrloch in den Lockergesteinen trocken.

Hervorzuheben sind die in immerhin 24 der 56 Kernbohrungen während der Bohrarbeiten festgestellten Wasserzutritte in den Kalksteinen unterhalb der Beckensohle. Zum Zeitpunkt der Bohrarbeiten waren damit im Kalkstein in unterschiedlichen Tiefen schwebende Schichtwasserhorizonte vorhanden. Der Ursprung des hier angetroffenen Wassers kann nicht sicher beurteilt werden. Denkbar sind primär Wasserzutritte über die Beckensohle, hier insbesondere durch das sich nach Niederschlagsereignissen zuweilen mehrere Dezimeter hoch auf der Tondichtung stauende Oberflächenwasser. Denkbar sind aber auch eher horizontale Zuritte im Untergrund aus Einzugsbereichen, die außerhalb des Oberbeckens liegen.

Zur weiteren Klärung der hydrogeologischen Verhältnisse unter dem Oberbecken und damit auch als Grundlage für die Klärung dieser vorgenannten Fragestellung wurden nach Einrichtung der Grundwassermessstellen bis dato regelmäßige Wasserstandsmessungen am Oberbecken durchgeführt. Die Messungen erfolgten händisch mit einem Lichtlot in der Regel in einem wöchentlichen Intervall. In folgenden regelmäßig wasserführenden Messstellen wurden Porenwasserdruckgeber und ein Datenlogger installiert:

- im Kalkstein bis 26 m unter Beckensohle ausgebaute Messstelle:  
BK 5/2011
- an der Basis Jurakalkstein (oberhalb Ornatenton) ausgebaute Messstellen:  
BK 6/2011, BK 11/2011, BK 12/2011, BK 15a/2011, BK 23a/2011

Ferner wurde ein Porenwasserdruckgeber und Datenlogger in dem etwa 1980 hergestellten und am nordwestlichen Dammfuß liegenden Brunnenpegel G 13 installiert.



Die Messungen erfolgten in einem 10-Minuten-Intervall. Für die Auswertung wurden Tagesmittelwerte gebildet, da die kurzzeitigen Wasserstandsschwankungen sehr gering sind.

Die Ergebnisse der Wasserstandsmessungen sind in den Anlagen 11.1 bis 11.20 für alle Grundwassermessstellen, in denen über längere Zeiträume Wasserstände gemessen wurden, als Ganglinien neben dem jeweiligen Bohrprofil und dem Ausbau der Grundwassermessstelle ausgewertet.

In Anlage 11.21 werden die Ganglinien der auf der Basis des Kalksteins (oberhalb des Ornatenton) eingerichteten Pegel miteinander verglichen. Die Anlagen 11.22 und 11.23 enthalten einen Vergleich der im Kalkstein und in den Lockergesteinen im Tiefenbereich bis 35 m unter Beckensohle verfilterten Grundwassermessstellen.

In Anlage 11.24 sind die Wasserstandsmessungen in dem bestehenden Brunnenpegel G 13 aufgetragen, in dem 2011 ebenfalls ein Datenlogger installiert worden war.

Ergänzend sind in den Anlagen 11.21 bis 11.24 die am Oberbecken gemessenen Niederschlagsdaten [mm/h] aufgetragen. Diese lagen zum Zeitpunkt der Gutachtenerstellung für den Zeitraum bis zum 16.11.2011 vor.

In den Anlagen 11.25 bis 11.31 sind die in den bestehenden Brunnenpegeln im Rahmen der Beckenüberwachung im Jahr 2010 gemessenen Wasserstände ausgewertet. Die Anlagen 11.32 bis 11.38 enthalten die entsprechenden Wasserstände für das Jahr 2011.

Eine Auswertung und Vergleich dieser Wasserstandsmessungen führt zu folgenden Ergebnissen:

a) Wasserstände auf dem Ornatenton

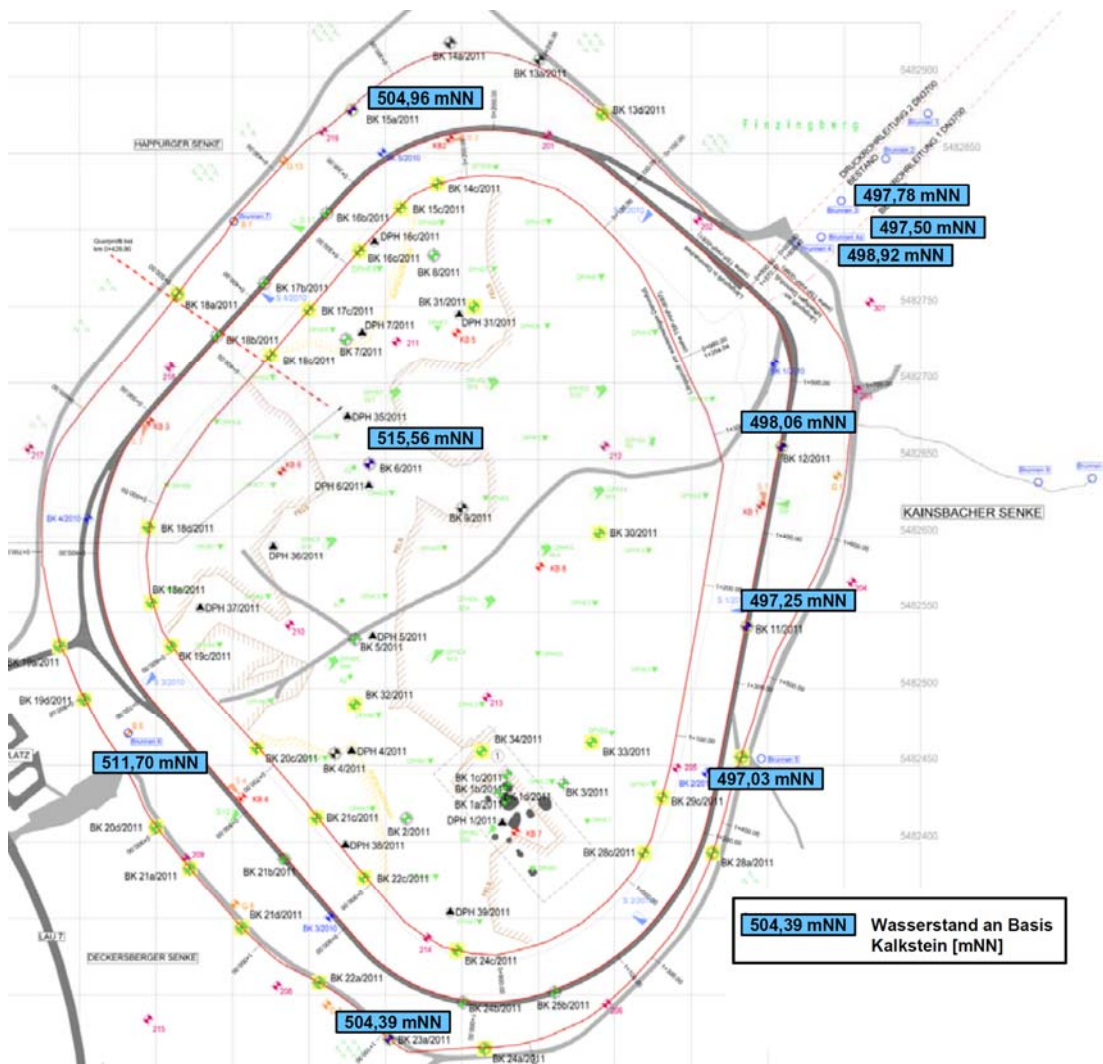
- An der Basis der Kalksteine auf dem als Stauer wirkenden Ornatenton hat sich ein Grundwasserleiter ausgebildet. Dessen freie Oberfläche liegt zwischen 495 mNN und > 515 mNN und variiert in Abhängigkeit von Niederschlagsereignissen. Die Auswertung der Messergebnisse der 2011 angelegten Grundwassermessstellen und der für die Beckenüberwachung betriebenen Brunnenpegeln in Tabelle 7.10 und Bild 7.15 zeigt, dass sich innerhalb des Standortes des Oberbeckens die zu ausgewählten diskreten Zeitpunkten gemessenen Wasserstände nicht unerheblich voneinander unterscheiden, wobei die Differenzen zwischen den benachbarten Messstellen grundsätzlich im Beobachtungszeitraum bestehen bleiben.

Bohrung	Standort	Gelände [mNN]	Filterstrecke		OK Ornatenton [mNN]	bei Bohrarbeiten [mNN]	Wasserstand			
			OK [m]	UK [m]			06/2011 [mNN]	20.07. 2011 [mNN]	01.12. 2011 [mNN]	21.12. 2011 [mNN]
<b>BK 6/2011</b>	Sohle Becken	560,94	498,74	493,24	493,14	520,76 (05.05.)	516,78 (22.06.)	515,56	513,92	514,40
<b>BK 11/2011</b>	Krone Ringdamm	575,67	508,17	492,17	492,57	496,87 (23.05.)	497,36 (30.06.)	497,25	495,16	498,62
<b>BK 12/2011</b>	Krone 50Ringdamm	575,69	501,29	495,29	495,29	497,99 (05.05.)	498,39 (30.06.)	498,06	497,73	498,96
<b>BK 15a/2011</b>	Fuß Land Damm	554,80	503,40	497,40	494,80	501,75 (19.05.)	505,93 (22.06.)	504,96	504,07	507,04
<b>BK 23a/2011</b>	Fuß Land Damm	560,29	504,49	490,29	490,49	504,89 (23.05.)	504,37 (06.07.)	504,93	503,54	504,74
<b>B3</b>	nordöstl. Einlauf	511,16	502,00	496,01	496,01	497,73 (16.05.)	497,76 (27.06.)	497,78		
<b>B4</b>	nordöstl. Einlauf	511,45	503,50	496,53	496,53	498,78 (16.05.)	498,87 (27.06.)	498,92		
<b>B4a</b>	nordöstl. Einlauf	511,30	502,50	497,50	496,74	498,00 (16.05.)	498,07 (27.06.)	497,50		
<b>B5</b>	östl. Dammfuß	573,48	507,00	497,00	491,88	496,46 (16.05.)	496,80 (27.06.)	497,03	(Daten nur bis 16.11.)	(Daten nur bis 16.11.)
<b>B6</b>	südwestl. Dammfuß	565,77	521,00	511,0	491,37	509,97 (16.05.)	511,19 (27.06.)	511,70	verfügbar	verfügbar

**Tab. 7.10:** an der Basis des Jurakalksteins über dem Ornatenton gemessenen Wasserstände

Bild 7.15 zeigt die am 20.07.2011 gemessenen Grundwasserstände und ist typisch für die räumliche Verteilung der an der Basis des Kalksteins gemessenen Wasserstände.

Danach wird, wie bereits während der Erkundungsmaßnahmen, in der im mittleren Beckenbereich liegenden Messstelle BK 6/2011 mit 515,56 mNN der höchste Wasserstand gemessen. Nach Norden, zur BK 15a/2011, fällt der Wasserstand um rund 10,5 m auf 505,0 mNN ab (Gefälle 8 %). Im Nordosten und Osten des Beckens werden auf dem Ornatenton zum gewählten Stichtag Grundwasserstände



**Bild 7.15** an der Basis des Jurakalksteins über dem Ornatenton gemessene Wasserstände zum Stichtag 20.07.2011

von 497,25 mNN bis 498,9 mNN gemessen, so dass sich hier zur Beckenmitte hin ein Potentialdifferenz von rund 17 m ergeben würde.

Betrachtet man den zeitlichen Verlauf der Grundwasserganglinien (Anlage 11.21), so fällt auf, dass die Messstelle BK 6/2011 den in den übrigen Pegeln aufgezeichneten, durch (Stark-)Niederschlagsereignissen bzw. -perioden beeinflussten Verlauf nicht bzw. allenfalls in stark abgeschwächter Form folgt. Es ist daher möglich,

dass die Messstelle BK 6/2011 hydraulisch nicht voll an den Kluftwasserleiter angekoppelt ist. Für diese Annahme spricht eindeutig, dass im Bereich der vergleichsweise kurzen Filterstrecke der BK /2011 eine auffällige Wechsellagerung von überwiegend kompakten Ton- und Mergelsteinen ansteht, die eine geringe Systemdurchlässigkeit besitzen. Bei dem im Tiefenbereich der Filterstrecke (62,2 m bis 67,7 m) ausgeführten WD-Test (63,0-67,7 m) konnten bei der maximalen Druckstufe von 3,7 bar kein Wasser abgepresst werden (Tabelle 7,2, Teil 1). Insoweit ist davon auszugehen, dass die in BK 6/2011 gemessenen Wasserstände nicht repräsentativ für die Druckhöhe des auf dem Ornatenton ausgebildeten Grundwasserleiters ist. Soweit man die in BK 6/2011 gemessenen Wasserstände ausblendet, ergibt sich eine überwiegend von West und Südwest nach Ost und Nordost orientierte Grundwasserfließrichtung mit einem Gefälle von etwa 3 %.

Lässt man BK 6/2011 außen vor, zeigen die auf dem Ornatenton gemessenen Wasserstände eine unmittelbare Abhängigkeit von (Stark-)Niederschlagsereignissen bzw. -perioden, wobei die Beeinflussung (Amplitude der Wasserstandsänderung) teilweise erheblich variiert. So führen die Niederschläge Anfang Dezember 2011 in der BK 11/2011 zu einem Anstieg um rund 2,8 m, während der Anstieg in der benachbarten BK 12/2011 mit rund 1,2 m deutlich geringer ausfällt.

- Die Messung der Brunnenpegel B3 bis B7 wurde im Jahr 2011 durch eine Verringerung der auf dem Ornatenton gemessenen Wasserstände beeinflusst (Anlagen 11.32 bis 11.38). Dies führte dazu, dass die Wasserstände mit den eingebauten Porenwasserdruckgebern nicht mehr automatisch gemessen werden konnten, so dass ergänzende händische Messungen erforderlich wurden. Nur noch Anstiege nach (Stark-) Niederschlagsereignissen bzw. -perioden fielen noch in den Messbereich der installierten Messgeber. Zu der Verringerung der Wasserstände auf dem Ornatenton im Jahre 2011 können die sehr niederschlagsarmen Monate bis Ende Mai 2011, aber auch die Entleerung des Oberbeckens beigetragen haben.

#### b) Wasserstände im Tiefenbereich zwischen 7 m und 35 m unter Beckensohle

- Die in dem Tiefenbereich zwischen 7 m und 35 m unter Beckensohle ausgebauten Kernbohrungen wurden überwiegend händisch in einem wöchentlichen Rhythmus gemessen. Lediglich die Grundwassermessstelle BK 5/2011 wurde mit einem Datenlogger automatisch gemessen.

- Mit ihrem Ausbau und ihrer Ganglinie sind in den Anlagen 11.1 bis 11.20 nur diejenigen Grundwassermessstellen dargestellt, bei denen wiederholt Wasserstände gemessen wurden. Die Mehrzahl der in dieser Teufe ausgebauten Kernbohrungen - und zwar insbesondere diejenigen, die in den Lockergesteinen selbst ausgebaut sind - war indes trocken, während bei den in den Kalksteinen ausgebauten Grundwassermessstellen häufig einen Wasserzutritt zu den Messstellen zu beobachten war.
- An vielen Pegeln wurde ein nur wenige Dezimeter über der Unterkante Filterstrecke bzw. Unterkante Sumpfrohr stehender Wasserstand gemessen (BK 1c/2011, BK 4/2011, BK 18b/2011, BK 21c/2011), der auf allenfalls geringmächtige schwebende Grundwasserhorizonte hindeutet.
- An anderen Pegeln wird im Kalkstein über längere Zeiträume wiederholt ein Wasserstand gemessen, der mehrere Meter über der Unterkante der Filterstrecke liegt (BK 18d/2011, BK 19c/2011, BK 20d/2011, BK 24b/2011, BK 29a/2011, BK 33/2011) und damit als ein Zeichen für dauerhafte Schichtwasservorkommen gedeutet werden muss.

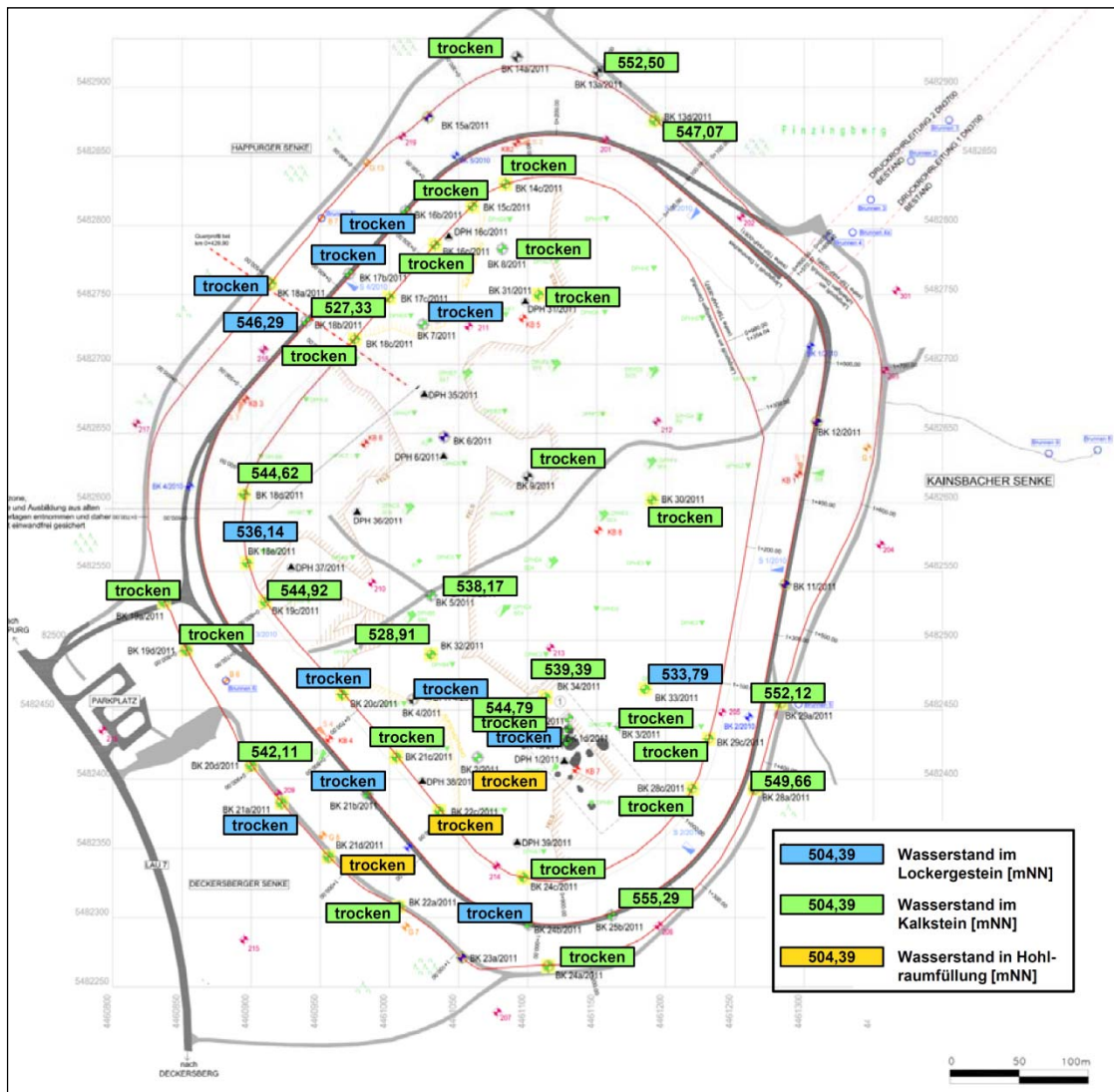
Hervorzuheben ist in diesem Zusammenhang der Pegel BK 33/2011, der in der Kalksteinformation im Südosten des Beckens liegt. Hier wird seit April 2011 bis Januar 2012 ein rund 28,5 m unter der Beckensohle liegender Wasserstand gemessen (Anlage 11.20). Der rund 2 m bis 3 m über der Unterkante der Filterstrecke liegende Wasserspiegel, der also mit einer entsprechenden Druckhöhe ansteht, liegt hier noch in den teils sandig, teils bindig ausgeprägten Lockergesteinen und zwar im unmittelbaren Kontaktbereich zwischen Lockergesteinen und Kalkstein. Im Hinblick auf das in Abschnitt 11 beschriebene mögliche Schädigungsszenario ist dieser hier lokal nachgewiesene Umstand als besonders ungünstig zu werten.

- In anderen Grundwassermessstellen wurde zwar temporär ein Wasserstand gemessen, die übrige Beobachtungszeit fielen die Pegel indes trocken (u.a. BK 14c/2011).
- Auffällig ist auf den ersten Blick der Pegel BK 22a/2011, bei dem seit August 2011, ein stetiger Anstieg der Wasserspiegellhöhe zu verzeichnen ist (Anlage 11.14). Allerdings lag hier der Wasserspiegel bis Januar 2012 im Sumpfrohr, in dem sich offensichtlich sehr geringe Mengen Wasser sammelten. Auch der in der

BK 28a/2011 (Anlage 11.18) gemessene Wassertand steht mit seiner Druckhöhe noch innerhalb des Pumpensumpfes und ist nicht repräsentativ.

- In dem kontinuierlich gemessenen Pegel BK 5/2011 war ein fest stetiger Abfall des Wassertandes zu verzeichnen (Anlage 11.3). Eine Beeinflussung durch Niederschlagsereignisse oder einen Zu-/Abfluss ist nicht erkennbar. Der mitten in dem südwestlichen Beckenquadranten liegende Pegel zeigt dennoch auch Ende 2011 noch einen Wassertand, der rund 2,1 m über der Unterkante der Filterstrecke liegt. Im Bereich der Filterstrecke (20,5 m bis 26,0 m) steht sehr kompakter, nur gering geklüfteter Kalkstein an. Bei einem im Teufenbereich 22,4 m bis 26,0 m, also in der Filterstrecke durchgeführten WD-Test (Tabelle 7.2, Teil 1) konnte bei einem maximalen Druck von 3 bar keine Fließrate gemessen werden. In der Summe ist somit anzunehmen, dass es sich in der BK 5/2011 um eine lokalen Aufstau im Pegel handelt.
- Die in den Anlagen 11.22 und 11.23 zusammengetragenen Ganglinien der in dem Tiefenbereich 7 m und 35 m unter Beckensohle ausgebauten Grundwassermessstellen und deren Abgleich mit den Niederschlagsereignissen, zeigt weitgehend konstante Wasserstände mit unterschiedlichem Potential. Die gemessenen Wasserstände variieren zwischen 536,7mNN und rund 560 mNN. Soweit es sich hierbei um begrenzte Schichtwasservorkommen handelt, lassen diese keine hydraulische Verbindung zueinander erkennen. Auch eine Beeinflussung durch (Stark-) Niederschlagsereignisse bzw. -perioden ist nicht erkennbar.
- Auffällig sind die in dem bestehenden Brunnenpegel G 13 (OK Pegel 556 mNN) am nordwestlichen Dammfuß gemessenen Wasserstände (Anlage 11.24), die stark schwanken und offensichtlich auf Niederschlagsereignisse unmittelbar mit Wasserstandsänderungen um mehrere Meter reagieren. Nach dem in Abschnitt 7.2 beschriebenem Ergebnis einer Bohrlochscannermessung dieses Pegels ist dieser vergleichsweise oberflächennah, i.e. zwischen 7,3 m und 9,3 m verfiltert. Der Ausbau ist hinsichtlich der PVC-Verrohrung (DN 50) nach einer Bohrlochscannermessung augenscheinlich über die gesamte Teufe intakt. Gemäß dem in Anlage 3.1.22 dokumentierten Bohrprofil liegt die Filterstrecke im Bereich von mehr als 10 m mächtigen Tonen, Schluffen und Sanden, also vermutlich im Ausläufer der Versturzzone. Soweit hier kein Wasserzutritt über die Geländeoberfläche in die Grundwassermessstelle erfolgt, sind die gemessenen Wasserstände hier auf durch Niederschlagsereignisse gespeiste, oberflächennahe Schichtvorkommen in den Lockergesteinen der Versturzzone zurückzuführen.

In der Summe ist festzustellen, dass in den Lockergesteinen der Versturzzone kein aushaltender Grundwasserleiter vorhanden ist. Auch Hinweise auf Schichtwasservorkommen gibt es nur sehr begrenzt. BK 33/2011 liefert einen entsprechenden Hinweis,



**Bild 7.16** In den Lockergesteinen und dem Kalkstein im Tiefenbereich 7 m bis 35 m gemessene Wasserstände am Stichtag 20.07.2011

da hier an der Basis der Lockergesteine über den gesamten Beobachtungszeitraum ein Wasserstand nachgewiesen wurde. In BK 18b wurde bei der Stichtagsmessung

im Übergangsbereich von Dammkörper zu Kalkstein ein Wasserzutritt festgestellt. Außerdem war am 20.07.2011 in der Grundwassermessstelle BK 18e2/2011 nominal Wasser angetroffen worden, bei dem es sich aber im Sumpfrohr sammelndes Sickerwasser handelt.

Auffällig sind die Wasserstandsentwicklung in dem Pegel G 13 unmittelbar am nord-nordwestlichen Dammfuß. Hier tritt in mindestens 10 tiefen Lockergesteinen der Versturzone Schichtwasser auf.

In den geklüfteten Kalksteinen wurde in mehreren Grundwassermessstellen offensichtlich schwebende und räumlich begrenzte Schichtwasserhorizonte angeschnitten. Eine hydraulische Wegsamkeit zwischen den begrenzten 'Schichtwasserreservoirs' ist ebensowenig erkennbar, wie eine Beeinflussung durch Niederschlagsereignissen. Ein Zutritt von Wasser über die Beckensohle oder aus Einzugsbereichen außerhalb des Beckens ist daher nicht erkennbar.

Allerdings ist auch zu berücksichtigen, dass die im Kalkstein lokal gemessenen Wasserstände teilweise über dem Niveau der Felsoberfläche der benachbarten Versturzone liegen und insoweit eine Interaktion mit den in der Versturzone bis in große Tiefe nachgewiesenen Lockergesteinen zumindest in den vertikalen Kontaktbereichen denkbar ist.

Bild 7.16 fasst die am Stichtag 20.07.2011 in dem Tiefenbereich 7 m bis 35 m unter Beckensohle gemessenen Wasserstände zusammen.

## **7.9 Grundwasserchemismus**

Am 18.11.2011 wurden aus drei zu Grundwassermessstellen ausgebauten Kernbohrungen Wasserproben entnommen und im chemischen Labor auf betonangreifende Eigenschaften untersucht. Die Wasserproben wurden aus den Grundwassermessstellen BK 5/2011 und BK 19c/2011 mit einer Unterwasserpumpe entnommen, während aus der Grundwassermessstelle BK 33/2011 eine Schöpfprobe entnommen wurde. Die Kennwerte der Grundwassermessstellen und die bei der Grundwasserprobenentnahme nach DIN 38402 protokollierten Parameter der Feldmessungen sind in Tabelle 7.10 zusammengefasst.



	BK 5/2011	BK 19c/2011	BK 33/2011
Lage	Beckensohle, ca. Mitte Versturzzone	Beckensohle, südwestlicher 'Ausläufer' Versturzzone, wasserseitiger Dammfuss	Beckensohle, in Anomalie in südöstlichem Bereich
OK Pegel [mNN]	562,35	582,84	562,19
Filterstrecke <sup>1)</sup> [m]	21,25-26,75	18,5-24,0	26,89-33,09
UK (Sumpf-)Rohr <sup>1)</sup> [m]	26,75	27,96	31,89
Ø Pegel	2"	2"	2"
gelotete Tiefe <sup>1)</sup> [m]	26,80	28,09	30,80
Ruhewasserspiegel <sup>1)</sup> [m]	24,46	21,18	29,70
Art der Probennahme	pumpen	pumpen	schöpfen
Gw-Temperatur [°C]	10,7	11,6	10,4
pH-Wert [-]	7,8	7,9	7,9
Leitfähigkeit [µS/cm]	370	516	240
O <sub>2</sub> -Gehalt [mg/l]	3,2	6,0	5,4
Organoleptische Auffälligkeiten	trüb, braun	schwach trüb, farblos	trüb, ocker

<sup>1)</sup> bezogen auf Pegeloberkante

**Tab. 7.10:** Entnommene Wasserproben im Bereich des Oberbeckens mit gemessenen Feldparametern (Entnahme 11.08.2011)

Die entnommenen Wasserproben wurden im chemischen Labor der Intertek Consumer Goods GmbH, Fürth, chemisch auf betonangreifende Eigenschaften untersucht. Die Prüfberichte sind als Anlage 12 dem vorliegenden Gutachten beigelegt. Danach sind alle drei untersuchten Wasserproben nicht betonangreifend im Sinne der DIN 4030:2008-06 bzw. der DIN EN 206-1:2001-07.

## 7.10 Ergebnisse der boden- und felsmechanischen Laborversuche

### 7.10.1 Ergebnisse der im Jahr 2011 durchgeführten Laborversuche

Die Ergebnisse der im Rahmen der umfangreichen, im Jahr 2011 ausgeführten Erkundungsmaßnahmen durchgeführten boden- und felsmechanischen Laborversuche sind im Laborbericht 11/012 des Institutes für Geotechnik der Universität Stuttgart vom 10.11.2011 (Anlage 13.1) dokumentiert. Bei den Untersuchungen standen insbesondere die Eigenschaften der Lockergesteinsfüllung der Versturzzone und die Qualitäten des Kalksteins im Fokus. Nachfolgend werden die wesentlichen Ergebnisse zusammenfassend interpretiert.

#### Verfüllung Versturzzone (Lockergesteine)

Die in den Kernbohrungen und Schürfen erkennbare Variabilität und Heterogenität des die das Oberbecken querenden Versturzzone zeigt sich auch in den klassifizierenden bodenmechanischen Laborversuchen.

Der natürliche Wassergehalt der Lockergesteine wurde an 147 Proben ermittelt. Danach liegt der Mittelwert bei 17,3 %, während die Einzelwerte in einer enormen Bandbreite zwischen 3 % und 41 % variieren, ohne dass in der Streuung eine Tiefenabhängigkeit erkennbar wird, wie die entsprechende Visualisierung in Anlage 13.2.1 zeigt.

Die Atterberg'schen Grenzen wurden an 37 repräsentativ ausgewählten Proben mit erhöhtem bindigen Anteil im Labor bestimmt. Danach liegt der Wassergehalt an der Fließgrenze zwischen  $w_L = 19 \%$  und  $84 \%$ , im Mittel aber bei  $w_L = 45,9 \%$ . Die Ausrollgrenze variiert zwischen  $w_P = 9 \%$  und  $27 \%$ , der Mittelwert beträgt  $w_P = 17,8 \%$ . Auch die Wassergehalte an der Fließgrenze und die Ausrollgrenze variieren somit stark, ohne dass eine tendenzielle Abhängigkeit der Werte von der Tiefe erkennbar wird (Anlagen 13.2.2 und 13.2.3). Die Schrumpfgrenze wurde empirisch nach KRABBE zu  $w_s = 4 \%$  bis  $18 \%$ , im Mittel zu  $10,2 \%$  bestimmt.

Die Plastizitätszahl liegt entsprechend bei  $I_P = 9 \%$  bis  $58 \%$ , im Mittel aber bei  $28,1 \%$ .

Von den 37 hinsichtlich ihrer Konsistenzgrenzen untersuchten Proben besaßen 16 Proben eine steife, häufig dabei im Übergang von steif zu halbfest liegende Konsistenz, 12 Proben eine halbfeste Konsistenz. Bei 6 Proben wurde eine weiche und bei

3 der untersuchten Proben eine breiige Konsistenz festgestellt.

Ausweislich der an 57 ausgewählten Proben bestimmten Korngrößenverteilung ist die Zusammensetzung der Lockergesteine hinsichtlich ihrer Kornfraktionen außerordentlich unterschiedlich und variabel. So variiert die Bandbreite der untersuchten Proben zwischen leicht schluffigen Sanden, bei denen bis zu 95 Gew.-% auf den Sandanteil entfallen bis hin zu schwach schluffigen Tonen, bei denen auf die Feinstkornfraktion bis zu knapp 90 Gew.-% entfallen und der Sandanteil mit nur 2 Gew.-% vertreten ist.

Weit verbreitet und charakteristisch sind schluffige, tonige Sande, bei denen auf die Sandfraktion rund 60 bis 70 Gew.-% entfallen und sich der Feinkornanteil zu rund 10 bis 20 Gew.-% auf die Schluff- und zu 15 bis 25 Gew.-% auf die Tonfraktion verteilt, so dass diese Partien meist als ST\* nach DIN 18196 zu klassifizieren sind.

Ebenfalls weit verbreitet sind (stark) schluffige, schwach tonige Sande, die sich hinsichtlich ihrer Kornfraktion im Mittel zu etwa 70 Gew.-% aus Sanden, zu 15 bis 20 Gew.-%, teilweise auch nur 10 % aus Schluffen und zu 5 bis 15 Gew.-% aus Ton zusammensetzen und die unter Berücksichtigung ihrer plastischen Eigenschaften als SU\* nach DIN 18196 zu klassifizieren sind.

Eine dritte, weit verbreitete und charakteristische Bodenart sind mittel- und ausgeprägt plastische Tone (TM/TA im Sinne der DIN 18106), die zu rund 40 bis 70 Gew.-% aus Ton, zu rund 10 bis 20 Gew.-% aus Schluff und rund 20 bis 40 Gew.-% aus Sand bestehen.

In der Summe sind nach DIN 18196 die hinsichtlich ihrer Kornverteilung und ihrer Konsistenzgrenzen untersuchten 72 Proben aus der Lockergesteinsfüllung der Verstorzone wie folgt zu klassifizieren:

- 17 Proben als ST\* (Sand-Ton-Gemisch mit > 15 % Feinkornanteil),
- 14 Proben als SU\* (Sand-Schluff-Gemisch mit > 15 % Feinkornanteil),
- 12 Proben als TM (mittelplastischer Ton),
- 10 Proben als TA (ausgeprägt plastischer Ton),
- 5 Proben als TL (leicht plastischer Ton),
- 5 Proben als ST (Sand-Ton-Gemisch mit  $\leq$  15 % Feinkornanteil),
- 5 Proben als GU (Kies-Schluff-Gemisch mit  $\leq$  15 % Feinkornanteil) und
- jeweils eine Probe als SE (eng gestufter Sand), als GW (weitgestuftes Kies-Sand-Gemisch), als SU (Sand-Schluff-Gemisch mit  $\leq$  15 % Feinkornanteil) und als UL (leicht plastischer Schluff).

Nutzt man die Korngrößenverteilungskurven, um in grober Näherung die Durchlässigkeitsbeiwerte  $k$  abzuschätzen, so ergibt sich auf Grund der stark variierenden Kornverteilungen und Feinkornanteile eine große Bandbreite. Überwiegend besitzen aber auch die sandig ausgeprägten Partien einen Feinkornanteil  $> 15 \%$ , so dass auch diese Böden mit einem Durchlässigkeitsbeiwert  $k < 1 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$  nur schwach durchlässig sind.

### **Hohlraumfüllung im Kalkstein (Lockergesteine)**

Aus den in den Karsthohlräumen und den Klüften des Kalksteins eingelagerten bindigen Partien wurden insgesamt 42 Bodenproben für bodenmechanische Laborversuche ausgewählt.

Der natürliche Wassergehalt dieser Proben variiert zwischen 7 % und 33 % und liegt im Mittel bei  $w_n = 18,9 \%$ .

Die Konsistenzgrenzen wurden an 8 Proben untersucht. Die Fließgrenze liegt danach bei 28 % bis 74 %, im Mittel bei  $w_L = 27,7 \%$ . Die Ausrollgrenze wurde zu 4 % bis 14 %, im Mittel zu  $w_P = 10,1 \%$  bestimmt. Danach haben fünf dieser Proben eine steife, 2 eine halbfeste und lediglich eine Probe eine breiige Konsistenz.

Die graphische Auswertung der Wassergehalte über die Tiefe zeigt keine tiefenabhängigen Trends (Anlagen 13.3).

Die an insgesamt 18 Proben ermittelten Korngrößenverteilungen zeigen eine mit der Lockergesteinsfüllung der Versturzzone vergleichbare große Bandbreite, auch wenn die aus der Hohlraumfüllung entnommenen Proben tendenziell stärker bindig ausgeprägt sind. So liegt der Anteil der Feinstkornfraktion zwischen 4 % und 87 %, im Mittel bei 28 Gew.-%, der Feinfraktion zwischen 3 % und 35 %, im Mittel bei 15 %, der Sandfraktion zwischen 2 % und 86 %, im Mittel bei 47 Gew.-%, und der Kiesfraktion zwischen 1 % und 39 %, im Mittel bei 11 Gew.-%.

In der Summe sind nach DIN 18196 die hinsichtlich ihrer Kornverteilung und ihrer Konsistenzgrenzen untersuchten 17 Proben aus den Hohlraumfüllungen des Kalksteins wie folgt zu klassifizieren:

- 6 Proben als ST\* (Sand-Ton-Gemisch mit  $> 15 \%$  Feinkornanteil),
- 4 Proben als TA (ausgeprägt plastischer Ton),
- 2 Proben als ST (Sand-Ton-Gemisch mit  $\leq 15 \%$  Feinkornanteil) und
- jeweils eine Probe als SU\* (Sand-Schluff-Gemisch mit  $> 15 \%$  Feinkornanteil), als

TL (leicht plastischer Ton), als TM (mittelplastischer Ton) und als SU (Sand-Schluff-Gemisch mit  $\leq 15$  % Feinkornanteil).

Der in der BK 19c/2011 beim Ausbau der Bohrung im Kalkstein eingeschwemmte Sand besteht nach der Korngrößenverteilung überwiegend aus einem Mittel- und Grobsand, der aber auf Grund seines Feinkornanteils von 8 % bis 12 % als SU bzw. ST nach DIN 18196 zu klassifizieren ist.

### **Weißjura / unverwitterter Kalkstein**

An 39 ausgewählten Kernstücken der im Jahr 2011 ausgeführten Kernbohrungen wurden gemäß der Empfehlung E1 des AK 19 der DGGT einaxiale Druckversuche durchgeführt. Dabei wurde die einaxiale Druckfestigkeit zu  $q_u = 43 \text{ MN/m}^2$  bis  $160 \text{ MN/m}^2$ , im Mittel zu  $q_u = 110 \text{ MN/m}^2$  bestimmt. Der Kalkstein besitzt damit nach DIN 1054:2005-01, Abs. 7.7.4(3), eine nahezu durchgehend harte Festigkeit.

Die Festigkeiten des Kalksteins streuen in der angegebenen Bandbreite, wobei eine Tiefenabhängigkeit (Anlage 13.4) nicht zu erkennen ist.

Der Elastizitätsmodul wurde als Sekantenmodul zu  $E = 11.000 \text{ MN/m}^2$  bis  $45.000 \text{ MN/m}^2$ , im Mittel zu  $E = 32.000 \text{ MN/m}^2$  bestimmt.

Die Dichte der 39 untersuchten Kernstücke liegt zwischen  $\rho = 2,41 \text{ g/cm}^3$  und  $2,69 \text{ g/cm}^3$  und korreliert so mit der nachgewiesenen hohen Druckfestigkeit bzw. Steifigkeit.

Unter den untersuchten Kernstücken waren auch Proben, die aus 'schwebenden' Kalksteinformationen entnommen worden waren, so dass davon auszugehen ist, dass die ermittelten Festigkeiten des Kalksteins auch für solche 'schwebenden' Kalksteinformationen, d.h. für Kalksteinformationen, unter denen wieder Hohlraumfüllungen und Lockergesteine folgen, und für in die Lockergesteinsmatrix gestürzte, jetzt eingelagerte Kalksteinblöcke repräsentativ ist.

Aus den in den tieferen Partien des Kalksteins zunehmend zwischengelagerten Mergelsteinen wurden zwei Proben exemplarisch im Labor untersucht und deren natürlicher Wassergehalt zu 2,6 % bzw. 7,8 % bestimmt. Der geringe Wassergehalt korreliert damit mit der in den Kernkisten angetroffenen mäßig harten und harten Festigkeit dieser Mergelsteinlagen.

## **Ornatenton**

Aus der 82 m tiefen Bohrung BK 12/2011 wurden Proben aus dem den Jurakalkstein unterlagernden Ornatenton entnommen und deren natürlicher Wassergehalt im Labor an zwei Proben zu 9 % bzw. 16 % bestimmt. Diese Werte korrelieren erfahrungsgemäß mit der im Feld angesprochenen festen Qualität des Tonsteins.

Ergänzend wurden mit den Kernbohrungen auch die Dichtungssysteme der Beckensohle und der wasserseitigen Böschung des Ringdammes aufgeschlossen. Aus diesen Bereichen wurden ebenfalls einzelne Bodenproben entnommen und ergänzend zu den Untersuchungen früherer Jahre bodenmechanische Laborversuche durchgeführt.

## **Lehmdichtung Beckensohle**

Aus der mineralischen Dichtungsschicht der Beckensohle, dem Tallehm, wurden drei Proben entnommen und diese exemplarisch im Labor untersucht.

Der natürliche Wassergehalt beträgt 17 % bis 20 %, im Mittel,

An zwei Proben wurde die Fließgrenze zu  $w_L = 42 \%$  und die Ausrollgrenze zu  $w_P = 16 \%$  bestimmt. Mit einer Plastizitätszahl  $I_P = 25,7 \%$  bzw.  $27,6 \%$  und einer Konsistenzzahl  $I_C = 0,83$  bzw.  $0,97$  hatten beide Proben eine steife bzw. bereits im Übergang zu halbfest liegende Konsistenz.

Unter Berücksichtigung der an einer Probe bestimmten Kornverteilung (TU/S/G = 29/42/28/1 Gew.-%) und der zuvor ermittelten Plastizitätseigenschaften ist die Lehmdichtung an der Beckensohle als mitteplastischer Ton (TM) nach DIN 18106 zu klassifizieren.

## **Dränagesand Beckensohle**

Die Korngrößenverteilungskurven des unteren Dränagesandes wurden an drei repräsentativ ausgewählten Eimerproben aus den Kernbohrungen BK 4/2011, BK 6/2011 und BK 8/2011 ermittelt. Danach zeichnet sich der Dränagesand durch eng gestufte Kornverteilungen im Mittel- und Grobsandbereich aus. Der Sandanteil überwiegt mit 92 % bis 97 Gew.-% deutlich den Kiesanteil (1 % bis 5 Gew.-%); der Anteil  $\leq 0,06$  mm

ist nicht bzw. mit maximal 3 % vertreten. Nach DIN 18196 ist der obere und untere Dränagesand damit als enggestufter Sand (SE) zu klassifizieren.

### 7.10.2 Frühere Laborversuche

Die Ergebnisse der im Rahmen der Erkundung April 2010 durchgeführten Laborversuche sind im Laborbericht 10/014 des Institutes für Geotechnik der Universität Stuttgart vom 11.06.2010 (Anlage 13.5) dokumentiert. Bei den Untersuchungen stand insbesondere der Aufbau des Ringdammes im Fokus. Nachfolgend werden die wesentlichen Ergebnisse zusammenfassend interpretiert.

#### ‘Reiner Talschotter’

Der natürliche Wassergehalt des ‘Reinen Talschotters’ wurde an fünf Proben aus den Kernbohrungen BK 1/2010 und BK 2/2010 und aus den Schürfen zu  $w_n = 6\%$  bis  $14\%$ , im Mittel zu  $9,5\%$  bestimmt.

Ausweislich der an diesen fünf Proben ebenfalls bestimmten Korngrößenverteilung überwiegt der Kiesanteil mit  $57\%$  bis  $67\%$  Gew.-%; die Sandfraktion ist mit  $28\%$  bis  $30\%$  Gew.-% deutlich und die Schlufffraktion mit  $5\%$  bis  $13\%$  Gew.-% eher gering vertreten. Nur in einer Probe war ein mit  $6\%$  Gew.-% merklicher Anteil der Tonfraktion vorhanden. Der damit überwiegend als schwach schluffiger, sandiger Kies zu beschreibende Talschotter ist somit nach DIN 18196 als weitgestufte Kies (GW) bzw. als gemischtkörniger Boden und hier als Kies-Schluff-Gemisch (GU) zu bezeichnen.

An einer Probe wurde die Feuchtdichte exemplarisch zu  $\rho = 2,05 \text{ g/cm}^3$  bestimmt.

#### Oberer und unterer Dränagesand

Die Korngrößenverteilungskurven des Oberen Dränagesandes wurden an drei repräsentativ ausgewählten Eimerproben aus den Schürfen und diejenigen des Unteren Dränagesandes an zwei Proben aus den Kernbohrungen BK 1/2010 und BK 2/2010 ermittelt. Da für beide Dränageschichten augenscheinlich vergleichbares Material eingebaut wurde, kann auch die Analyse gemeinsam erfolgen. Danach zeichnet sich der Dränagesand durch eng gestufte Kornverteilungen im Mittel- und Grobsandbe-

reich aus. Der Sandanteil überwiegt mit 75 % bis 94 Gew.-% deutlich den Kiesanteil (6 % bis 24 Gew.-%); der Anteil  $\leq 0,06$  mm ist nicht vertreten. Nach DIN 18196 ist der obere und untere Dränagesand damit als enggestufter Sand (SE) zu klassifizieren.

Aus den Korngrößenverteilungskurven kann in grober Näherung der Durchlässigkeitsbeiwert  $k$  nach der Formel von BEYER (1964) ermittelt werden. Mit diesem Ansatz ergibt sich der  $k$ -Wert für die eng gestuften Sande zu etwa  $k = 4 \cdot 10^{-4}$  m/s bis  $7 \cdot 10^{-4}$  m/s. Die von BRETH [1958] angegebene Durchlässigkeit der Sandschichten von  $k = 2 \cdot 10^{-4}$  m/s ist etwas geringer, wobei unklar ist, ob es sich bei dem von BRETH genannten Wert um einen Soll-Wert oder einen labortechnisch an tatsächlich eingebauten Material bestimmten Durchlässigkeitsbeiwert handelt. Unabhängig hiervon sind die Dränagesande funktionsgerecht als 'stark durchlässig' zu klassifizieren.

Der an den drei Proben aus dem oberen Dränagesand und zwei Proben aus dem unteren Dränagesand ermittelte natürliche Wassergehalt von  $w_n = 4$  % bis 16 % ist bei dem geringen Feinkornanteil ohne bodenmechanische Bedeutung und wird primär durch den Austrocknungsgrad der ursprünglich teilweise eingestauten oberen Dränagesande beeinflusst.

### **Tonbeton (Dammdichtung)**

Die Korngrößenverteilung des Tonbetons wurde an insgesamt zehn, aus Schürfen und Kernbohrungen entnommenen Bodenproben untersucht. Danach überwiegt in der Regel die Kiesfraktion mit 51 % bis 66 % Massenanteil, während der Anteil der Sandfraktion bei 18 % bis 33 %, der Schluffanteil bei 8 % bis 13 % und der Feinstkornanteil bei 5 % bis 8% liegt. Das Material ist also extrem weit gestuft ( $U \gg 100$ ). Das Körnungsband der im April 2010 untersuchten Proben aus dem Tonbeton entspricht den von BRETH 1958 dokumentierten Einbaubedingungen.

Lediglich bei den aus dem Schurf S 5 entnommenen Proben, bei denen der dem Opalinuston beigefügte Kiesanteil fehlte, ergab sich mit einer Korngrößenverteilung von 1-2 Gew.-% Kiesanteil, 33-36 Gew.-% Sandanteil, 32-35 Gew.-% Schluffanteil und 30-31 Gew.-% Tonanteil eine deutlich andere Zusammensetzung des Materials, das hier offensichtlich aus Opalinuston mit Sandzugabe besteht.

Die Feuchtdichte des Tonbetons wurde an insgesamt fünf Proben untersucht, wobei die an den 'Opalinuston'-Proben aus dem Schurf S 5/2010 ermittelte Dichte mit  $\rho = 1,73$  g/cm<sup>3</sup> naturgemäß niedriger ist als die an den übrigen Tonbeton-Proben be-



stimmte Dichte von  $\rho = 1,81 \text{ g/cm}^3$  bis  $2,24 \text{ g/cm}^3$ .

Die Plastizitätseigenschaften des Tonbetons wurden an drei ausgewählten Proben (davon zwei Proben aus S 5) untersucht. Dabei ergab sich ein Wassergehalt an der Fließgrenze von  $w_L = 31 \%$  bis  $39 \%$ , im Mittel von  $w_L = 35,5 \%$  und an der Ausrollgrenze von  $w_P = 14 \%$  bis  $16 \%$ , im Mittel von  $w_P = 15,0 \%$ . Mit Plastizitätszahlen  $I_P = 16 \%$  bis  $23 \%$ , im Mittel  $I_P = 21 \%$ , waren die untersuchten Proben entsprechend der Einordnung in das Plastizitätsdiagramm nach DIN 18196 als mittelplastischer Ton (TM, 2 Proben) bzw. als leicht plastischer Ton (TL, 1 Probe) einzustufen. Die Konsistenz  $I_C$  liegt bei  $0,78$  bis  $0,92$ , was jeweils einer steifen Konsistenz entspricht.

Die an 12 Proben bestimmten natürlichen Wassergehalte liegen zwischen  $w_n = 6 \%$  und  $11 \%$ , im Mittel bei  $w_n = 9,1 \%$ , wenn man die aus S 5 entnommenen 'Opalinuston'-Proben mit  $w_n = 20 \%$  bis  $26 \%$  getrennt betrachtet. Unter vereinfachter Zugrundelegung der zuvor erörterten, mittleren Plastizitätsgrenzen besitzen danach die Proben eine überwiegend halbfeste, nur untergeordnet auch eine steife Konsistenz.

Auf der Basis der Korngrößenverteilung ist der Tonbeton überwiegend als schwach toniger, schwach schluffiger, sandiger Kies zu bezeichnen und nach DIN 18196 als Kies-Schluff-Gemisch (GU) zu klassifizieren. Lediglich dort, wo der Kiesanteil fehlt (S 5), prägen die bindigen Anteile das bodenmechanische Verhalten des hier überwiegend als mittelplastischer Ton (TM) zu klassifizierenden Tonbetons (gemahlener Opalinuston mit Sandzugabe).

Die Scherfestigkeit des Tonbetons konnte auf Grund des hohen Kieskornanteils nur an einer aus dem Schurf S 5/2010 entnommenen Probe mit hier, wie beschrieben, fehlendem Kiesanteil bestimmt werden. Diese Probe ist daher hinsichtlich der Scherfestigkeit als 'Negativauswahl' zu betrachten. Die in einem Triaxialversuch nach DIN 18137-CU bestimmten dränierten Scherfestigkeiten  $\varphi' = 22^\circ$  und  $c' = 18,1 \text{ kN/m}^2$  liefern damit einen für einen steifen bis halbfesten Ton charakteristischen Wert.

Für die Bestimmung des Durchlässigkeitsbeiwertes wurden zwei Versuche nach DIN 18130-TX-DE-ST-U0-2, also mit einem konstanten hydraulischen Gefälle von  $i = 30$  an ausgewählten Proben durchgeführt, wobei eine Probe wiederum dem 'Opalinuston'-Material aus dem Schurf S 5/2010 entnommen wurden, die zweite Probe hingegen der Bohrung BK 1. Die in diesen Versuchen ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerte liegen bei  $k = 2 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$  (BK 1) und  $k = 7 \cdot 10^{-11} \text{ m/s}$  (S 5). BRETH berichtet 1958, dass die Durchlässigkeit des Tonbetons nach dem Einbau zwischen

$k = 1 \cdot 10^{-10}$  m/s und  $k = 9 \cdot 10^{-10}$  m/s schwankte. Die 2010 labortechnisch ermittelten Durchlässigkeiten, die geringer sind als die 2005 mit  $k = 5 \cdot 10^{-6}$  m/s bis  $1 \cdot 10^{-9}$  m/s ermittelten Durchlässigkeitsbeiwerte, liegen damit weitgehend in der beim Einbau nachgewiesenen Größenordnung und weisen die Dichtwirkung der Tonbetonsohle nach.

### **Lehmhaltige Steinschüttung**

An zwei Proben aus der Steinschüttung wurde die Korngrößenverteilung bestimmt. Danach liegt der Kiesanteil bei 57-68 Gew.-%, der Sandanteile bei 22-26 Gew.-% und der Schluffanteil bei 10-17 Gew.-%. Der schwach schluffige, sandige Kies ist als GW bzw. als GU nach DIN 18196 zu klassifizieren.

### **Dammschüttung (Stützkörper)**

Die Korngrößenverteilungskurven des Dammsstützkörpers wurden an vier Eimerproben aus den Bohrungen BK 1/2010 bis BK 3/2010 bestimmt. Dabei ist zu berücksichtigen, dass das anstehende Dammschüttmaterial durch den Bohrvorgang vermutlich zerbohrt wurde, und das entnommene Probenmaterial in seiner Korngröße nicht dem anstehenden Steinen und Blöcken aus Kalkstein entspricht. So besteht das untersuchte Material zu 52 Gew.-% bis 78 Gew.-% aus Kiesen, zu 13 Gew.-% bis 26 Gew.-% aus Sanden und zu 9 Gew.-% bis 27 Gew.-% aus Schluffen. Nach DIN 18196 sind die untersuchten Proben als weit gestufte Kiese (GW) zu klassifizieren.

Der geringe natürliche Wassergehalt von  $w_n = 4 \%$  bis  $10 \%$  zeigt eine sehr geringe Restfeuchte im Dammkörper.

### **Verfüllung Versturzzone (Lockergestein)**

An der Basis des Dammkörpers wurde in den Kernbohrungen BK 3/2010 und BK 5/2010 in Form von Verwitterungslehm stark verwittertes Material angetroffen, das der Verfüllung der Versturzzone zuzuordnen ist.

Der Verwitterungslehm, besitzt mit einem natürlichen Wassergehalt von  $w_n = 33\%$  bis  $35\%$  bereits Eigenschaften eines bindigen Lockergesteins. Dessen Eigenschaften können mit den Plastizitätsgrenzen beschrieben werden, die an zwei Proben untersucht wurden: Der Wassergehalt an der Fließgrenze wurde zu  $w_L = 69\%$  bzw.  $82\%$  bestimmt, der Wassergehalt an der Ausrollgrenze jeweils zu  $w_P = 25\%$ . Mit einer Plastizitätszahl von  $I_P = 0,44$  bzw.  $0,86$  ergibt sich aus dem Plastizitätsdiagramm nach Casagrande eine Klassifizierung des Verwitterungslehms als ausgeprägt plastischer Ton (TA nach DIN 18196). Konsistenzzahlen von  $I_C = 0,78$  bzw.  $0,86$  belegen die auch im Feld angesprochene steife Konsistenz des Verwitterungslehms. Die an den beiden Proben bestimmten Korngrößenverteilungskurven zeigen einen Feinstkornanteil von 60-73 Gew.-%, einen Schluffanteil von 12-25 Gew.-% und einen Sandanteil von 15 Gew.-%.

Das in den Bohrungen BK 1/2010 und BK 2/2010 unter dem Dammschüttkörper anstehende, zunächst als verwitterter Kalkstein angesprochene Material ist bei der BK 1/2010 vermutlich der Auffüllung im Ausläufer der Kainsbacher Senke zuzuordnen. Nach der Korngrößenverteilung handelt es sich hier um einen schwach tonigen, schwach schluffigen, sandigen Kies mit Massenanteilen von T/U/S/G = 0/20/28/52 Gew.-%, der als Kies-Schluff-Gemisch (GU) klassifiziert werden kann.

Das in der BK 2/010 aufgeschlossene Material ist ein schwach toniger, schluffiger, stark kiesiger Sand mit Massenanteilen von T/U/S/G = 0/23/46/31 Gew.-%, der nach DIN 18196 als weitgestufter Sand (SW) beschrieben werden.

### **Weißjura / unverwitterter Kalkstein**

An acht ausgewählten Kernstücken der Bohrungen BK 1 bis BK 3 im Bereich des unverwitterten Kalksteins wurden gemäß der Empfehlung E1 des AK 19 der DGGT einaxiale Druckversuche durchgeführt. Dabei wurde die einaxiale Druckfestigkeit zu  $q_u = 78 \text{ MN/m}^2$  bis  $165 \text{ MN/m}^2$ , im Mittel zu  $q_u = 130 \text{ MN/m}^2$  bestimmt. Der Kalkstein besitzt damit nach DIN 1054:2005-01, Abs. 7.7.4(3) eine harte Festigkeit.

Der Elastizitätsmodul wurde als Sekantenmodul zu  $E = 20.000 \text{ MN/m}^2$  bis

59.000 MN/m<sup>2</sup>, im Mittel zu  $E = 32.000 \text{ MN/m}^2$  bestimmt.

Die Dichte der acht untersuchten Kernstücke liegt zwischen  $\rho = 2,55 \text{ g/cm}^3$  und  $2,65 \text{ g/cm}^3$  und korreliert so mit der nachgewiesenen hohen Druckfestigkeit bzw. Steifigkeit.

### 7.11 Mineralogische und chemische Untersuchungen an Bodenproben

Im Zusammenhang mit der Herstellung von Probesäulen im Düsenstrahlverfahren wurden begleitend mineralogische und chemische Untersuchungen an ausgewählten repräsentativen Proben aus dem Lockergesteinen in der Versturzzone bzw. an Proben aus in den Säulen hergestellten Kernbohrungen durchgeführt. Die Ergebnisse sind in dem meiner Stellungnahme [U07] beigefügten Bericht des Labors Dr. Baermann & Partner vom 20.01.2012 dokumentiert.

Danach ergeben sich im Hinblick auf die mineralogische und chemische Zusammensetzung der Lockergesteine folgende Erkenntnisse:

- Die röntgendiffraktometrischen Untersuchungen der hellgrauen und rötlich-braunen Tone lassen keine quellfähigen, aktiven Tone erkennen. Es handelt sich vielmehr um einen sehr reinen Kaolinit, der nur Spuren von feinstverteiltem Quarz enthält (< 2 %) und dadurch auch nur eine sehr geringe Dispergierfähigkeit aufweist. Bereits bei der Präparation der Bodenproben, hier insbesondere des hellgrau-weißlichen Tons, zeigten sich erhebliche Schwierigkeiten, eine vollständige Dispergierung des Materials zu erreichen. Erst nach mehrfachen Spülungen mit destilliertem Wasser und Ultraschallbad-Behandlungen gelang es, die reinen Tonfraktionen für die Analytik zu isolieren.
- Weitere Tonminerale wie Glimmerminerale oder Illite wurden nicht festgestellt. Karbonatanteile oder Sulfate liegen ebenfalls nicht vor.
- Ton-organische Komplexe sowie Karbonate und Sulfate sind nicht nachweisbar.
- In den weißlichen und in den roten Tönen ist eine ähnliche Zusammensetzung nachweisbar. Auch in den Schluff-Fraktionen sind bei beiden Proben primär die Kaolinite vorherrschend.

- Der Quarzanteil als mögliche stabilisierende Komponente ist nur in den Feinsandfraktionen und größeren Fraktionen in geringen Anteilen nachweisbar und demzufolge bezogen auf die Gesamtfaktionen für das Lockergesteinsmaterial unbedeutend. Ein durch gröbere Quarzpartikel vorliegendes, stützendes Korngerüst konnte bei diesen beiden Böden daher nicht ausgebildet werden.

Weitere Details können der Stellungnahme [U07] entnommen werden.

## **8 Baugrundsituation**

### **8.1 Geologie / Untergrundsituation**

Das Oberbecken des Pumpspeicherkraftwerkes Happurg befindet sich auf den Kalksteinen des Malm alpha. Diese bestehen aus mittel- bis dickbankigen Kalksteinen mit - speziell im unteren Teil der Abfolge - einzelnen Zwischenlagen von Mergelkalkstein, Mergelstein, kalkigen Mergelstein und Mergelsteinen. Letztere sind unterschiedlich stark verwittert und können den Zustand eines halbfesten Tons erreichen. Abgelagert wurden die Kalke und Mergel in einem flachen Meer.

Die Folge des Malm alpha erreicht eine Gesamtmächtigkeit von etwa 60 m und liegt dem sogenannten Ornatenton auf, der dem Dogger zeta zugeordnet ist und etwa 10 m mächtig sein dürfte. Es handelt sich um feingeschichtete dunkelgraue Tonsteine mit geringem Kalkgehalt.

Während der Kreide- und der Tertiärzeit war das Gebiet Landoberfläche mit tropischen bis wüstenhaften klimatischen Bedingungen. Die Kalksteine waren während dieser etwa 140 Millionen Jahre langen Phase der Verwitterung, Abtragung und Verkarstung ausgesetzt. In den dabei entstehenden Oberflächenvertiefungen, Poljen, Karren und Karsttäler lagerten sich Residual-Lehme (als Reste der Kalklösung), Sand, Schluffe und Tone ab, in die immer wieder Kalkstein-Brocken oder Gerölle eingelagert sind. Ganz überwiegend sind diese Sedimente durchmischt und umgelagert, was sich am einfachsten durch murenartige Schlammströme und Rutschungen bei sporadischen Starkniederschlägen in einem Wüstenklima erklären lässt.

Die Gesteine des Jura sind tektonisch schwach beansprucht und lagern im Bereich des Oberbeckens fast söhlig, i.e. in Ost-West-Richtung praktisch horizontal, in Nord-Süd-Richtung mit im Mittel 1,3 Grad Neigung nach Süden. Die Schichtneigung des etwas welligen Malm-Kalkstein variiert zwischen 0 und 6 Grad.

Die Kalksteine des Malm alpha weisen eine ausgeprägte Klüftung aus, die ganz überwiegend etwa senkrecht steht. Die vorherrschenden Streichrichtungen sind NW-SE und NE-SW (siehe Abschnitt 7.2). Bei den NW-SE streichenden Klüften kann im Mittel ein Kluftabstand von 30 cm bis 50 cm angegeben werden (engständig), bei der anderen Richtung ein mittlerer Abstand von 80 cm (mittelständig). Die Länge der Klüfte variiert stark: in den Bohrkernen wurde die längste durchgehende Kluft mit 3,5 m Länge ermittelt, überwiegend liegt die Länge durchgehender Klüfte jedoch bei 0,3 m bis 0,8 m. Die Klüfte enden dann sehr häufig an Schichtgrenzen. An den Bohrkernen und den Aufnahmen des Bohrloch-Scanning konnten alle Stadien der Öffnung, von geschlossen, mit Calcit verheilt, teilweise geöffnet bis offen beobachtet werden.

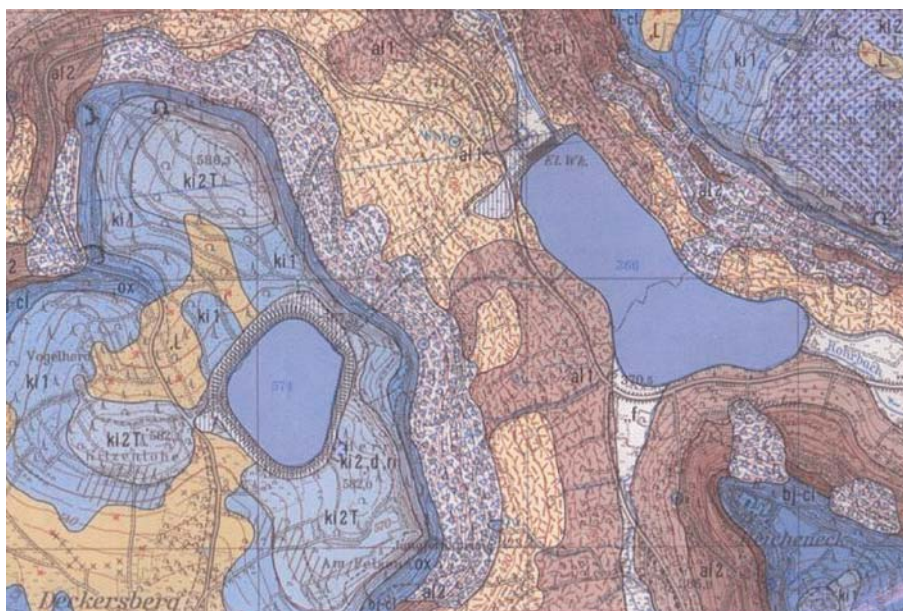
Die Kalksteine der oberen zwei Drittel des Malm alpha sind mäßig bis stark verkarstet, d.h. die Klüfte sind durch Lösungsvorgänge häufig um mehrere Zentimeter aufgeweitet. Vereinzelt treten verfüllte Hohlräume von bis zu 17 m Höhe auf; deren seitliche Erstreckung im Zuge der laufenden Erkundungsmaßnahmen nicht ermittelt werden konnte.

Die Füllung der erweiterten Klüfte besteht meist aus festem bis halbfestem kiesführendem Lehm (kantige Kalkstein-Fragmente). Die größeren Hohlräume sind ganz überwiegend mit schluffigen Sanden lockerer Lagerungsdichte bzw. sandigen Schluffen weicher bis steifer Konsistenz gefüllt, die höchstwahrscheinlich aus der Periode Kreide/Tertiär stammen. Sediment-freie Hohlräume wurden nur selten angetroffen und wiesen dann Höhen von maximal 1 m auf.

Das untere Drittel der Kalksteine des Malm alpha ist - sicherlich wegen der zwischengelagerten Mergel- und Mergelkalksteine - deutlich weniger stark verkarstet. Die in diesem Bereich deutlich geringere Systemdurchlässigkeit wird durch die Ergebnisse der hydraulischen Bohrlochversuche (Abschnitt 7.3) bestätigt.

Ein Ausschnitt der geologischen Karte im Ausschnitt Happurg (Bild 8.1) zeigt, dass das Oberbecken im Wesentlichen in den Malm-Kalken ('ki 1': unters Kimmerdige (unter Teil des Malm bzw. Oberjura; 'ki 2 d': mittleres Kimmerdige, dolomitisiert) lagert, das aber auch Lehm-Ablagerungen ('L') in einer räumlichen Verteilung in der

geologischen Karte wiedergegeben werden, die Anschluss findet, an die unter dem Becken erkundete kreidezeitlichen und tertiären Verstürzhöhlen-Füllung



**Bild 8.1** Auszug aus der geologischen Karte im Bereich Happing

In dem vom Bayerischen Landesamt für Umwelt, Referat 106: Ingenieurgeologie, Georisiken, auf der Basis von Zwischenergebnissen erstellten Vermerk [U01] vom Oktober 2011 wird hinsichtlich der geologischen Zusammenhänge Folgendes ausgeführt:

*„Der Bereich des Deckersbergs, auf dem das Oberbecken PSW Happing liegt, wird von folgenden Schichtgliedern aufgebaut. Im Tal von Happing steht Dogger Alpha (Opalinuston) an. Dieser ist überwiegend tonig bis schluffig ausgebildet und als sehr rutschanfällig bekannt. Darüber folgt der Dogger Beta (Eisensandstein), der basal als feinkörniger Glimmersandstein ausgebildet ist. Über diesem Sandstein liegen die Sandsteine des sog. Hauptwerksandsteins, die mindestens 15 Meter mächtig sind. Im oberen Abschnitt des Dogger Beta sind mit dem Disciteston schluffige, teils sandige Tone eingeschaltet. Darüber folgen die Schichten des Dogger Gamma bis Zeta, die eine Abfolge von Kalksandsteinen Mergelkalen bis zu den Mergeltonen des Ornatenton aufweisen. Der Ornatenton tritt im Bereich des Deckersbergs als Hauptgrundwasserstauer auf. Darauf*

lassen sich auch die zahlreichen Quellaustritte um den Deckersberg herum zurückführen. Ähnlich wie der Opalinuston ist auch der Ornatenton als sehr rutschanfällig bekannt. Die Mächtigkeit des Ornatentons liegt normalerweise zwischen 3,8 und 9,0 m, ist aber im Bereich Happurg aufgrund der vorliegenden Bohrungen eher an der unteren Grenze anzusiedeln.

Über dem mittleren Jura (Dogger) liegt eine mächtige Abfolge von Kalken des Oberen Juras (Malm). Die dolomitische Fazies ist im Bereich des Deckersbergs kaum vertreten. In diese Kalke sind nur zweimal geringmächtige mergelreiche Partien eingeschaltet. Im tieferen Teil handelt es sich dabei um die sog. Platynota-Mergel und im oberen Abschnitt um die sog. Crussoliensis-Mergel. Beide Mergellagen gehören zum Malm Gamma und werden durch eine mächtigere Kalkabfolge („Ataxioceraten-Schichten“) getrennt. Die Geringmächtigkeit dieser Mergel führt dazu, dass es in diesem Bereich jeweils nur zu einem geringmächtigen schwebenden Grundwasserspiegel kommen kann. Diese dürften jeweils nur lokal ausgebildet sein, da in den vorliegenden Pegelmessungen keine andauernden und durchgehenden Grundwasserstände im höheren Malm gemessen werden konnten. Der tiefere Anteil des Malm Delta ist wiederum als Kalk ausgebildet, der obere überwiegend dolomitische Teil ist im Bereich des Deckersbergs nicht aufgeschlossen. Die Kalke und untergeordnet auch Dolomite des oberen Juras (Malm) weisen generell eine intensive Klüftung und Verkarstung auf. Vor allem die Klüfte in den Malmkalken sind nur teilweise verfüllt, weshalb der Bereich oberhalb des Ornatentons insgesamt gesehen als großer Kluffgrundwasserkörper dient.

Eine Besonderheit im Bereich des Deckersbergs ist eine in der Literatur immer als „Störungszone“ bezeichnete Struktur, die in Nordsüdrichtung vor allem im Westteil des Oberbeckens PSW Happurg anzutreffen ist. Bei dieser Struktur handelt es sich um ein altes Karst-/Höhlsystem, das in einer ersten Phase infolge einer langen tropischen Verkarstung während der Unterkreidezeit vor 100 bis 140 Millionen Jahren entstanden ist. Während der Oberkreide wurden diese Hohlräume z. T. mit den Sanden der sog. Schutzfelsschichten verfüllt. Danach folgte zum Beginn des Tertiärs vor etwa 65 Millionen Jahren wiederum eine lange tropische bis subtropische Verkarstungsphase mit der Entstehung von Hohlräumen. Auch diese wurden im jüngeren Tertiär bis heute wiederum zu einem großen Teil ver-



*füllt. Bei den letzteren Ablagerungen handelt es sich aber überwiegend um dem Ablehm entsprechende Sedimente. Diese sind bevorzugt tonig bis schluffig ausgebildet, beinhalten aber auch als Residualrückstände Komponenten von Dolomiten und Hornsteinen. Zudem sind sowohl in die Sande als auch die Mergel (Ablehm) unterschiedlich große Karbonatblöcke eingelagert. Bei diesen handelt es sich um Blöcke, die infolge von Karsteinbrüchen oder auch Felsstürzen in diese Sedimente eingelagert wurden. Insgesamt gesehen ist dieses Karst-Höhlensystem mit sehr inhomogenen Sedimenten gefüllt, die als „Diamikt“ bezeichnet werden können. Im basalen Teil überwiegen in den insgesamt sehr inhomogen aufgebauten Sedimenten dieses Karst-/Höhlensystems die sandigen Ablagerungen, im oberen Teil ist der Diamikt überwiegend tonig bis schluffig ausgebildet.*

Die umfangreichen direkten (Bohrungen, Schürfe) und indirekten, vor allem geophysikalischen Erkundungsmaßnahmen im Jahr 2011, hatten die Charakterisierung der Versturzzone ('Störzone') hinsichtlich ihrer räumlichen Ausdehnung sowie Aussagen zur Zusammensetzung der die Versturzzone füllenden Lockergesteine zum Ziel.

Die vorliegenden Befunde der Erkundungsmaßnahmen bescheinigen der Störzone eine ausgesprochen heterogene Struktur. Die nach Abschluss der zweiten Erkundungsphase als summarisches Ergebnis der Auswertung der direkten und indirekten Erkundungen entwickelte Karte der Felsoberfläche (Anlage 9.2, hier: Anlage 10) zeigt eine auch kleinräumig signifikant variierende Höhenlage der Felsoberfläche. So sind steile Kontaktbereiche (Flanken) zwischen Lockersedimenten und Kalkstein nicht nur in den äußeren Rändern der Versturzzone, sondern auch innerhalb der Versturzzone zu erwarten. So ist beispielhaft darauf hinzuweisen, dass zwischen zwei 10 m voneinander benachbarten Profilen die Höhenlage der Felsoberfläche bereichsweise um 10 m variiert.

Auch wenn die Karte der Felsoberfläche (Anlage 9.2, hier: Anlage 10) als Erwartungsmodell für die Ausführung von Sanierungsmaßnahmen im Untergrund genutzt werden kann, so ist hervorzuheben, dass dieser Karte Hinweise auf in den Lockergesteinen der Versturzzone eingelagerte isolierte Kalksteinvorkommen ebenso wenig entnommen werden können wie Hinweise auf unter einer gegebenenfalls nur geringmächtigen Kalksteindecke anstehende Lockergesteine. Es ist daher unverzichtbar, stets die Ergebnisse der Kernbohrungen sowie der in der Komplexinterpretation der

geophysikalischen Ergebnisse entwickelten Profile (Anlage 9.1, hier: Anlagen 4.1 bis 4.6; Anlage 9.2, hier: Anlagen 9.1 bis 9.4) ergänzend zu berücksichtigen.

Auf die Ausführungen in Abschnitt 7.6 des vorliegenden Gutachtens, hier insbesondere im Abschluss von Abschnitt 7.6.3, wird gesondert hingewiesen.

Neben einer variablen Tiefe der Oberfläche des Kalksteins treten innerhalb der Versturzonenfüllung, die vorwiegend aus Tonen, stark sandigen Schluffen und schluffigen Sanden besteht, Kalksteinvorkommen mit variabler Tiefenerstreckung auf. Schürfe im Bereich der aktuellen Erdfälle zeigen einen Wechsel der Beschaffenheit, d.h. auch von Lockergesteinen und Kalken, auf kurzen Distanzen. So treten vertikale Flanken der Kalke auf; unter anderem sind kompakte Kalksteinblöcke mit mehreren Metern Kantenlänge freigelegt worden. Angesichts solcher Bedingungen kann weder mit punktuellen Aufschlüssen noch mit den systemimmanent mit Unschärfen behafteten geophysikalischen Messungen ein hinreichend geschlossenes und detailliertes Bild der Versturzzone gewonnen werden. Insbesondere ist bei der Tendenz zu steil stehenden Trennflächen zu erwarten, dass die direkten Baugrundaufschlüsse nur für einen sehr kleinen Umkreis um den Bohrpunkt repräsentativ sind. Bei den geophysikalischen Messungen führen indes die Mittelwertbildungen zwischen benachbarten Profilen dazu, dass solche räumlich eng begrenzten Strukturen nicht diskret abgebildet werden können. Dies ist bei der Interpretation der geophysikalischen Daten und deren Korrelation mit den Bohrlochdaten zu beachten.

Darüber hinaus muss im Ergebnis des in Abschnitt 7.6.3 dokumentierten Abgleichs zwischen direkten und indirekten Erkundungsergebnisse mit einer systematischen Unschärfe des geophysikalischen Prognosemodells (Anlage 9.2: hier Anlage 10) gerechnet werden, die hinsichtlich der Höhenlage der Felsoberfläche bei im Mittel  $\pm 2,6$  m liegt, lokal aber auch mehr als 10 m betragen kann.

Es ist innerhalb der Lockergesteine der Versturzzone zum einen verbreitet mit lokal aufsteigenden Kalksteininformationen, die auf der Basis der vorliegenden Erkundungsergebnisse vorab nicht erkannt werden können, sowie mit unterschiedlich großen Blöcken (auch mit Kantenlängen  $> 0,60$  m) zu rechnen, die infolge von Karsteibrüchen oder Felsstürzen in die Lockersedimente eingelagert wurden.

Zum anderen ist aber auch lokal mit lockergesteinsgefüllten Spalten und räumlich eng begrenzten Karststrukturen zu rechnen, die sich tiefenmäßig noch deutlich unter die im Ergebnis der Komplexinterpretation prognostizierte Felsoberfläche erstrecken können.

In bodenmechanischer Hinsicht können die Baugrundverhältnisse unter dem Oberbecken des Pumpspeicherkraftwerkes Happurg wie folgt zusammengefasst werden:

- Das im Jurakalkstein liegende Becken wird von einer Versturzzone gequert, die zwischen 60 m und 80 m, teilweise auch bis zu 120 m breit ist und bis in eine Tiefe von in der Regel 15 m bis 22 m, lokal auch bis > 35 m Tiefe unter aktueller Beckensohle durch Lockergestein gefüllt ist.
- Diese **Lockergesteine** sind außerordentlich inhomogen aufgebaut und lassen jede horizontale Schichtung oder gleichförmige Struktur vermissen, da die Lockersedimente infolge von murrenartigen Schlammströmen eingetragen wurden. Die Sedimente sind bereichsweise bevorzugt schluffig und tonig ausgebildet, beinhalten dann aber auch als Residualrückstände Dolomit- und Hornsteine. Es gibt aber auch große Bereiche, in denen die Sedimente sandig ausgebildet sind und das nicht vorbelastete Material dann bröckelig-locker und erdfeucht ansteht. In bodenmechanischer Hinsicht handelt es sich bei den Lockersedimenten im Wesentlichen um farblich zuweilen außerordentlich stark variierende schluffige Sande und sandige Schluffe, die als Sand-Schluff- und Sand-Tongemische (ST\*, SU\* nach DIN 18196) zu klassifizieren sind. Bereichsweise ist die Störzonenfüllung auch verstärkt bindig, d.h. tonig ausgebildet (TM, TA nach DIN 18196) und besitzt hier eine steife und halbfeste Konsistenz. Eng gestufte Sande (SE) mit geringem Feinkornanteil wurden nur lokal in Form von eingeschalteten Linsen oder Adern erkundet.
- In der Störzone sind in das Lockergesteinsmaterial immer wieder - auch auf kurze Distanz - wandartige und/oder blockförmige Kalksteinstrukturen sowie einzelne Blöcke infolge von Karsteinbrüchen und Felsstürzen eingebettet.
- Die Situation in der Störzone und ihrem Randbereich ist außerordentlich komplex. In etwa 20 m voneinander entfernten Bohrungen wurden wiederholt völlig voneinander abweichende Aufschlüsse gewonnen, die nicht korreliert werden können.
- Die Ausgestaltung der seitlichen Flanken der Versturzzone ist nicht im Detail bekannt. Es ist aber anzunehmen, dass die Flanken des Kalksteins überwiegend steil ausgeprägt sind, oft dabei nahezu senkrecht, lokal auch mit Überhängen. Bereichsweise kann der in den Flanken anstehende Kalkstein auch im Verbund gelockert und bereits in Richtung Versturzzone verkippt sein.
- Darunter stehen die hellbeigen **Kalksteine des Malm alpha** als harter, kompakter Fels an, der oft mit 20 cm bis 60 m Kernstücklänge in die Kernkisten abgelegt wurde. Häufig waren in den nur gering geklüfteten Kalkstein Eisen- und Mangan-

Beläge eingelagert. Die Kalksteine weisen eine ausgeprägte Klüftung aus, die ganz überwiegend etwa senkrecht orientiert steht. Die vorherrschenden Streichrichtungen sind NW-SE und NE-SW. Der mittlere Kluftabstand variiert stark, beträgt bei den NW-SE streichenden Klüften aber im Mittel ca. 30 cm bis 50 cm (engständig), bei den NE-SW streichenden Klüften im Mittel ca. 80 cm (mittelständig).

- In zahlreichen Kernbohrungen wurden in den Kalken des Malm alpha offene und gefüllte Hohlräume angetroffen. Bei den Hohlraumfüllungen handelt es sich meist um stärker bindig ausgeprägte Lockergesteine in Form von sandigen Schluffen und sandigen, schluffigen Tonen, die als Sand-Ton-Gemische (ST\*) und ausgeprägt plastischer Ton (TA) nach DIN 18196 klassifiziert werden können und überwiegend eine steife und halbfeste Konsistenz haben.

Ergänzend ist anzumerken, dass sich nordöstlich und östlich des Oberbeckens am Hang des Deckersbergs zum Happurger Tal mehrere ältere Rutschbereiche unterschiedlicher Art und Aktivität befinden, die u. a. auch im Geologischen Gutachten von Lahmeyer International vom 15.12.1997 [U01] erwähnt und auskartiert worden. Am Osthang des Deckersbergs gleiten Malmkalke auf dem Ornatenton langsam talwärts. Hangabwärts geht die Felsgleitung in einen Kriechhang über. Die Felsgleitung bzw. das langsame Zergleiten der Karbonate auf dem mergeligen Untergrund werden durch die zahlreichen Nackentälchen angezeigt. Langjährige Messungen und aktuelle Begehungen lassen keine Anzeichen für eine Aktivität erkennen, so dass eine Auswirkung auf die Stabilität des Dammes des Oberbeckens derzeit nicht gegeben ist.

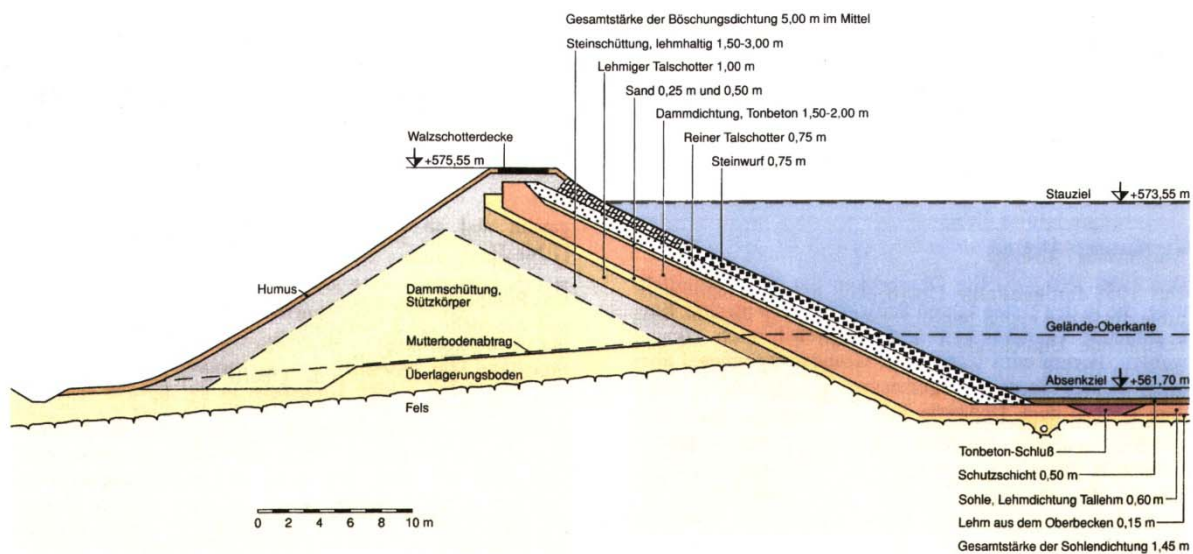
## 8.2 Aufbau des Ringdamms

Unter Berücksichtigung der Ergebnisse früherer Erkundungskampagnen ergeben sich auf Basis der Baugrunderkundung vom April 2010 und der punktuellen Erkundung 2011 folgende Erkenntnisse zum Aufbau des Ringdamms:

Der im Schnitt (Bild 8.2) dokumentierte Regelaufbau bestehend aus

- Steinwurf 0,75 m,
- 'reiner Talschotter' 0,75 m,
- oberem Drainagesand 0,25 m,

- Tonbeton als Dammdichtung 1,5-2,0 m,
  - unterem Drainagesand 0,50 m,
  - Lehmigem Talschotter 1,00 m,
  - Lehmhaltiger Steinschüttung 1,50-3,00 m und der
  - Dammschüttung (Stützkörper), die auf dem
  - Kalkstein des Oberen Jura auflagert,
- konnte mit den Kernbohrungen und Schürfen weitgehend bestätigt werden.



**Bild 8.2** Regelaufbau Ringdamm und Beckensohle

Die einzelnen Schichten sind nach den Ergebnissen der Baugrunderkundungen 2010 und 2011 und unserer Berücksichtigung der vorlaufenden Erkundungen wie folgt zu beschreiben:

- Der **Steinwurf** besteht aus grob gebrochenen Weißjura-Kalkstein-Blöcken mit Kantenlängen von ganz überwiegend rund 30 cm bis 50 cm (meist 30 cm x 30 cm x 50 cm o.ä.). Gelegentlich sind auch Blöcke mit bis zu 1 m Länge zu beobachten. Die Blöcke sind augenscheinlich in stabiler Lage etwa böschungsparell gesetzt und liegen satt auf. Die Mächtigkeit des Steinwurfs betrug nach den bisher durchgeführten Erkundungen 0,60 m bis 1,3 m, im Mittel 0,77 m. In den im April 2010 ausgeführten, wasserseitigen Aufschlüssen wurden Mächtigkeiten von 0,50 m bis 0,80 m gemessen. Lediglich in der in Nähe des Auslaufbauwerks niedergebrachten Kernbohrung BK 1/2010 war die Mächtigkeit mit 2,6 m größer. In

den landseitigen Aufschlüssen lag die Mächtigkeit des Steinwurfs bei 1,0 m bis 3,7 m.

- Unter dem Steinwurf folgt auf der wasserseitigen Böschung des Ringdamms sogenannter **reiner Talschotter**. Er besteht aus einem orangebraunen bis braungrauen, sandigen und schwach schluffigen bis schluffigen Kies aus meist gut gerundeten, teils auch kantigen Kalksteingeröllen. In Archivunterlagen wird das Körnungsband des Talschotters mit 0/100 mm angegeben.

In allen Schürfen wurden im Bereich des Talschotters, aber auch des darunter folgenden oberen Dränagesandes und des Tonbetons, eingelagerte Injektionsadern und teilweise auch -bänke festgestellt. Die nagelfluhartig verbackenen Gänge, in denen sich bei früheren Zementinjektionen eingedrungener Zementstein mit dem anstehenden Talschotter verfestigt hat, sind typischerweise meist 5 cm bis 10 cm breit. Ihre Raumstellung ist vorherrschend steil bis senkrecht. Häufig sind aber auch, vor allem im oberen Bereich, insbesondere in den Schürfen S 1/2010 und S 3/2010, regelrechte Bänke von bis zu 30 cm Dicke zu beobachten, in denen sich die Suspension waagrecht ausgebreitet hat. Diese Bänke waren mit dem Bagger teilweise nicht zu reißen. So verhinderte der Zementstein ein Vertiefen des Schurfes S 2/2010, so dass hier die Basis des Talschotters nicht erreicht werden konnte.

Eine vertiefte Archivrecherche durch die Fichtner GmbH & Co. KG [U02] erbrachte Unterlagen, die für das Jahr 1985 systematische Injektionsarbeiten am Ringdamm des Oberbeckens belegen. Die bei der Schurferkundung 2010 festgestellten, teilweise massiven Injektionseinschlüsse zeigen, dass entgegen früheren Erkenntnissen umfangreiche systematische Injektionsarbeiten nicht nur an der Beckensohle, sondern auch im Ringdamm durchgeführt wurden, die dazu führen, dass der Ringdamm verbreitet von einem 'verästelten Netz' von Injektionsadern durchzogen ist.

Soweit der Talschotter nicht durch Zementstein verbacken ist, waren die Schürfe nur wenige Minuten standsicher, so dass häufig loses Material nachstürzte und ein Betreten der Schürfe sehr erschwerte. Aus dem stets erdfeuchten Talschotter waren in den Schürfen S 1/2010 und S 4/2010 teilweise auch Wasserzutritte in Form von kleinen Rinnsalen an der Basis oder aus dem darunterliegenden Drainagesand zu beobachten.

Die Mächtigkeit des Talschotters variiert in dem im April 2010 ausgeführten Aufschlüssen zwischen 50 cm in Schurf S 6/2010 und mehr als 1,1 m in Schurf S 2/2010. In der Kernbohrung BK 2/2010 wurden der Talschotter lokal mit einer

Schichtdicke von 2,3 m aufgeschlossen. Im Mittel ist von einer Mächtigkeit von rund 0,8 m, also etwa der planmäßigen Stärke auszugehen. In früheren Aufschlüssen war der Talschotter mit vergleichbaren Mächtigkeiten von 0,5 m bis 1,0 m aufgeschlossen worden.

- Der unter dem Talschotter folgende sogenannte **obere Dränagesand** ist ein orangebrauner Sand mit vorherrschendem Mittel- bis Grobkorn; Feinanteile fehlen weitgehend. Gelegentlich sind auch einzelne Kalksteingerölle eingelagert.

Insbesondere bei den Baggerschürfen, die 2010 zeitlich rasch auf den Abstau folgend hergestellt wurden, war lokal, so im Schurf S 4/2010, aus dem oberen Dränagesand noch starker Wasserzutritt zu dem geöffneten Schurf zu beobachten, der zeitversetzt nachließ. Dabei hatte es den Anschein, dass dieses Wasser teilweise auch aus dem Talschotter zusickerte. Es war aber deutlich erkennbar, dass diese Wasserführung auf den oberen Dränagesand begrenzt war und - in dieser Hinsicht funktionsgerecht - auf das „Ausbluten“ des zuvor eingestauten Grundwassers zurückzuführen war.

Die Mächtigkeit des oberen Dränagesandes beträgt 0,2 m bis 0,3 m; in den beiden Kernbohrungen BK 1/2010 und BK 2/2010 und im Schurf S 3/2010 wurde er nicht angetroffen. Auch in früheren Erkundungskampagnen war der obere Dränagesand bereichsweise nicht angetroffen worden, während er in den übrigen Aufschlüssen mit Mächtigkeiten von bis zu 0,4 m vorhanden war.

- Unter dem Drainagesand folgt planmäßig als Dichtungsschicht des Ringdamms **Tonbeton**, ein meist stark schluffiger, toniger und schwach sandiger Kies aus Kalksteingeröllen. Die Feinanteile bestehen aus gemahlenem Opalinuston, wodurch er eine charakteristische dunkelbraungraue bis schwarzgraue Farbe erhält.

Die Konsistenz der bindigen Anteile war in allen im April 2010 ausgeführten Aufschlüssen steif bis halbfest. Der Tonbeton ist augenscheinlich gut verdichtet und dadurch mit dem Bagger nur schwer lösbar. Aufgeweichte Bereiche oder Partien mit Wasseraustritten wurden nicht festgestellt.

Wegen des vorherrschenden Kieskorns war eine ursprünglich in großer Zahl vorgesehene Entnahme von ungestörten Proben mit einem Ausstechzylinder nicht möglich, so dass nur lokal, im Schurf S 5/2010, Proben genommen werden konnten. Hier, im Schurf S 5/2010 fehlte im Tonbeton – anders als in den übrigen Aufschlüssen - der beschriebene Kiesanteil; vielmehr bestand der Tonbeton hier al-

lein aus einem olivgrauen, schluffig verbackenen, blättrigen und sehr mürben Opalinuston. Auch er wurde augenscheinlich gut verdichtet eingebaut, so dass keinerlei Hohlräume oder Auflockerungszonen zu erkennen waren. Auch durch diese Schicht zog sich schräg ein etwa 5 cm bis 10 cm dicker Strang des oben beschriebenen Zementsteins.

Die Mächtigkeit des Tonbetons beträgt laut Regelquerschnitt 1,5 m bis 2,0 m. In früheren Erkundungskampagnen wurden Schichtmächtigkeiten von 1,1 m bis 2,2 m, im Mittel von 1,85 m nachgewiesen. Bei der ergänzenden Erkundung im April 2010 wurde der Tonbeton in den auf der wasserseitigen Böschung niedergebrachten Kernbohrungen BK 1/2010 und BK 2/2010 auf eine Bohrstrecke von 2,0 m bzw. 1,3 m angetroffen, was bei einer Schichtneigung von 1:1,5 einer wahren Schichtmächtigkeit von etwa 1,3 m bzw. 1,0 m entspricht. In der Kernbohrung BK 5/2010, die landseitig, aber unmittelbar neben dem auf der Dammkrone verlaufenden Fahrweg niedergebracht wurde, wurde der Tonbeton in einer Schichtstärke von 2,0 m aufgeschlossen. In den Schürfen wurde die Basis des Tonbetons nur in den Schürfen S 3/2010 und S 4/2010 erreicht. Im Schurf S 4/2010 war der Tonbeton 1,0 m bis 1,2 m mächtig, im Schurf S 3/2010 hingegen nur 0,5 m. Damit konnte bei der 2010 ausgeführten Erkundung der Tonbeton in allen relevanten Aufschlüssen nicht mit der planmäßigen Mächtigkeit nachgewiesen werden.

- Der unter dem Tonbeton liegende **untere Dränagesand** wurde in den Kernbohrungen BK 1/2010 und BK 2/2010 mit Schichtstärken von 0,5 m und 0,9 m aufgeschlossen. In den Schürfen S 3/2010 und S 4/2010 wurde bei aufgeschlossenen Schichtdicken > 0,3 m die Basis nicht erreicht. Bei vorhergehenden Erkundungen waren für den unteren Dränagesand Mächtigkeiten von 0,2 m bis 0,5 m, im Mittel von 0,3 m festgestellt worden.

Der untere Dränagesand wurde als orangebrauner Mittel- und Grobsand angesprochen und entspricht in seiner Zusammensetzung dem oberen Dränagesand

- Der in den Kernbohrungen BK 1/2010 bis BK 5/2010 aufgeschlossene **Dammstützkörper** aus Steinschüttmaterial besteht aus schwach schluffigem und schluffigem, teilweise sandigem Grobkies und Steinen.

Die Mächtigkeit der Steinschüttung variierte in den fünf 2010 niedergebrachten Kernbohrungen in Abhängigkeit vom Ansatzpunkt der Aufschlüsse und der Höhenlage der Kalkstein-Oberfläche zwischen 0,6 m (BK 2/2010) und 15,4 m (BK 5/



2010). Auch in den 2011 von der Dammkrone aus abgeteuften Kernbohrungen BK 11/2011, BK 12/2011, BK 16b/2011, BK 17b/2011, BK 18b/2011, BK 21b/2011, BK 24/2011 und BK 25b/2011 wurde der Dammstützkörper meist als schluffiger und sandiges Steinschüttmaterial aufgeschlossen. Lokal war das Material auch verstärkt schluffig ausgebildet. Die Mächtigkeit des Dammschüttkörpers lag in diesen Bohrungen zwischen 12,0 m und 23,3 m.

Die 2011 an fünf Stellen vom landseitigen Dammfuß aus hergestellten Schürfe haben vermutlich primär die **‘lehmhaltige Steinschüttung’** aufgeschlossen, die den eigentlichen Stützkörper überdeckt (Abschnitt 7.4.3). Das Material besteht aus gebrochenen Kalksteinblöcken und -steinen mit zunächst hohem Feinkornanteil. Die Kalksteinblöcke erreichten Kantenlänge bis rund 1,0 m.

Mit zunehmender Tiefe und damit zum Dammstützkörper hin nahm der Feinkornanteil erkennbar ab. Die Kalksteinblöcke und -steine lagen hier in zunehmend kompakter Lagerung.

In der Summe ist die Zusammensetzung der Steinschüttung des Dammstützkörpers auf der Basis der zur Verfügung stehenden Unterlagen nicht zuverlässig zu beurteilen. Auch die von Breth (1958) [L01] gemachten Angaben aus der Bauzeit: „Der Stützkörper des Umfassungsdammes wurde mit den im Oberbecken gewonnenen Steinen geschüttet. Schütthöhe 1 m, Verdichtung mit 8 t schweren Keller-Rüttlern, 20 s Rütteldauer“, erlaubt keine Rückschlüsse auf die Größe (Kantenlänge) der eingebauten Kalksteine.

### 8.3 Aufbau der Beckensohle

Der Aufbau des Dichtungssystems auf der Beckensohle konnte im Zuge der zahlreichen in 2011 durchgeführten Großschürfe und Kernbohrungen ergänzend zu den früheren Erkundungen umfangreich aufgeschlossen werden.

Der im Schnitt (Bild 8.1) dokumentierte Regelaufbau der Beckensohle besteht aus

- Schutzschicht 0,50 m,
- Lehmdichtung (Tallehm) 0,60 m,
- Lehm aus dem Oberbecken 0,15 m,
- Drainagesand 0,25 m, der auf dem
- Kalkstein des Oberen Jura bzw. den Lockergesteinen der Versturzzone auflagert.

Dieser Schichtbaufbau konnte auch in den Großschürfen überwiegend bestätigt werden:

- Die **Schutzschicht** besteht aus grob gebrochenen Blöcken mit Kantenlängen von ganz überwiegend rund 20 cm bis 50 cm, die in einer bindigen Matrix aus sich an der Beckensohle abgesetzten Sedimenten, im wesentlichen leicht tonigen Schluffen, eingebettet sind. Gelegentlich waren bei den Schürfarbeiten auch Blöcke mit 80-90 cm, vereinzelt auch bis 1,5 m Kantenlänge zu beobachten. Die Konsistenz der bindigen Partien war weich und steif. Die Mächtigkeit des Steinwurfs betrug bei den durchgeführten Erkundungen meist 0,50 m bis 0,70 m und entsprach damit in etwa dem Regelaufbau.
- Die mineralische Dichtungsschicht ist zweilagig aufgebaut und besteht aus einer oberen Schicht, der **Lehmdichtung Tallehm**. Diese Lehmdichtung besteht aus einem dunkelgrauen schluffigen mittelplastischen Ton, der sehr homogen mit steifer Konsistenz angetroffen wurde. Im Umfeld der Schürfe wurde die Lehmdichtung Tallehm in guter und homogener Qualität angetroffen; Aufweichungen oder Fehlstellen waren nicht erkennbar. Allerdings blieb die Schichtdicke von zuweilen nur 0,25 m bis 0,35 m (Einbruch 8) lokal hinter der Sollschichtstärke von 0,60 m zurück. In anderen Aufschlüssen wurde der Tallehm hingegen auch mit einer Schichtstärke von 0,60 m bis 0,70 m angetroffen (u.a. Einbruch 5).
- Der untere Teil der mineralischen Dichtungsschicht, der **Lehm aus dem Oberbecken** besteht aus einem leicht tonigen, teilweise steinigen und schwach sandigen Schluff, beige-brauner und gelblicher Färbung, oft auch mit weißen und rötlichen Flecken. Vereinzelt wurden in dieser Schicht auch organische Bestandteile in Form von Wurzeln und Ästen angetroffen. Die Konsistenz war überwiegend steif und halbfest. Die angetroffene Schichtmächtigkeit lag meist bei rund 0,15 m bis 0,25 m und damit meist über dem Sollmaß von 15 cm.
- Unter der mineralischen Dichtungsschicht folgt der **Dränagesand**, der aus einem rötlich- und orangebrauner Sand mit vorherrschendem Mittel- bis Grobkorn besteht; Feinanteile fehlen weitgehend. Offenkundig handelt es sich um einen Dränagesand, der in gleicher Form auch im Bereich der Dichtung des Ringdammes eingebaut wurde. Die Mächtigkeit des Dränagesandes wurde überwiegend mit 25 cm angetroffen und entspricht somit dem Sollwert, lokal dünnte der Dränagesand aber auch auf 5 cm Schichtdicke aus.

## 9 Grundwassersituation

Ein freier Grundwasserhorizont konnte im Zuge der Erkundung 2011 - in Übereinstimmung mit den bisherigen Kenntnissen - nur rund 45 m bis 50 m unter der Beckensohle an der Basis des Jurakalkes auf dem hier unterlagernden Ornatenon beobachtet werden (Abschnitt 7.8). Der Ornatenon tritt im Bereich des Deckersbergs als Hauptgrundwasserstauer für die überlagernden Malm-Kalke auf. Der Wasserspiegel des sich auf dem Ornatenon stauenden Aquifers fiel bei einer Stichtagsmessung am 20.07.2011 von etwa 510 mNN im Südwesten und rund 505 mNN im Nordwesten und Südwesten auf 497 mNN im Osten und Nordosten ab (Bild 7.15). Damit fügen sich die neu angelegten, auf dem Ornatenon verfilterten Grundwassermessstellen in das bisherige Modell, nach dem die Grundwasserströmung auf dem Ornatenon nach Osten und Nordosten orientiert ist. Die Mächtigkeit des Aquifers liegt überwiegend zwischen 5 m und 15 m, schwankt aber infolge von (Stark-)Niederschlagsereignissen deutlich, d.h. um 5 m und mehr innerhalb weniger Tage.

In der Teufe zwischen Beckensohle und dem vorgenannten Grundwasserhorizont wurde in etwa der Hälfte der 2011 abgeteuften Kernbohrungen in unterschiedlichen und offenkundig nicht miteinander korrespondierenden Höhen in den klüftigen Malm-Kalken ein Wasserzutritt festgestellt, der aber überwiegend von geringer Intensität war. Lediglich in der BK 19c/2011 kam es im Zuge der Bohrarbeiten und den dabei festgestellten Wasserzutritt zu einem Eintrag von Sanden. Die meist geringmächtigen schwebenden Grundwasserhorizont orientieren sich vermutlich an eingelagerten Mergellagen.

In den Lockergesteinen der Versturzzone wurden in der Regel keine Wasserzutritte beobachtet. Lediglich in einer Kernbohrung (BK 33/2011) wird ein Wasserspiegel beobachtet, der im Kontaktbereich zwischen den Lockergesteinen der Versturzzone und den Kalken liegt (Abschnitt 7.8).

Auch nach Ausbau der Kernbohrungen zu Grundwassermessstellen wurden im Tiefenbereich zwischen 7 m und 35 m unter Beckensohle an einigen der in den Kalken ausgebauten Pegeln über längere Zeiträume Wasserstände gemessen, die auf dauerhafte räumlich begrenzte Schichtwasserhorizonte in den Kalken hindeuten.

Auffällig sind die Wasserstandsentwicklung in dem Pegel G 13 unmittelbar am nord-nordwestlichen Dammfuß. Hier tritt in mindestens 10 tiefen Lockergesteinen der Versturzzone oberflächennah wiederholt Schichtwasser auf.

## 10 Bodenmechanische Bewertung und Klassifikation des Baugrundes

Anhand der Bodenansprache im Gelände, der in den Abschnitten 6 und 7 diskutierten Ergebnisse der Feld- und Laborversuche sowie der Erfahrung mit bodenmechanisch vergleichbaren Böden kann der angetroffene Baugrund in Anlehnung an bautechnische Regelwerke klassifiziert und durch bodenmechanische Rechenwerte für erdstatische Untersuchungen beschrieben werden (Tabelle 10.1).

Bei den angegebenen Rechenwerten handelt es sich um charakteristische Werte, die für den Nachweis mit globalen und partiellen Standsicherheiten gelten. Berechnungen nach dem Sicherheitskonzept der DIN 1054:2005-01 erfolgen mit den dort angegebenen Teilsicherheitsbeiwerten.

Ergänzend gelten im Zusammenhang mit den in Tabelle 10.1 gemachten Angaben folgende Hinweise:

- Die Lockergesteine der Versturzzone sind sehr empfindlich gegen Änderungen des Wassergehaltes, so dass insbesondere die Konsistenz der weit verbreiteten Sand-Schluff- und Sand-Ton-Gemische bereits bei geringen Änderungen des Wassergehaltes, z.B. infolge von Niederschlägen, sich rasch nachteilig verändern und die Böden rasch tiefgründig aufweichen können.
- Es wird ferner besonders auf die sehr hohe Frostempfindlichkeit der Lockergesteinsböden hingewiesen.
- In der Lockergesteinszone muss mit eingelagerten Steinen und Blöcken (auch mit > 1 m Kantenlänge bzw. deutlich größer 1 m<sup>3</sup> Rauminhalt) aus Kalkstein hoher Festigkeit gerechnet werden. Dies gilt insbesondere, aber nicht ausschließlich im Nahbereich der überwiegend steil ausgebildeten Flanken der Versturzzone.
- Lokal können in der Lockergesteinsmatrix der Versturzzone auch Holz oder Baumstämme aus vor der Errichtung des Oberbeckens erfolgten Einbruchereignissen eingelagert sein.
- Die in Tabelle 10.1 angegebenen Steifemoduli sind aus Erfahrungswerten abgeleitete charakteristische Werte für eine Erstbelastung im Spannungsbereich von etwa 100 kN/m<sup>2</sup> bis 200 kN/m<sup>2</sup>. Im Beckenbereich können unter Berücksichtigung der jahrzehntelangen Belastung durch den Beckenbetrieb erhöhte Steifemoduli  $E_{s,w}$  angesetzt werden.

	Ringdamm	Ringdamm	Ringdamm und Beckensohle	Ringdamm
geol. Bezeichnung	Steinwurf	‘reiner Talschotter’	Oberer und unterer Dränagesand	Tonbeton (Damm-dichtung)
Konsistenz, vorherrschend	-	steif-halbfest	-	(steif)-halbfest
Lagerungsdichte	-	locker-mitteldicht	locker-mitteldicht	dicht
<b>Klassifikationen:</b>				
Bodengruppe (DIN 18196)	X,Y,(GW,GU)	GW,GU (GU*)	SE	GU,(TM,TL) <sup>3)</sup>
Bodenklasse (DIN 18300)	(3),6,7	3, (4),7 <sup>2)</sup>	3	3,(4),7 <sup>2)</sup>
DIN 18301	-	BN1,BN2,BB2, BB3, BS1,BS3 <sup>2)</sup>	BN1	BN1,BN2,BB3, (BB2),BS1,BS3 <sup>2)</sup>
Frostempfindlichkeit	nicht-mittel	nicht-mittel (sehr)	nicht	mittel,(hoch) <sup>3)</sup>
Klasse nach ZTVE-StB 97	F1,F2	F1,F2 (F3)	F1	F2, (F3) <sup>3)</sup>
Schrumpfgefahr	nicht	nicht(-mittel)	nicht	nicht(-mittel)
Sackungsgefahr	gering	gering	gering	gering
<b>Rechenwerte:</b>				
Wichte $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	20	19	19	19
unter Auftrieb $\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	11	10	11	10
Reibungswinkel $\varphi'$ [°]	35	27,5	32,5	32,5 (20) <sup>3)</sup>
Kohäsion $c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	0	5	0	0 (20) <sup>3)</sup>
Steifemodul $E_s$ [MN/m <sup>2</sup> ]	-	5-20	20-40	10-40
Durchlässigkeitsbeiwert $k$ [m/s]	-	-	$2 \cdot 10^{-4} - 7 \cdot 10^{-4}$	$1 \cdot 10^{-9} - 1 \cdot 10^{-10}$

<sup>1)</sup> In der lehmhaltigen Steinschüttung des Ringdammes, der Steinschüttung auf der Beckensohle und in der Dammschüttung treten Körper in Blockgröße mit Rauminhalt bis über 0,1 m<sup>3</sup> bzw. mit Kantenlängen > 0,6 m auf

<sup>2)</sup> für eingelagerte Zementinjektionen, die bankig mit Rauminhalt bis über 0,1 m<sup>3</sup> ausgeprägt sein können

<sup>3)</sup> für lokale Partien mit fehlender Kiesbeimischung

**Tab. 10.1 (Teil 1):** Klassifikationen und bodenmechanische Rechenwerte

	<b>Ringdamm</b>	<b>Ringdamm</b>	<b>Ringdamm</b>	<b>Beckensohle</b>
geol. Bezeichnung	<b>Lehmiger Talschotter</b>	<b>Lehmhaltige Steinschüttung</b>	<b>Stützkörper (Dammschüttung)</b>	<b>Steinschüttung</b>
Konsistenz, vorherrschend	steif-halbfest	-	-	-
Lagerungsdichte	mitteldicht	mitteldicht	mitteldicht, dicht	locker
Festigkeit	-	-	-	-
<u>Klassifikationen:</u>				
Bodengruppe (DIN 18196)	GW,GU (GU*)	GW,GU,GU*,X,Y	Y,X,GW,GU	X,Y,(GW,GU)
Bodenklasse (DIN 18300)	3, (4),7 <sup>2)</sup>	3,4,5,7 <sup>1)</sup>	6,7 <sup>1)</sup>	(3),6,7 <sup>1)</sup>
DIN 18301	BN1,BN2,BB2, BB3, BS1,BS3 <sup>2)</sup>	BN1,BN2,BB2, BB3, BS2,BS4 <sup>2)</sup>	BN1,BN2, BS2,BS4 <sup>1)</sup>	-
Frostempfindlichkeit	nicht-mittel (sehr)	nicht-mittel	nicht-mittel	nicht(mittel)
Klasse nach ZTVE-StB 97	F1,F2 (F3)	F1,F2	F1,F2	F1,(F2)
Schrumpfgefahr	nicht(-mittel)	nicht	nicht	nicht
Sackungsgefahr	gering	gering	gering	gering
<u>Rechenwerte:</u>				
Wichte $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	19	21	22	20
unter Auftrieb $\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	10	11	12	11
Reibungswinkel $\varphi'$ [°]	27,5	32,5	37,5-40	35
Kohäsion $c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	5	5	0	0
Steifemodul $E_s$ [MN/m <sup>2</sup> ]	5-20	50-80	80-120	-
Durchlässigkeitsbeiwert $k$ [m/s]	-	-	-	-

**Tab. 10.1 (Teil 2):** Klassifikationen und bodenmechanische Rechenwerte

	Beckensohle	Verfüllung	Versturzzone.	Kalkstein
geol. Bezeichnung	Lehmdichtung	und Hohlraumfüllungen im Kalkstein (Lockergesteine)		Weißjura unverwittert
Konsistenz, vorherrschend	steif, tlw. h'fest	steif, halbfest, tlw. weich, tlw. fest, lokal breiig,		-
Lagerungsdichte	-	locker, m'dicht		-
Festigkeit	-	-		hart
<b>Klassifikationen:</b>				
Bodengruppe (DIN 18196)	TM,SU*	SU*, ST*, TM, TA, ST, TL, GU, SE, (SU,ST,UL,GW),X,Y <sup>4)</sup>		-
Bodenklasse (DIN 18300)	4,(7) <sup>2)</sup>	3,4,5, 6,7 <sup>4)</sup>		7,(6) <sup>8)</sup>
Bodenklasse (DIN 18301)	BB2,BB3, (BN2) (BS3) <sup>2)</sup>	BN1,BN2,BB2,BB3 (BB1,BB4), BS1,BS3 <sup>4)</sup>		FV6,FV5, FD3(FD2)
Frostempfindlichkeit	F3	hoch-mittel		nicht
Klasse nach ZTVE-StB 97	hoch	F3,F2		F1
Schrumpfgefahr	Mittel	mittel		nicht
Sackungsgefahr	gering	mittel-groß		nicht
<b>Rechenwerte:</b>				
Wichte $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	19	19 (18-20)		25
unter Auftrieb $\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	9	9 (8-11)		15
Reibungswinkel $\varphi'$ [°]	20	20 <sup>5)</sup>	27,5 <sup>6)</sup> 32,5 <sup>7)</sup>	20 <sup>9)</sup>
Kohäsion $c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	15	15-20 <sup>5)</sup>	0-2,5 <sup>6)</sup> 0 <sup>7)</sup>	30 <sup>9)</sup>
Steifemodul $E_s$ [MN/m <sup>2</sup> ]	2,5-5	5-20 <sup>5)</sup>	3-10 <sup>6), 7)</sup>	>> 100
Durchlässigkeitsbeiwert k [m/s]	1·10 <sup>-9</sup> - 1·10 <sup>-11</sup>	1·10 <sup>-6</sup> - 1·10 <sup>-10</sup> (2·10 <sup>-4</sup> - 1·10 <sup>-5</sup> ) <sup>7)</sup>		-

- <sup>4)</sup> in die Lockergesteinsmatrix können Blöcke aus Kalkstein mit Kantenlängen > 1 m eingelagert sein  
<sup>5)</sup> für bindig ausgeprägte Partien halbfester Konsistenz; <sup>6)</sup> für Sand-Schluff- und Sand-Ton-Gemische  
<sup>7)</sup> für feinkornarme sandige Partien (untergeordnet)  
<sup>7)</sup> lokal höhere Durchlässigkeiten bei eingeschalteten feinkornarmen Sandlinsen/-adern  
<sup>8)</sup> Bodenklasse 6 soweit im stärker geklüfteten Kalkstein Körper mit Rauminhalt  $\leq 0,1 \text{ m}^3$  auftreten  
<sup>9)</sup> Scherfestigkeit auf Trennflächen.

**Tab. 10.1 (Teil 3):** Klassifikationen und bodenmechanische Rechenwerte

## 11 Schadensursache

Bei den im Jahr 2011 aufgetretenen Einbrüche wie auch bei den in der ersten Phase des Betriebs des Oberbeckens wiederholt eingetretenen Einbrüche handelt es sich um erdfallähnliche, kraterförmige, an der Sohle aber meist ebene Einsenkungen in der Beckensohle. Es ist davon auszugehen, dass die Einbrüche durch den Einsturz unterirdischer Hohlräume entstehen, die zumindest teilweise deutlich unter der Beckensohle liegen und die sich im Laufe der Zeit immer weiter nach oben entwickeln, bis sie schließlich bis zur Beckensohle durchbrechen.

Ursache für die Hohlraumbildung sind Massendefizite in der Lockergesteinsfüllung der breiten Versturzzone, die das Oberbecken des Pumpspeicherkraftwerkes Happurg im Wesentlichen von Norden nach Süden unterirdisch quert und fast ein Drittel der Grundrissfläche des Beckens erfasst. Die Massendefizite in der Lockergesteinsfüllung sind mit hoher Wahrscheinlichkeit auf eine Mobilisierung und erosiven Materialausttrag von Lockergesteinsmaterial und hier insbesondere von gegen Ausspülungen sehr sensiblen Sanden aus Schluffen der Versturzzone in die Hohlräume des an der Sohle und den steilen Flanken der Versturzzone anschließenden geklüfteten und überwiegend verkarsteten Kalkstein zurückzuführen.

Diese Schadensanalyse stützt sich auf Fakten und Ergebnisse aus der Analyse der Schadensereignisse und der umfangreichen Baugrunderkundung des Jahres 2011:

- Die Verteilung der bisher eingetretenen Sohleinbrüche zeigt, dass diese alle im Bereich der in ihrer räumlichen Ausdehnung heute im Detail bekannten Versturzzone aufgetreten sind. Es gibt keine Erkenntnisse über Sohleinbrüche außerhalb der Versturzzone, d.h. in den Bereichen des Beckens, in denen unter der Beckensohle unmittelbar der Kalkstein ansteht.
- Die Verteilung der bisher eingetretenen Sohleinbrüche zeigt zudem, dass die Einbrüche bevorzugt in den Rändern bzw. Flanken der Versturzzone aufgetreten sind, also überwiegend im Grenzbereich des Lockergesteinsmaterials zu den anstehenden, geklüfteten Jurakalken. Hier ist der Weg des erosiven Materialtransportes besonders kurz und die Lockergesteine können sehr leicht über die offenen Klüfte und Karststrukturen in die benachbarten Kalksteine ausgetragen werden.
- Auch die 2011 an den Sohleinbrüchen durchgeführten Großschürfe belegen eindrucksvoll, dass sich die Einbrüche überwiegend dort ereignet haben, wo im Untergrund die Lockergesteine der Versturzzone in direktem Kontakt zu einer steil,



meist nahezu senkrecht stehenden Kalksteinformation stehen (siehe u.a. Bild 7.6). Diese Situation wurde u.a. an den 2011 eingetretenen Einbruchtrichtern 2, 4, 5, 7 und 8 angetroffen.

- Der unter dem Oberbecken anstehende Kalkstein ist überwiegend stark geklüftet und bereichsweise stark verkarstet. Er besitzt ein ausgeprägtes Trennflächengefüge mit bevorzugt senkrecht stehenden Klüften, die meist offen sind. Die Ergebnisse der Kernbohrungen mit der aufgeschlossenen Trennflächenstruktur, aber auch wiederholt angetroffenen offenen und verfüllten Hohlräumen (Abschnitt 7.1) zeigt in Übereinstimmung mit den Ergebnissen der im Bereich der Einbindung dieser Kernbohrungen in den Kalkstein durchgeführten Bohrlochscannermessungen (Abschnitt 7.2) den erheblichen Hohlraumanteil der unter dem Becken anstehenden Kalke (siehe Bild 7.4). Die zahlreichen 2011 im Kalkstein durchgeführten hydraulischen Bohrlochversuche (Abschnitt 7.3) belegen die hieraus resultierende hohe horizontale, insbesondere aber auch vertikale Systemdurchlässigkeit der Kalke als Kluftwasserleiter, was auch durch die während der langjährigen messtechnischen Überwachung des Oberbeckens gewonnenen Erfahrungen belegt wird. Nicht zuletzt wurde das Einbruchereignis am 18.01.2011 durch einen raschen Anstieg des Wasserspiegels auf dem rund 70 m unter Beckensohle liegenden Ornatenton festgestellt. Die Hohlräume im Jurakalk bilden ein überwiegend zumindest hydraulisch miteinander in Verbindung stehendes Karst- und Höhlensystem.
- Die in der Versturzzone angetroffenen Lockergesteinsmaterialien bestehen neben stärker bindig ausgeprägten Partien über weite Bereiche aus schluffigen Sanden und sandigen Schluffen, die sehr suffosionsempfindlich, d.h. sehr empfindlich gegen Wasserzutritte sind und sehr leicht erosiv mobilisiert, d.h. ausgespült werden können. Die Suffosionsanfälligkeit dieser schluffigen Sande wird durch deren geringe Lagerungsdichte und den Umstand verstärkt, dass dieses Material nicht sedimentiert und vorbelastet ist, sondern in Massenströmen eingetragen und - außer durch den Beckenbetrieb - nicht vorbelastet oder verdichtet wurde. Die während der Schurfarbeiten gemachten Beobachtungen zeigen, dass bereits geringe, über die Oberfläche sickernde Oberflächenwässer genügen, um einen raschen Erosionsprozess der Sande und Schluffe in Gang zu setzen, der innerhalb kürzester Zeit zu einem erheblichen Materialtransport und tiefen Erosionsrinnen führte (siehe Bild 7.7).

Es ist daher davon auszugehen, dass die stark suffosionsempfindlichen, d.h. ausspülfähigen Sande und Schluffe bei Zutritt von Wasser im bzw. in den Untergrund in

die zahlreich vorhandenen offenen Klüfte und Karststrukturen des an der Basis und den steilen Flanken der Versturzzone anstehenden Kalksteins ausgespült werden. Ein unmittelbarer Nachweis für diesen Materialtransport konnte nicht erbracht werden, da auch mit im Zentrum von Einbrüchen bis in den Kalkstein abgeteuften Bohrungen keine im Kluftsystem des Kalksteins abgelagerten Lockersedimente aufgefunden werden konnten - was aber im Hinblick auf die großen Wegigkeiten im Kalkstein auch eher nicht zu erwarten ist.

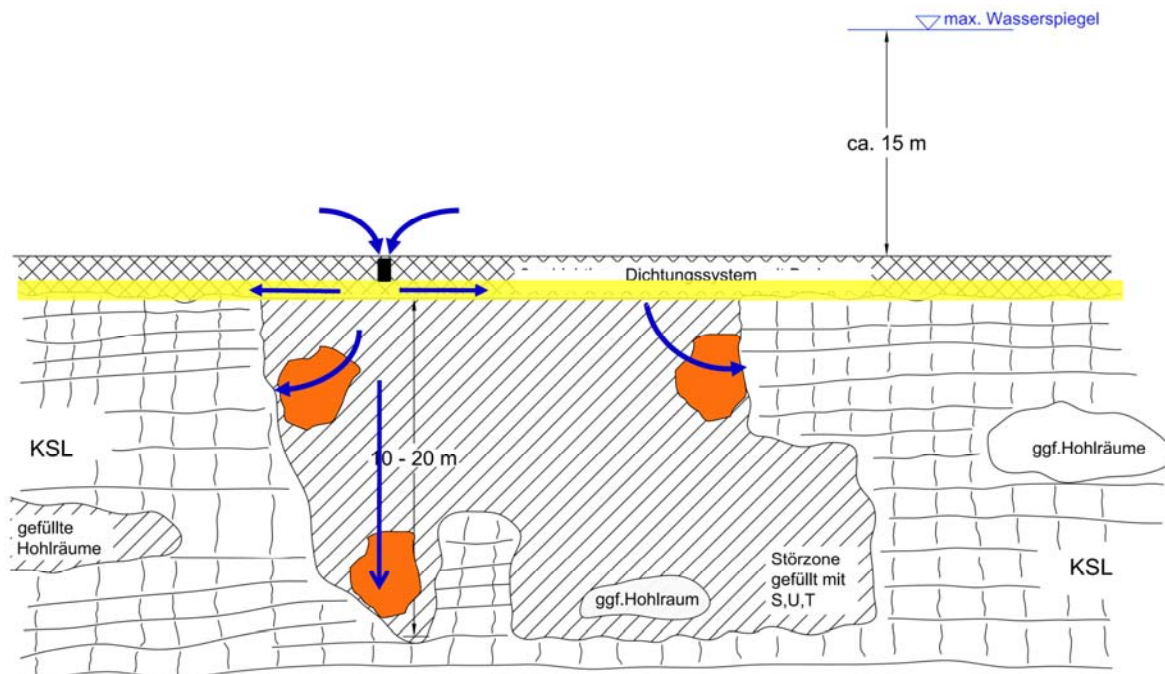
Bei einem Teil der Einbrüche könnten Wechselwirkungen zwischen Lockergesteinsfüllung der Versturzzone und unmittelbar anschließendem geklüfteten Kalkstein dazu geführt haben, dass die Hohlräume bereits auf den ersten Metern unter der Beckensohle durch überwiegend horizontal orientierten Materialaustrag entstanden sind.

In der zusammenfassenden Interpretation der Erkundungsergebnisse und unter Würdigung der aus der Auswertung der Archivunterlagen ergebenden Erkenntnisse ist somit als wahrscheinlichster Mechanismus für die Entstehung der im Januar 2011 in der Beckensohle aufgetretenen Einbrüche anzunehmen, dass Erosionsprozesse in der Versturzzone zu einem Materialaustrag in das Kluft- und Karstsystem des Jurakalkes geführt haben. Dafür spricht, dass alle bisher eingetretenen Einbrüche in der sogenannten Störzone liegen und dass das in der Störzone anstehende Material im Kontakt zu Atmosphärlinien erosionsempfindlich ist, d.h. durch die Strömungskräfte des strömenden Wassers aus dem Kornverbund gelöst und transportiert werden kann. Auch wenn bisher kein Materialeintrag in den Kluftkörper des Jurakalks faktisch nachgewiesen werden konnte, so bringt der Jurakalk mit seiner engen Schar vertikal orientierter, meist offener Klüfte, lokaler Hohlräume und hohen Systemdurchlässigkeit die Voraussetzungen für eine Massenkompensation des bei den Einbrüchen 2011 beobachteten Massendefizits in Höhe von rund 300 m<sup>3</sup> mit.

Es ist zu vermuten, dass die für die Erosionsprozesse verantwortliche Wasserströmung primär auf Zutritte aus dem Becken über eine punktuell nicht vollkommen intakte mineralische Dichtung zurückzuführen ist. Der entsprechende Schädigungsmechanismus ist in Bild 11.1 schematisch dargestellt.

Für diese Annahme spricht zum einen die bei den Einbrüchen 1, 3 und 17 festgestellte Durchnässung des Störzonenmaterials unmittelbar unter dem Zentrum des Einbruchtrichters über rund 18 m bis zum unterlagernden Kalkstein. Dafür spricht aber auch, dass in etlichen Einbruchtrichtern weiches, dunkelgraues und schwarzes, offensichtlich teilweise organisches Material bis in Tiefen von 5 m und mehr unter der

Beckensohle eingetragen wurde (u.a. Einbruchtrichter 1, 2, 5 und 8). Dieses Material, das hinsichtlich organischer Bestandteile (dunkel gefärbte Pflanzenreste) und Beschaffenheit (Kornverteilung) mit den auf der Beckensohle lagernden Sedimenten grundsätzlich vergleichbar ist, steht in den genannten Einbruchtrichtern mit einem solch großen Volumen an, dass ein alleiniger Eintrag über die Beckensohle im Zuge der Einbruchereignisse mit großer Wahrscheinlichkeit ausgeschlossen werden kann. Außerdem weisen die in den Klüften des unter dem Einbruch 5 anstehenden Kalksteins anhaftenden Blätter und Pflanzenreste nach, dass es hier - zumindest temporär, mit höherer Wahrscheinlichkeit aber bereits vor dem Einbruch - zu einem Eintrag von Beckenwasser in den Untergrund gekommen ist.



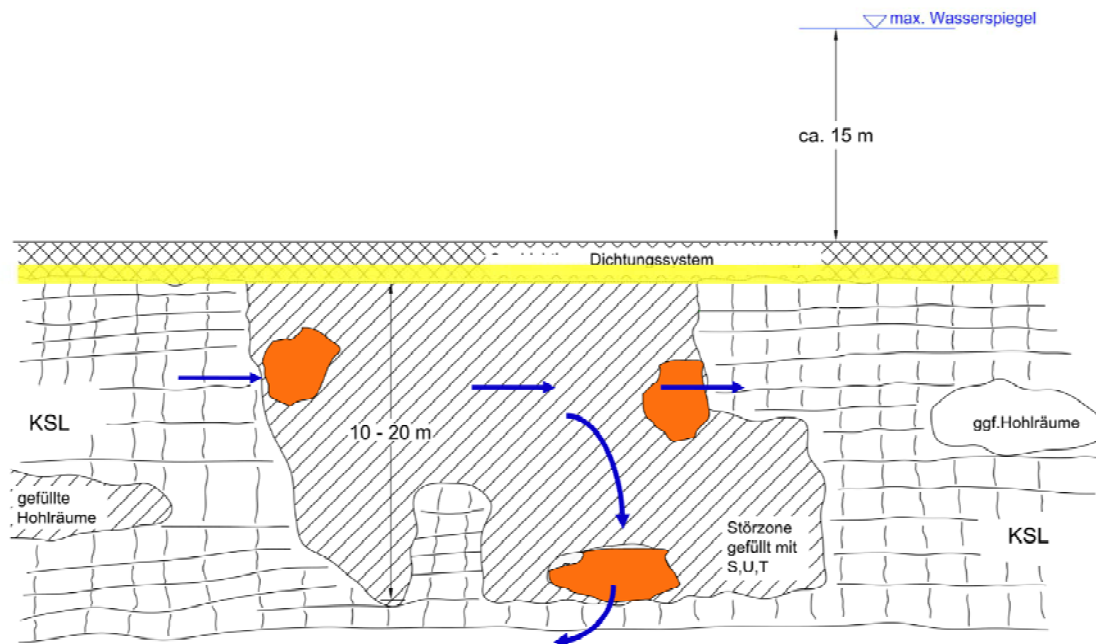
**Bild 11.1** Schematische Darstellung der Entstehung von Massendefiziten in der lockergesteinsgefüllten Versturzzone durch erosiv bedingten Materialaustrag über Defekte in der Dichtungssohle und daraus resultierender Schadensmechanismus für die 2011 eingetretenen Sohleinbrüche im Oberbecken des PSW Happurg

Es ist indes unwahrscheinlich, dass alle im Januar 2011 aufgetretenen Einbrüche auf eine jeweilige lokale Schädigung der Beckendichtung zurück zu führen sind. Es ist zu vermuten, dass wie in Bild 11.1 dargestellt, die Schädigung ihren Ausgang von einer

oder zwei lokalen Imperfektionen in der Beckendichtung genommen hat und sich das unter hohem hydraulischen Druck stehende Wasser sich dann über den Dränagesand unter der Lehmdichtung, der - wie auch die Großschürfe belegen - flächig und in guter Qualität ansteht, horizontal ausgebreitet hat und so an mehrere Stellen zugleich, begünstigt dort, wo leicht erodierbare Sande im Kontakt zum Kalkstein unter der Basis des Dränagesandes ansteht, Erosionsprozesse indiziert hat.

Ein alternativer Schädigungsprozess, bei dem die für die Erosionsprozesse verantwortliche Wasserströmung primär auf unterirdische Zutritte von Schichtwässern, die ihren Ursprung außerhalb des Beckens haben, zurückzuführen wäre (Bild 11.2), ist zwar grundsätzlich möglich, aber nach heutigem Kenntnisstand nicht wahrscheinlich. Zwar zeigen die Wasserstandsmessungen, die seit Mitte 2011 in den zu Grundwassermessstellen ausgebauten Kernbohrungen im Becken ausgeführt werden, an einzelnen Pegeln und über längere Zeiträume im Teufenbereich 7 m bis 35 m unter der Beckensohle in verschiedenen Tiefen Wasserstände, die möglicherweise auf einzelne, lokale schwebende Schichtwässer zurückzuführen sind. Die entsprechenden Wasservorkommen befinden sich aber im Kalkstein und nicht in den Lockergesteinen der Versturzzone (Abschnitt 7.8). Auch sind zahlreiche gemessene Wasserstände als im Sumpfrohr stagnierende entkoppelte Restwassermengen zu identifizieren, die vermutlich auf Sickerwasserzutritte über die derzeit – infolge der Einbrüche und Schürfe – nicht mehr intakte Beckensohle zurückzuführen sind. Lediglich der in der BK 33/2011 gemessene Wasserstand liegt in dem in diesem Zusammenhang als 'sensibel' einzustufenden Kontaktbereich zwischen Lockergesteinsedimenten und Kalkstein. Die Ganglinien der gemessenen Wasserstände lassen zudem keine Korrelation zu Niederschlagsereignissen und damit keine hydraulische Ankopplung erkennen. Hinweise auf einen temporär – z.B. infolge von Starkniederschlagsereignissen oder Schneeschmelze - verstärkten Zutritt von Schichtwässern, gegebenenfalls auch lokal konzentriert, liefern die in den letzten sechs bis acht Monaten durchgeführten Wasserstandsmessungen nicht. Eine Ausnahme bildet der Pegel G 13 unmittelbar am nord-nordwestlichen Dammfuß. Hier tritt in mindestens 10 tiefen Lockergesteinen der Versturzzone Schichtwasser auf (Anlage 11.24). Ein lokaler Zutritt von Schichtwasser innerhalb der Versturzzone auch in Richtung des Beckens kann hier nicht ausgeschlossen werden.

Gegen einen solchen Schädigungsprozess infolge horizontaler 'Schichtwasserströmungen' spricht zudem die generell hohe vertikale Systemdurchlässigkeit des



**Bild 11.2** Schematische Darstellung der Entstehung von Massendefiziten in der lockergesteinsgefüllten Versturzzone durch erosiv bedingten Materialaustrag infolge temporärer Schichtwasserströmung im Untergrund (unwahrscheinliches Schadensszenario)

Kalksteins, in den zwar bereichsweise lateral aushaltende geringer geklüftete bzw. mergelige 'Stauhorizonte' integriert sind, die aber eine lateral begrenzte Reichweite haben, so dass die Voraussetzung für weiterreichende horizontale Strömungsvorgänge in der für die Versturzzone relevanten Tiefe nicht gegeben sein dürften.

Gegen horizontal weitreichende Strömungsvorgänge in den Lockergesteinen der Versturzzone spricht die geringe Durchlässigkeit der Lockersedimente, die auf Grund ihres Feinkornanteils überwiegend als 'schwach durchlässig' und 'sehr schwach durchlässig' einzustufen sind.

Ogleich also entsprechende, auch von außerhalb des Beckens, z.B. auch über die nicht oberflächenabgedichtete landseitige Böschung des Ringdamms initiierte Schichtwasservorkommen im Untergrund unter dem Becken möglich sind und vermutlich in Einzelfällen auch durch die 2011 durchgeführten Wasserstandsmessungen belegt sind, so ist in der Summe die Wahrscheinlichkeit, dass es infolge solcher Wasservorkommen zu einem Ausspülen der Lockersedimente und entsprechenden Mas-

sendefiziten in der Lockergesteinsfüllung der Versturzzone kommt, als sehr gering einzustufen, zumal die Intensität dieser Wasservorkommen sehr begrenzt ist.

Allerdings ist auch festzustellen, dass es starke Indizien dafür gibt, dass es am Standort des Oberbeckens auch vor dem Bau des Beckens und damit auch ohne einen erst durch den Einstau des Beckens bedingten großen hydraulischen Gradienten zu Erdfällen gekommen ist. Das in der Kernbohrung BK 5/2011 im mittleren Bereich des Beckens in einer Tiefe von 10 m bis 12 m unter der heutigen Beckensohle aufgeschlossenen Holz, das auf das späte Mittelalter datiert werden konnte, belegt, dass es bereits in diesem Zeitraum zu Einbrüchen gekommen sein muss.

Hinsichtlich der zeitlichen Entwicklung der bisher aufgetretenen Einbrüche ist davon auszugehen, dass die Einbrüche teilweise schlagartig erfolgen können, was insbesondere in den feinkornärmeren Sanden zu erwarten ist, teilweise aber auch sich langsam durch eine Absenkung ankündigen können, wenn sich das Massendefizit unter stärker bindig ausgeprägten Partien gebildet hat und dies mit zeitvarianten Verformungen reagieren. Der letztendliche Einbruch in der Beckensohle wird aber meist eher schlagartig erfolgen.

Diese Überlegungen zu der zeitlichen Entwicklung der Einbrüche unter den bisher maßgebenden Randbedingungen stützen sich auf den bisherigen Beobachtungen. So finden sich in den Archivunterlagen Hinweise, dass Einbruchvorgänge beobachtet wurden, die unter Auftreten einer „Wasserfontäne“ offensichtlich schlagartig stattfanden. Letztere Beobachtung kann indes auch auf die Auswirkung von Wasserüberdrücken in der Dränageschicht unter der Lehmdichtung zurückzuführen sein. Auch im Januar 2011 trat der vergleichsweise große Einbruch 7 nach dem Entleeren des Beckens zeitlich nachfolgend, dann aber im Wortsinne 'über Nacht' auf: er wurde am folgenden Morgen entdeckt. Bei dem Einbruch 17 hingegen, der sich erst im April 2011 ereignete, konnte über die ersten Tage nach dem initialen Einbruch eine sukzessive Aufweitung des Einbruchtrichters, also eine eher zeitvariante Zunahme der Verformungen beobachtet werden.

Im Ergebnis besteht nach den im Jahr 2011 eingetretenen Einbrüchen die Möglichkeit, dass sich in der Versturzzonenfüllung noch Massendefizite, also Hohlräume befinden, die sich noch nicht in Form von Einbrüchen an der Beckensohle mitgeteilt haben. Ein starkes Indiz hierfür sind die mehr als drei Monate nach dem Entleeren des Beckens im April 2011 aufgetretenen Einbrüche 16 und 17, für die es zuvor keinerlei

Hinweise gab. Offensichtlich muss mit bereits existierenden Massendefiziten im Bereich der Versturzzone gerechnet werden, die nachlaufend einbrechen und sich bis zur Beckensohle fortpflanzen.

Eine Auswertung der zeitlichen Entwicklung der im Zeitraum 1958 bis 1976 aufgetretenen Einbrüche zeigt, dass häufig nachlaufend zu einem ersten Einbruchereignis und dessen Sanierung durch Injektionen ca. drei bis fünf Monate später erneut Einbrüche im Nahbereich auftraten. Diese wiederholte Beobachtung stärkt die Annahme, dass durch eine Initialschädigung und das in der Folge über das Becken in den Untergrund zuströmende Wasser weitere Hohlräume im Untergrund entstehen können, die sich nicht unmittelbar bis an die Beckensohle fortentwickeln.

Es besteht nach derzeitigem Kenntnisstand keine technische Möglichkeit, solche heute gegebenenfalls bestehenden Hohlräume zu orten. Nach langjährigen Erfahrungen liegt die Auflösung geeigneter geophysikalischer Verfahren bestenfalls, d.h. unter anderem bei - hier nicht gegebenen - homogenen Baugrundverhältnissen, bei 1 : 2 bis 1 : 3, d.h. in 2 m bzw. in 3 m Tiefe können unter günstigen, hier nicht gegebenen Voraussetzungen Hohlräume mit  $\geq 1 \text{ m}^3$  Volumen gerade noch erkannt werden, in 4 m bzw. in 6 m Tiefe Hohlräume mit  $\geq 2 \text{ m}^3$  Volumen etc.

Es besteht daher das Risiko, dass sich solche latent vorhandenen Hohlräume nach Sanierung des Dichtungssystems und Wiederaufnahme des Beckenbetriebs weiter in Richtung Beckensohle entwickeln und schließlich zu Einbrüchen in der Beckensohle führen.

Hingegen ist das Risiko, dass es im Untergrund unter der Beckensohle infolge von temporären Schichtwasservorkommen zur Neubildung von Hohlräumen in der Versturzzone und zwar durch erosiven Materialabtrag von Störzonenfüllmaterial in den geklüfteten Kalkstein kommt nach der Sanierung des Beckens und der geplanten Installation eines kontrollierbaren doppellagigen Dichtungssystems als sehr gering zu bewerten.

Eine verlässliche, d.h. mathematisch begründete Aussage über die Eintrittswahrscheinlichkeit von Einbruchtrichtern und deren Durchmesser ist nicht möglich.

Die Beurteilung des Schadensmechanismus und damit der Schadensursache wurde mit den Fachgutachtern der Genehmigungsbehörden abgestimmt.

In dem vom Bayerischen Landesamt für Umwelt, Referat 106: Ingenieurgeologie, Georisiken, auf der Basis von Zwischenergebnissen erstellten Vermerk [U01] vom Oktober 2011 wird hierzu ausgeführt:

*„Die Einbrüche im Oberbecken des PSW Happurg sind auf Ausspülungen bzw. Massendefizite im Untergrund in den Lockersedimenten zurückzuführen, die in den Hohlräumen der verkarsteten Kalke abgelagert wurden. In den basalen Teilen des Karst-/Höhlsystems überwiegen die Sande, die als stark ausspülungsfähig (Suffosion) eingestuft werden können. Der Sand wird bei Zutritt von Wasser in die zahlreich vorhandenen offenen Klüfte und Hohlräume des darunter aber auch daneben liegenden Malmkalks ausgespült. Dies war z. T. auf den Bohrlochphotos erkennbar oder geht aus den Bohrkernaufnahmen hervor. Bei der Ausspülung handelt sich um einen langsam fortschreitenden Prozess, der immer größere Hohlräume schafft und letztendlich zu einem Erdfall führen kann.*

*Der Erdfall kann z. T. schlagartig erfolgen, was z.B. eher in dem sandigeren Material zu erwarten ist, oder sich langsam durch eine Absenkung ankündigen. Eine derartige Absenkung ist bevorzugt in dem eher bindigen, plastisch reagierenden Material des Ablehms zu erwarten. Der letztendliche Einbruch erfolgt aber auch hier meist schlagartig.*

*Die Verteilung der bisherigen Schleinbrüche zeigt, dass die Ausspülung überwiegend im Grenzbereich des Lockermaterials („Diamikts“) zu den anstehenden Jurakalken stattfindet, da nur dort das Feinmaterial sehr leicht über die offenen Klüfte und Hohlräume in den benachbarten Kalken abgeführt werden kann.“*



## 12 Sanierungskonzept

### 12.1 Sanierungsziele

Basierend auf den im Abschnitt 11 beschriebenen Schädigungsprozess muss es das originäre Sanierungsziel sein, zukünftige Wasserzutritte aus dem Becken in den Untergrund und hier insbesondere in die mit Lockersedimenten gefüllte Versturzzone auszuschließen. Es muss daher gewährleistet sein, dass zukünftig Undichtigkeiten im Dichtungssystem des Oberbeckens frühzeitig erkannt werden und den Zutritt von Wasser in den Untergrund durch ein redundantes Dichtungssystem verhindert wird.

Das bestehende Dichtungssystem kann diese Anforderungen nicht erfüllen, da ein funktionales Drainage- bzw. Sickerfassungssystem infolge der jahrzehntelangen Injektionsvorgänge nicht mehr zur Verfügung steht und zudem das Dichtungssystem einlagig ausgebildet ist.

Es wird daher erforderlich, das Becken in Anlehnung an DIN 19700 mit einem neuen doppellagigen Dichtungssystem auszustatten, in das die Möglichkeit einer flächigen Kontrolle von Sickerwasserverlusten integriert ist. Auch bei einem lokalen Ausfall bzw. Undichtigkeit des primären Dichtungssystems muss das sekundäre Dichtungssystem in der Lage sein, einen Zutritt von Beckenwasser in den sehr sensiblen Untergrund zu verhindern.

Als Ergebnis des in Abschnitt 11 beschriebenen Schadensmechanismus ist auch bei Ausführung eines neuen Dichtungssystems ein im Untergrund verbleibendes Risiko zu berücksichtigen, das sich daraus ergibt, dass bereits heute vorhandene, aber nicht erkennbare und auch nicht lokalisierbare Massendefizite in den Lockersedimenten der Versturzzone sich zeitlich nachlaufend zu der Initialschädigung bis zur Beckensohle fortpflanzen und dann zu einem Einbruch der Sohle nach Sanierung und Wiederinbetriebnahme des Beckens führen. Ein solches Risiko ist real, wie die 2011 nachlaufend erfolgten Einbrüche, insbesondere im April 2011, zeigen. Betroffen von solchen nachlaufenden Einbrüchen ist der Bereich der Versturzzone und damit potentiell die entsprechenden Bereiche der Beckensohle, aber auch die entsprechenden, über der Versturzzone liegenden Abschnitte der Aufstandsfläche des umlaufenden Ringdammes. Die betroffenen Bereiche bzw. Abschnitte konnten durch die sehr umfangreichen Erkundungsmaßnahmen des Jahres 2011 weitestgehend zuverlässig identifiziert werden (siehe Anlage 9.2, Anlage 10).

Dabei sind an die über der Versturzzone liegenden Bereiche der Beckensohle andere Anforderungen zu stellen als die über der Versturzzone liegenden Abschnitte der Aufstandsfläche des umlaufenden Ringdammes:

- Bei einem potentiellen Einbruch in der Beckensohle ist keine Beeinflussung der Standsicherheit von Becken und/oder Untergrund zu besorgen, so dass eine Gefährdung Dritter auszuschließen ist. Zu berücksichtigen ist aber die im Falle eines Einbruchs unter einem - bezüglich des Dichtungssystems sanierten Beckens - aus Abstau und Sanierung bedingte Betriebsunterbrechung sowie im Falle des Eindringens von Beckenwasser in den Untergrund während des Abstaus eine mögliche zusätzliche Schädigung des Untergrundes begrenzten Ausmaßes.
- Bei einem potentiellen Einbruch unter der Aufstandsfläche des Ringdammes wäre hingegen eine Auflockerung des Dammkörpers und gegebenenfalls auch eine Störung der Dammgeometrie möglich. Soweit die hiermit verbundenen Verformungen zu einer Schädigung des Oberflächendichtungssystems auf der wasserseitigen Böschung des Ringdammes zur Folge hätten, könnte dies zum Eindringen von Beckenwasser in den Dammkörper führen. Die hieraus resultierenden Strömungskräfte und möglichen Erosionsvorgänge könnten die Standsicherheit des Ringdammes möglicherweise beeinflussen.

Insoweit sind die über der Versturzzone liegenden Abschnitte der Aufstandsfläche des Ringdammes der für die Risiko-Bewertung und die Sanierung maßgebende Bereich.

Seitens des Betreibers des Beckens wurde ferner das **Sanierungsziel** vorgegeben, den Untergrund so zu ertüchtigen, dass in den nächsten Jahrzehnten nach 'menschlichem Ermessen' ein unterbrechungsfreier Betrieb des Pumpspeicherwerks gewährleistet ist.

Vor diesem Hintergrund werden sowohl in den über der Versturzzone liegenden Bereichen der Beckensohle als auch unter den über der Versturzzone liegenden Abschnitten des Ringdammes Maßnahmen zur Untergrundsanie rung erforderlich, um potentiell mögliche zukünftige Einbrüche zu verhindern oder aber in ihrer Auswirkung so zu beherrschen, dass hierdurch weder die Funktionalität des neuen Dichtungssystems von Beckensohle und Ringdamm beeinträchtigt wird, noch die Standsicherheit des Ringdammes nachteilig beeinflusst wird. Die Sanierung muss dabei dauerhaft sein, um den vom Betreiber geforderten störungsfreien Betrieb über die nächsten drei bis fünf Jahrzehnte zu gewährleisten.

## 12.2 Untergrundsanie rung im Bereich des Beckens

Nach den vorliegenden Erkundungsergebnissen erstreckt sich die überwiegend mit Lockersedimenten verfüllte Versturzzone über eine Fläche von rund 55.000 m<sup>2</sup> innerhalb des Beckens. In diesem Bereich muss, wie in Abschnitt 11 und 12.1 ausgeführt, auch zukünftig mit Einbrüchen gerechnet werden, wenn sich heute bereits bestehende Massendefizite bis zur Beckensohle fortpflanzen. Unter der Beckensohle ist der Bereich der Störzonenfüllung grob rund 60 m bis 80 m, bereichsweise auch bis zu 100 m bzw. 120 m breit.

Die für das Sicherungssystem zu berücksichtigenden Einwirkungen ergeben sich in erster Linie aus der Überbauung mit dem doppelagigen Dichtungssystem (ständige Einwirkungen) inklusive Ausgleichsschicht sowie aus der Auflast aus dem Stauvolumens des Beckens. Der auf die Beckensohle einwirkende Wasserdruck variiert während des Regelbetriebs des Beckens und erreicht maximal 12,85 m Wassersäule. Damit ist der ständige Lastanteil gegenüber dem veränderlichen Lastanteil gering. Das Wasser steigt und fällt beim Betrieb im Becken mit im Mittel 2 m pro Stunde, so dass für einen kompletten Füll- und Entleerungsvorgang rund 7 Stunden benötigt werden. In der täglichen Praxis wird der Füllstand des Beckens variabel gesteuert. Es wird vorgeschlagen, für die Quantifizierung der veränderlichen Einwirkungen davon auszugehen, dass der Wasserstand im Becken kontinuierlich zwischen den Grenzzuständen minimales und maximales Stauziel schwankt, womit sich die maximale Lastspielzahl zu rund 19.000 Lastspielen in 30 Jahren, respektive 32.000 Lastspielen in 50 Jahren ergibt.

Unter den vorbeschriebenen Randbedingungen wurden für die Untergrundsanie rung in den über der Versturzzone liegenden Bereichen des Beckens vier alternative Lösungsansätze entwickelt, die sich hinsichtlich der Risikovorsorge, aber auch hinsichtlich des technischen und ökonomischen Umfangs der zu ergreifenden Maßnahmen unterscheiden:

- Variante A: doppelagiges Dichtungssystem ohne Erdfallsicherung/Untergrundverbesserung,
- Variante B: doppelagiges Dichtungssystem mit Erdfallsicherung,
- Variante C: doppelagiges Dichtungssystem mit Erdfallsicherung und Untergrundverbesserung,

Variante D: doppelagiges Dichtungssystem auf tief gegründeter, bewehrte Stahlbetonplatte.

Nachfolgend werden die einzelnen Varianten detaillierter beschrieben und auf der Basis einer Vordimensionierung wesentliche bauliche Maßnahmen nach Art und Umfang erläutert.

Variante A: doppelagiges Dichtungssystem ohne Erdfallsicherung/Untergrundverbesserung

Bei der Variante A werden im Planum des geplanten doppelagigen Dichtungssystem keine gesonderten Maßnahmen vorgesehen, um dem Risiko von Einbrüchen in der weiteren Betriebsphase des Beckens zu begegnen.

Bei einem Einbruch mit der im Januar 2011 beobachteten Charakteristik ist in der unmittelbaren Folge des Schadenseintrittes mit einem Versagen des Dichtungssystems infolge Abscheren am randlichen Versatz des Einbruchtrichters zu rechnen.

Die Möglichkeit einer Detektion des Schadensereignisses über das Dichtungssystem, d.h. über einen Wasserzutritt in das Dränagesystem ist nicht zwingend, aber wahrscheinlich. Ein zur Leckageortung angedachtes Detektionsverfahren über Glasfaserkabel in der Dränageschicht hingegen wird im Schadensfall ausfallen, da die Dehnungen in der Fläche des Einbruchtrichters und die Scherbeanspruchungen am Rand des Einbruchtrichters von den Glasfasern (max. Dehnung ca. 1 %) nicht aufgenommen werden können.

Bei der Variante A wird die Schadensdetektion daher, wie in den vergangenen Jahren, im Wesentlichen über automatisierte Wasserstandsbeobachtungen in den Tiefbrunnen, d.h. durch Beobachtung des Wasserstandes an der Basis des Jurakalksteins erfolgen. Das Überwachungssystem kann dabei gegebenenfalls optimiert werden, beispielsweise durch die Einbindung der im Zuge der Erkundungsarbeiten 2011 neu erstellten Grundwassermessstellen BK 11/2011 und BK 12/2011 im östlichen Ringdamm, mit denen Wasserdruckanstiege

über dem Ornatenton auf Grund der kürzeren Strömungswege frühzeitiger als bisher erkannt werden können.

Das Eindringen von Wasser aus dem Stauvolumen des Beckens in den Untergrund infolge eines Einbruchs ist bei der Variante A unvermeidbar. Aus dem Eindringen von Wasser über die Beckensohle in den Untergrund ergibt sich aus geotechnischer Sicht keine unmittelbare Gefährdung.

Nach einem detektierten Einbruch und Abstau des Beckens werden Sanierungsarbeiten erforderlich, die sich lokal auf die Einbruchstelle beschränken können.

Die baulichen Maßnahmen zur Vorbereitung des Planums orientieren sich an den Anforderungen des Planums: in den Bereichen, in denen das Dichtungssystem unmittelbar auf dem Kalkstein aufliegt, werden keine gesonderten Maßnahmen erforderlich. In den Bereichen, in denen das Dichtungssystem auf der Störzonenfüllung aufliegt, kann bereichsweise eine Nachverdichtung mittels Oberflächenverdichtung erforderlich werden.

Variante B: doppelagiges Dichtungssystem mit Erdfallsicherung

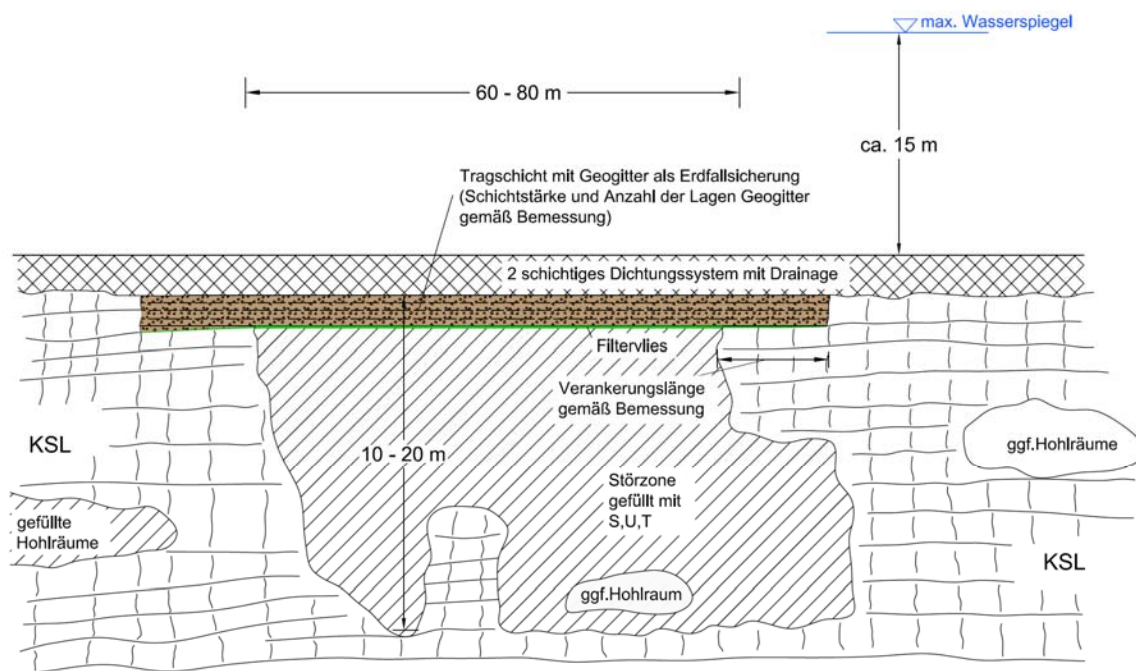
Ziel dieser Variante ist es, im Regelbetrieb ein redundantes Dichtungssystem zu haben, das aber auch bei einem Einbruch grundsätzlich soweit funktional bleibt, dass ein Wasserzutritt aus dem Stauvolumen in den Untergrund vermieden wird. Auch wenn ein solches Schadensszenario grundsätzlich aus geotechnischer Sicht als nicht kritisch zu bewerten ist, da standsicherheitsgefährdende Folgen nicht erkennbar sind, könnten damit Schadensfolgen (weiterer Materialausdruck in Versturzzone o.ä.) infolge eines solchen Wasserzutritts minimiert werden und damit letztlich auch genehmigungsrechtlich etwaig zu berücksichtigende Anforderungen entsprochen werden.

Bei dieser Variante B wird unter dem Dichtungssystem eine Art Erdfallsicherung in Form einer bewehrten Tragschicht eingebaut. Im Falle eines Einbruchs wird das Geogitter in der Tragschicht als Zugelement ('Netz') aktiviert und überspannt den Einbruch. Die mechanischen Be-

anspruchungen und Verformungen des Dichtungssystems werden dadurch reduziert. Entsprechende ingenieurmäßige Anwendungen sind aus dem Verkehrswegebau bekannt und bewährt – hier allerdings unter grundsätzlich abweichenden Randbedingungen, was bei dem Entwurf und der Bemessung zu berücksichtigen ist.

Das Verformungsverhalten von Erdfallsicherung (bewehrte Tragschicht) und Dichtungssystem muss eng aufeinander abgestimmt werden.

Die Wirkungsweise der Erdfallsicherung in Verbindung mit dem Dichtungssystem kann die Funktionalität des Dichtungssystems im Ereignisfall (Einbruch) entweder temporär sicherstellen, also die Reaktionszeiten bis zum Abstau und zur Sanierung strecken, oder dauerhaft sein.



**Bild 12.1** Schematische Darstellung der Sanierungsvariante B für die Beckensohle: Doppellagiges Dichtungssystem mit Erdfallsicherung durch bewehrte Tragschicht

Voraussetzung dafür, dass eine lediglich temporäre, d.h. zeitlich befristete Funktionalität des Dichtungssystems akzeptiert werden kann, ist, dass nach Eintritt des Einbruchs eine Leckage über die Dränschicht des doppellagigen Dichtungssystems detektiert werden kann, wofür es erforderlich wäre, dass das Primärdichtungssystem bei den durch den Einbruch verursachten Verformungen mechanisch so beansprucht wird, dass es - planmäßig - undicht wird. In diesem Fall wären eine Detektion und ein abschließender Abstau innerhalb weniger Stunden möglich. Unter Berücksichtigung des komplexen Verformungsverhalten des Dichtungssystems und dem ebenfalls komplexen, da nichtlinearen elastoplastischen und viskosen Materialverhaltens der Dichtungsmaterialien (z.B. Asphalt), bei dem Zeit- und Temperatureffekte das Werkstoffverhalten beeinflussen können, ist eine Bemessung eines solchen temporär funktionalen Systems in einer Weise, dass bei einem Einbruch zuverlässig eine die Dichtigkeitswirkung des Primärdichtungssystems einschränkende Schädigung eintritt, kaum möglich.

Alternativ wäre eine Überprüfung der Beckensohle auf etwaige Einbrüche in einem regelmäßigen Turnus durch regelmäßige Beckenentleerungen oder aber durch Radarmessungen von einem Boot aus - und damit ohne wesentliche Betriebseinschränkungen - denkbar. Bei den nachfolgend dokumentierten rechnerischen Einsenkmaßen ist die Voraussetzung für eine derartige Detektion gegeben, allerdings müsste die Erdfallsicherung dann mehrere Wochen oder Monate den Einbruch überspannen und das (Sekundär-)Dichtungssystem in dieser Phase funktional bleiben.

Eine derartige Lösung wäre dann schon sehr nah an einer im Ereignisfall dauerhaften Lösung, d.h. einer Lösung, bei der die Erdfallsicherung darauf bemessen wird, dass sie auch nach länger währendem Weiterbetrieb des Beckens den Einbruch mit für das Dichtungssystem verträglichen Verformungen dergestalt überspannt, dass ein Eindringen von Wasser aus dem Becken in den Untergrund sicher vermieden wird. Auch in diesem Fall wäre ein Detektionsverfahren erforderlich, bei dem das Ereignis eines Einbruchs und die mögliche zeitvariante räumliche Ausdehnung eines Einbruchs erkannt werden kann. Da das Dränagesystem inklusive einer hier integrierten Glasfasertechnik einen

Einbruch bei (zunächst) intakt bleibendem Primärdichtungssystem nicht detektieren kann, wird auch bei einer dauerhaften Lösung eine Kontrolle der Ebenheit der Beckensohle in regelmäßigen Abständen erforderlich.

Eine mögliche Alternative besteht in einer an der Bewehrung (Geogitter) der Tragschicht fixierten Messtechnik, die zumindest ereignisorientiert Einbrüche anzeigt. Hier besteht die Möglichkeit des Einsatzes fiberoptischer Sensoren, die in einem festzulegenden Raster von z.B. 3 m x 3 m verlegt werden. Mit diesen polyoptischen Fasern, die nach Herstellerangaben Flächendehnungen bis rund 10 % erfassen können, ist eine ereignisorientierte Sensorik möglich, d.h. der kurzfristige Anstieg der Dehnungen ist detektierbar und es ist eine räumliche Zuordnung des Ereignisses möglich. Ferner ist nach Herstellerangaben eine Detektion möglich, ob ein einmal eingetretener Einbruch bezüglich seines Durchmessers konstant bleibt oder sich weiter ausdehnt. Der Einsatz von Glasfasern ist auf Grund der auf 1 % begrenzten Grenzflächendehnung nicht möglich. Entsprechende flächige Ereignissensorik in Verbindung mit Geogittern ist heute grundsätzlich verfügbar, allerdings gibt es erst wenige großmaßstäbliche Praxisanwendungen. Die Verfügbarkeit dieses Verfahrens müsste daher noch projektspezifisch überprüft und detailliert untersucht werden.

Bei dieser Variante wird unter dem Dichtungssystem eine Erdfallsicherung in Form einer bewehrten Tragschicht eingebaut. Dichtungssystem und Erdfallsicherung sind daher hinsichtlich des Verformungsverhaltens eng aufeinander abzustimmen.

Die Wirkungsweise der Erdfallsicherung mittels geogitterbewehrter Tragschicht besteht darin, dass hochzugfeste und kriecharme Geogitter oder Geogewebe, deren tragende Kunststoffelemente orthogonal zueinander liegen, eingebettet werden in eine mineralische Tragschicht, die als Verbundtragschicht dem Abtrag der Zugkräfte aus dem Geogitter/-gewebe dient. Die Geokunststoffe stellen in der Regel, d.h. beim Verkehrswegebau in Erdfallgebieten, nicht die alleinige Sicherungselement dar. Meist werden sie mit anderen Sicherungselementen kombiniert, wie z.B. einem darüber liegenden Damm oder einer verfes-



tigten überlagernden Bodenschicht, die durch ihre Aufbauhöhe jeweils einen Teil der Überbrückungszone bilden.

Bei der Aufgabenstellung in Happurg ist im Vergleich zu Anwendungen des Verkehrswegebbaus die hohe Lastamplitude im Verhältnis zu der geringen ständigen Last zu beachten.

Zudem ergeben sich aus einer mächtigen Boden- bzw. Tragschicht über dem Geogitter erhebliche auszutauschende Erdmassen und zudem am Randbereich der Versturzone Nachteile und Unwägbarkeiten bei der Sicherung des geklüfteten Kalksteins.

Im Ergebnis wird empfohlen, das Dichtungssystem auf einer vergleichsweise dünnlagigen duktilen Tragschicht zu betten, bei der die Dicke der Tragschicht optimiert wird, während der Geokunststoff gegebenenfalls auch mehrlagig angeordnet wird. Eine solche duktile Tragschicht dient dann:

- zur Überbrückung von Scherzonen durch eine ausreichende Dicke der Tragschicht,
- der Entzerrung der Bruchzonen bzw. der Verbruchränder,
- der Minderung der Abhängigkeit von Gewölbeeffekten in einer (zu mächtigen) Tragschicht und damit der Reduktion der einbruchinduzierten Gefahr des plötzlichen Durchsackens mit lokalen Überbeanspruchungen,
- der Vermeidung von weitspannenden Membraneffekten zur Sicherstellung der Erkennbarkeit (Gefahr der Überbeanspruchung bei un-sanierter Senkung).

Die Bewehrung der Tragschicht kann einaxial oder biaxial erfolgen, sofern von einer annähernd kreisförmigen Ausbildung der Einbruchtrichter ausgegangen wird. Auch wenn die Dimensionierung einer biaxialen Bewehrung in der Regel zu geringeren Ausnutzungsgraden und damit einer etwas unwirtschaftlichen Bemessung führt, wird der Einsatz einer solchen biaxialen Bewehrung empfohlen, da mit ihr im Vergleich zu einer einaxialen Bewehrung ein grundsätzlich günstigeres Verformungsverhalten für das überlagernde Dichtungssystem erzielt werden kann.

Für die Bemessung von bewehrten Tragschichten zur Überbrückung von Erdeinbrüchen steht mit der EBGEO (Empfehlungen für den Ent-

wurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen, 2. Aufl., 2010), hier Kapitel 11, ein grundsätzlich anerkanntes technisches Regelwerk zur Verfügung, das allerdings den hier relevanten Anwendungsfall nicht voll abdeckt, da es für Verkehrswege in Erdfallgebieten entwickelt wurde.

Grundsätzlich kann zwischen dem Prinzip der 'Vollsicherung' und dem Prinzip der 'Teilsicherung' unterschieden werden. Das Prinzip der Vollsicherung geht davon aus, dass während der gesamten Nutzungs- bzw. Betriebsdauer des Bauwerks die Standsicherheit gewährleistet ist und im Falle von Erdeinbrüchen im Untergrund keine Nutzungseinschränkungen am Bauwerk (im Sinne der EBGEO: des Verkehrsweges) auftreten. Das Prinzip der Teilsicherung geht davon, dass an der Oberfläche eine lokale Einsenkung zugelassen wird, die allerdings in einer vorzugebenden Beanspruchungsdauer  $t_d$  einen festzulegenden Grenzwert für die Maximaleinsenkung  $d_{s,max}$  bzw. für das Verhältnis  $d_{s,max} / D_s$  ( $d_{s,max}$  = Maximaleinsenkung;  $D_s$  = Durchmesser der Einsenkmulde) nicht überschreiten darf.

Unter den gegebenen Randbedingungen ist eine Vollsicherung unter Einsatz von Geokunststoffen mit rationellem Mitteleinsatz nicht möglich, da die Verformungen erheblich sind. Eine Vollsicherung kann nur bei einer zusätzlichen Untergrundverbesserung (Variante C) oder bei einer Überbrückung der einbruchgefährdeten Bereiche, i.e. die Störzone mit angrenzenden Randbereichen, mittels einer tiefgegründeten Stahlbetonkonstruktion (Variante D) erreicht werden.

Aus einer Vorbemessung ergeben sich bei Einsatz eines bezüglich seines Dehnungsverhaltens eher moderat dehnsteifen Geogitters, das mehrlagig kreuzweise angeordnet wird, folgende Ergebnisse, soweit von einer zulässigen Dehnung des Geokunststoffes von immerhin  $\epsilon_{md,zul} = 7,5 \%$  ausgegangen wird und zudem angenommen wird, dass die Überschüttungshöhe ('Überbrückungszone') der unteren Bewehrungslage  $H = 1,0$  m und die Beanspruchungsdauer  $t_d = 4$  Wochen beträgt:

- Einbruchtrichter  $D_s = 3,0$  m: - Maximaleinsenkung  $d_{s,max} = 0,50$  m,  
- Dehnsteifigkeit  $J_{md} = 5.625$  kN/m

- Einbruchtrichter  $D_S = 5,0$  m: - Maximaleinsenkung  $d_{s,max} = 0,84$  m,  
- Dehnsteifigkeit  $J_{md} = 6.700$  kN/m
- Einbruchtrichter  $D_S = 7,0$  m: - Maximaleinsenkung  $d_{s,max} = 1,17$  m,  
- Dehnsteifigkeit  $J_{md} = 9.000$  kN/m
- Einbruchtrichter  $D_S = 10,0$  m: - Maximaleinsenkung  $d_{s,max} = 1,68$  m,  
- Dehnsteifigkeit  $J_{md} = 14.000$  kN/m

In den vorgenannten beispielhaften Vordimensionierungen sind bereits zahlreiche bemessungstechnische Optimierungen, wie eine Reduktion des Teilsicherheitsbeiwertes für die Berücksichtigung der Einwirkung aus dem Wasser des Stauvolumens eingeflossen, dennoch zeigt diese Vordimensionierung, dass diese Lösung grundsätzlich technisch umsetzbar ist.

Allerdings zeigt die Vordimensionierung auch, dass eine bemessungstechnische, bautechnische und ökonomische Anwendungsgrenze bei Erdeinbrüchen mit einem Durchmesser von etwa 6 m bis maximal 8 m liegt. Damit können nach der in Abschnitt 4 dokumentierten Auswertung rund 80 % bis 90 % aller bisher aufgetretenen bzw. dokumentierten Einbruchtrichter beherrscht werden.

Die dabei auftretenden Verformungen der Beckensohle und damit des Dichtungssystems sind indes erheblich. In den vorstehend dokumentierten Bemessungsbeispielen treten in Abhängigkeit vom Durchmesser des Einbruchs Einsenkmaße zwischen 0,5 m und über 1,5 m auf.

Eine Reduktion der Verformungen ist möglich durch eine Erhöhung der Dehnsteifigkeit des Geokunststoffe, was am wirkungsvollsten durch den Einsatz eines entsprechenden Materials, z.B. von Aramid oder Polyvinylalkohol, anstelle von PET- oder PP-Materialien zu erreichen ist. Allerdings steigen die Anforderungen an Zugfestigkeit und Dehnsteifigkeit des Geokunststoff deutlich überproportional mit der Reduktion der Verformungen.

Die sich hieraus ergebende Optimierungsaufgabe, das Verformungsverhalten der bewehrten Tragschicht mit den zulässigen Verformungen und Beanspruchungen des (Sekundär-)Dichtungssystems abzustimmen, ist ein wesentliche Aufgabe der weiteren Planungsschritte.

Im Zentrum des Einbruchtrichters erfährt das Material des Dichtungssystems vorwiegend eine Flächendehnung, die bei der vorgestellten Vordimensionierung bei rund 7,5 % liegt.

Besonders ungünstige und für die Bemessung maßgebende Beanspruchungen ergeben sich für das Dichtungssystem im Randbereich des Einbruchtrichters. Durch das Abscheren der einstürzenden Dichtung ergibt sich für das Dichtungssystem eine ungünstige Biegezug- und Schubbeanspruchung, die zu Rissbildung an der Oberfläche des Dichtungssystems führt. Untersuchungen von BECKER & DAHMEN (2004) an einer Tondichtung, die mit unterschiedlichen Geokunststoffen bewehrt und dann weggesteuert auf Abscheren beansprucht wurde, zeigt den grundsätzlichen Beanspruchungszustand, aber auch die verformungsreduzierende Funktion der Geokunststoffbewehrung.

Da es für die Ermittlung dieser Beanspruchungen keine geschlossen analytischen oder auch empirischen Ansätze gibt, werden hier im weiteren Planungsablauf numerische Untersuchungen mit der Finite-Element Methode erforderlich, mit denen die maximalen Zerrungen unter Ansatz der Dehnsteifigkeiten und Zwangsverformungen aus dem Untergrund ermittelt werden können.

Dabei ist nach den Bruchbildern von einem scharfen Rand auszugehen, zumal sich viele der 2011 eingetretenen Einbruchtrichter gerade in der Kontaktfläche zwischen der Störzone und vertikalen wandartigen Kalksteinstrukturen ausbilden, wodurch der Rand des Einbruchtrichters häufig gerade im Übergang zwischen Lockergestein und Kalkstein liegt und hier scharf ausgebildet ist.

Die in den Geokunststoffen bei einem Einbruchereignis induzierten Zugkräfte müssen durch eine Verankerung der Geokunststoffe außerhalb der Störzone abgetragen bzw. verankert werden. In Abhängigkeit von den aufzunehmenden Horizontalkräften, dem verwendeten Produkt und den Verbundeigenschaften zwischen Geogitter und eingesetzten Tragschichtmaterial ergeben sich nach den Vorbemessungen rechnerisch erforderliche Verankerungslängen von etwa 4 m bis < 10 m bei der Überbrückung eines Einbruchs mit 8 m Durchmesser. Um diese Maße muss das Geogitter über die Grenzen der Versturzzo-

ne hinausgeführt werden. Die erforderlichen Verankerungslängen sind vergleichsweise kurz, weil die Einwirkung aus Wasserlast proportional zur Reibung und damit zum Widerstand ist.

Im Übergangsbereich zum Ringdamm werden im Hinblick auf die Realisierung der Verankerungslänge Sonderlösungen erforderlich.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass mit der Variante B Einbrüche mit kleinem und mittlerem Durchmesser beherrscht werden können, wenn die daraus resultierenden erheblichen Verformungen und Beanspruchungen aufgenommen werden können. Die sich einstellenden Flächendehnungen von 7,5 % bis 10 % können mit einer Bentonitmatte oder einer Kunststoffdichtungsbahn zumindest temporär, d.h. bis zu einem Abstau und der anschließenden Sanierung aufgenommen werden und so ein Eindringen von Wasser aus dem Stauvolumen in den Untergrund vermieden werden.

Einbrüche mit einem größeren Durchmesser (ca. > 6 m) können mit diesem Verfahren nicht beherrscht werden.

Variante C: Untergrundverbesserung in Form von säulenartigen Tragelementen in Verbindung mit bewehrter Tragschicht

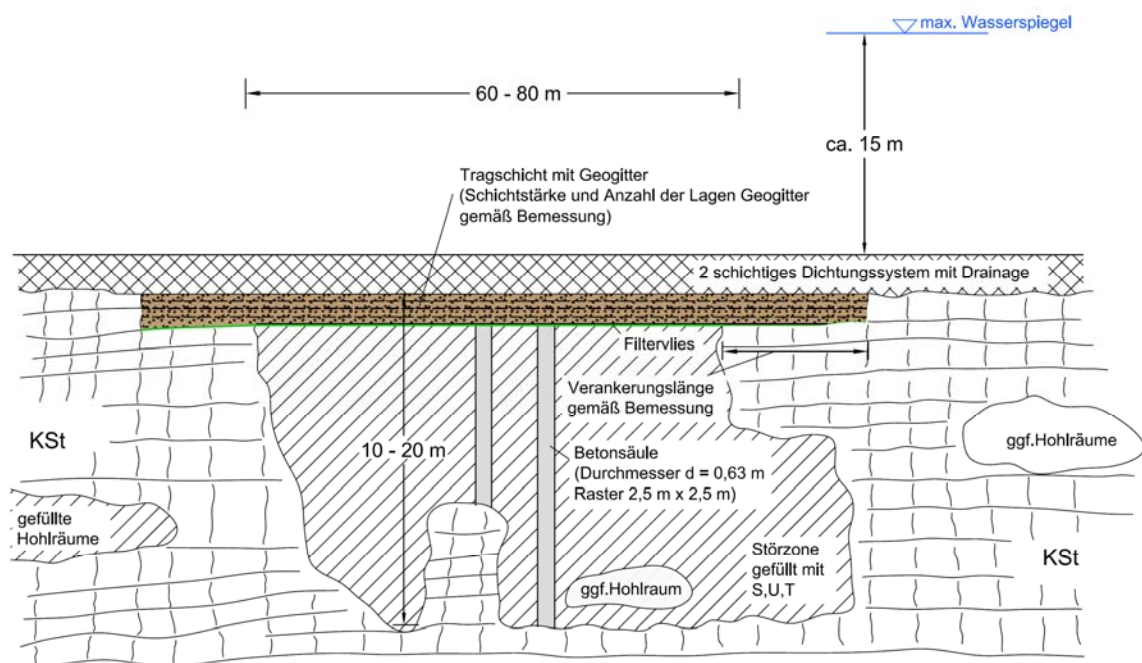
Die Erweiterung der Variante B um eine Untergrundverbesserung in Form von säulenartigen Tragelementen hat zum Ziel,

- auch Einbruchtrichter mit Durchmessern > 6 m bautechnisch sicher zu beherrschen und
- bei möglichen künftige Einbrüchen Abstau und Sanierung und damit Stillstandszeiten zu vermeiden.

Ziel dieses Konzeptes ist es also, ein möglichst uneingeschränkt funktionales System zu entwerfen, mit dem die Gebrauchstauglichkeit des Beckens in der Sohle während der gesamten Nutzungs- und Betriebsdauer gewährleistet ist, ohne dass im Falle von Erdeinbrüchen im Untergrund Nutzungseinschränkungen des Dichtungssystems an der Beckensohle auftreten. Angestrebt wird also eine Vollversicherung, da mit

der Variante B (Erdfallsicherung ohne Untergrundverbesserung) nur eine Teilsicherung erreichbar ist.

Bei der Variante C wird unter einer wiederum mit Geokunststoffen bewehrten Tragschicht der Untergrund mit säulenförmigen Tragelementen ertüchtigt. Je nach gewähltem Säulen-System und Einbringverfahren kann dabei im Zuge der Bauausführung eine weitreichende Hohlräumdetektion und auch eine Baugrundertüchtigung zwischen den Säulen erreicht werden.



**Bild 12.2** Schematische Darstellung der Sanierungsvariante C für die Beckensohle: Doppellagiges Dichtungssystem mit bewehrte punktgestützter Tragschicht und Betonsäulen

Die säulenartigen Tragelemente können u.a. ausgeführt werden als:

- Verdrängungspfähle, z.B. als Ortbetonrammpfähle,
- Bohrpfähle, z.B. SOB-Pfähle und/oder verrohrte Pfähle mit Fels-schnecke,
- Betonrüttelsäulen oder vermörtelte Schottersäulen mit Vorbohren,
- Stabilisierungssäulen (Mörtelsäulen  $D = 0,15$  m bis  $0,20$  m),

- Duktülpfähle (Ramppfähle aus duktilem Guss).

In Abwägung der mit diesen Systemen und Verfahren verbundenen technischen Möglichkeiten, Vor- und Nachteile sowie Risiken können mindestens drei Verfahren identifiziert werden, die grundsätzlich geeignet sind:

- Die Herstellung von Bohrpfählen ist unter den gegebenen Bedingungen geeignet und erlaubt eine ausführungstechnisch beherrschbare Lösung. Werden die Bohrpfähle verrohrt hergestellt, kann mit Hilfe einer Felsschnecke eine sichere Einbindung des pfahlartigen Elementes in den Kalkstein erreicht werden. Der Einsatz von Schneckenbohrpfählen, auch als Schneckenortbetonpfähle (SOB-Pfähle) bekannt, erlaubt eine besonders effiziente Herstellung der Pfähle, allerdings kann eine sichere Einbindung in den Kalkstein auch bei Einsatz eines Vorschneiders nicht zuverlässig realisiert werden.

Im Oktober 2011 wurde die Herstellung von SOB-Pfählen im Rahmen eines Feldversuches im Oberbecken getestet. Die Ergebnisse sind in einem gesonderten Geotechnischen Gutachten dokumentiert [U05]. Im Rahmen des Feldversuches wurden drei SOB-Pfähle mit einem Durchmesser von  $D = 630$  mm, Pfahllängen von rund 18 m und einem gegenseitigen Achsabstand von  $e = 2,5$  m unter unserer fachgutachterlichen Aufsicht hergestellt. Die Herstellung der drei SOB-Pfähle verlief planmäßig und belegt die technische Eignung dieses Verfahrens, aber auch den bauzeitlich und baulegistisch vorteilhaft zu bewerteten Umstand, dass bei dieser Verfahrenstechnik in nur einem Arbeitsschritt und mit einem Großgerät das Bohren und Betonieren einer 'Betonsäule' in einer vergleichsweise kurzen Zeitspanne. Mit einer im Zentrum der Pfähle abgeteuften Kernbohrung konnte ein Kraftschluss zum unterlagernden Kalkstein nachgewiesen werden.

Allerdings ist bei dem Einsatz von SOB-Pfählen systemimmanent keine Überprüfung der Qualität des unter der Pfahlfußebene anstehenden Kalksteins möglich. Auch eine Mindesteinbetiefe kann mit diesem Pfahlverfahren nicht gewährleistet werden. Insoweit kann

ein kraftschlüssiger Anschlusses der SOB-Pfähle an steil geneigte Kalksteinoberflächen nicht vollumfänglich sicher gewährleistet werden.

- Die Herstellung von Verdrängungspfählen, hier insbesondere von Ortbetonrammpfählen, beispielsweise mit Oberrammung, bei denen mit einer schweren Ramme unter Verwendung einer verlorenen Pfahlfußplatte (Rammschuh) ein Stahlrohr (Durchmesser z.B. 0,50 m) in den Boden gerammt wird, ist ein Standard-Pfahlverfahren, das unter dem Namen Simplex-Pfahl o.ä. bekannt ist.

Beim Einrammen des Stahlrohrs können durch Aufzeichnen der Schlagzahlen bestehende Hohlräume detektiert werden. Durch die Vollverdrängung werden auch Hohlräume und Auflockerungen, die zwischen den planmäßigen Pfahlachsen vorhanden sind weitgehend geschlossen, in jedem Fall aber die Lagerungsdichte des zwischen den Pfählen verbleibenden Bodens verbessert.

Bei diesem Verfahren ist das Durchbohren von Hindernissen nicht möglich. Auf die Ergebnisse der Schweren Rammsondierungen (Abschnitt 7.5) wird ausdrücklich hingewiesen. Zwar können dünnere Kalksteinbänke durchschlagen werden, allerdings machen eingeschaltete Kalksteinbrocken und mächtigere bindige Partien halbfester Konsistenz die Anwendung von Rammpfählen nur in Verbindung mit zusätzlichen Verfahrenstechniken möglich.

- Ein alternatives Herstellungsverfahren besteht darin, dass mit einem Großbohrgerät mittels Endlosschnecke ( $D = 0,45 \text{ m}$  bis  $0,63 \text{ m}$ ) zunächst die Säule ausgehoben und anschließend eine vermörtelte Schottersäule erstellt wird, in dem ein aus dem Rüttelstopfverfahren bekannter Schleusenrüttler in das Bohrloch eingestellt wird und sukzessive das über den Torpedotrüttler zugegebene und hier beim Austritt aus Schotter und Zementsuspension gemischte Material durch wiederholtes Heben und Senken des Rüttlers verdichtet und gegen den umgebenen Boden verspannt wird.

Ein Ausführungsrisiko bei diesem Verfahren der Säulenherstellung ist grundsätzlich darin zu sehen, dass das Bohrloch nach der Her-



stellung der Bohrung während des Einführens des Rüttlers nicht gestützt wird.

Im Rahmen des vorerwähnten Feldversuches wurde daher auch die Herstellung von vorgebohrten vermörtelten Stopfsäulen getestet. Dabei wurden insgesamt 24 Probesäulen bis zu einer maximal möglichen Herstelltiefe von ca. 20 m hergestellt. Die ungestützten Bohrlöcher erwiesen sich dabei als weitgehend stabil. Details zu dem Feldversuch können dem separaten Gutachten entnommen werden [U05].

Im Vergleich zu einem konventionellen Bohrpfahl liegt ein Vorteil dieses Verfahrens darin, dass der zwischen den Säulen verbleibende Boden durch den Rüttelvorgang und das Ausstopfen der Säulen im Nahbereich der Säulen verdrängt und zusätzlich verdichtet wird, insofern eine zusätzliche Prävention gegen existierende Hohlräume in den Lockersedimenten erreicht wird.

Außerdem ist eine Vorvergütung des Kalksteins unter dem Säulenfuß möglich, indem nach Erreichen des Kontaktes zum Kalkstein über den Torpedorüttler zunächst nur feststoffreiche Zementsuspension oder Mörtel eingebracht wird, mit dem offene Klüfte im Kalkstein geschlossen werden können. Die Kontrollmöglichkeiten dieser Fußvergütung sind allerdings sehr begrenzt.

Die Ausführung von säulenartigen Tragelementen in den Lockergesteinen der Verstorzzone ist somit grundsätzlich technisch möglich. Die erforderliche Pfahllänge ist auf der Basis der direkten und indirekten Baugrundaufschlüsse und den Ergebnissen der geophysikalischen Untersuchungen so festzulegen, dass der Pfahlfuß den soliden Kalkstein erreicht. Als Erwartungsmodell sollte das als Ergebnis der geophysikalischen Erkundungen entwickelte Modell der Felsoberfläche zu Grunde gelegt werden (Anlage 9.2, hier: Anlage 10).

Unter Berücksichtigung der Erkundungsergebnisse ist indes während der Ausführung dennoch mit nicht vorhersehbaren Abweichungen zu rechnen, da damit zu rechnen ist, dass in der Störzone immer wieder Kalksteinblöcke und 'turmartige' Kalksteinstrukturen eingebettet sind, die mit geophysikalischen Verfahren nicht ausreichend diskret aufge-

geschlossen werden können und die mit direkten/indirekten Erkundungsverfahren nur mit unverhältnismäßig großem Aufwand aufgeschlossen werden können.

Ausführungsrisiken werden daher bei der Herstellung von säulen- und pfahlartigen Tragelementen in folgender Hinsicht gesehen:

- Es ist mit dem Antreffen von Bohr- und Rammhindernissen in Form von Steinen und Blöcken sowie verstürzten bzw. verkippten Kalksteinblöcken zu rechnen (siehe Ergebnisse Rammsondierungen).
- In den teilweise verstärkt bindig ausgeprägten, meist halbfesten Schichtpartien der Störzonenfüllung kann bei einer rammenden/schlagenden Einbringung die Einbringung deutlich erschwert und das Erreichen der planmäßigen Endteufe nicht möglich sein.

Es besteht grundsätzlich die Möglichkeit, Kalksteinhindernisse, die nicht durchschlagen oder mit der Felsschnecke durchbohrt werden können, zu durchkernern und bei dem Antreffen von mächtigeren Lockergesteinspartien unter dem Kalkstein den Pfahl als Düsenstrahlsäule bis zum Anstehenden fortzuführen.

Das Pfahlraster bzw. der Pfahlachsabstand ist unter Berücksichtigung der Tragwirkung der bewehrten Tragschicht und der inneren Tragfähigkeit der Pfähle zu wählen. Nach einer Vorbemessung ist ein Rastermaß von etwa 2,5 m mal 2,5 m realistisch.

Die spezielle Anforderung bei der Bemessung besteht darin, dass die verfügbaren Berechnungsverfahren für bewehrte Erdkörper auf punktförmigen Traggliedern nicht auf die Ermittlung der Verformungen ausgelegt sind. Die in dem entsprechenden technischen Regelwerk, der EBGEO, Kapitel 9, enthaltenen Bemessungsansätze beruhen auf der Annahme, dass sich zwischen den gering verschieblichen Säulenköpfen ein Spannungsgewölbe in dem Erdkörper ausbildet, während das an der Unterkante des Erdkörpers liegende Geogitter nur als Zugband wirkt. Die in der EBGEO dokumentierten Ansätze beruhen auf experimentellen und numerischen Untersuchungen, die von Randbedingungen ausgingen, die u.a. bei Dammgründungen unter Verkehrslasten auf weichen bindigen Böden greifen: Hier ist die ständige Einwirkung (Dammkörper) im Vergleich zu den veränderlichen Einwirkungen hoch,

die Lastspielzahl zwar deutlich höher, zudem aber die Mächtigkeit des Erdkörpers deutlich größer. Außerdem kann hier eine Restbettung der bewehrten Tragschicht auf dem weichen bindigen Boden angesetzt werden, die bei einem anzunehmenden Einbruch nicht gegeben ist.

Die Nachweisführung muss aber für den Einsatz in Happurg verformungsbezogen erfolgen, weil die Beanspruchungen und Verformungen des Dichtungssystems auch bei dauerhafter Nutzung und eintretenden Einstürzen gewährleistet sein muss. Es sind daher im weiteren Planungsverlauf entsprechende numerische Untersuchungen durchzuführen.

Im Ergebnis muss für dieses Verfahren bei der Anwendung am Oberbecken des PSW Happurg ein Nachweiskonzept entwickelt werden, bei denen der numerischen Simulation (Finite-Element Berechnungen) zentrale Bedeutung zukommt. Dabei muss auch das Verhalten des Geokunststoffs über den Säulen (Durchstanzverhalten) untersucht werden.

In der Summe muss es das Ziel sein, die bewehrte Tragschicht möglichst duktil zu gestalten, damit sich keine nicht detektierbaren Einbrüche einstellen, indem die Tragschichtdicke begrenzt wird. Um das Risiko eines zeitvarianten Einsturzes eines sich in der Tragschicht über einem Einbruchtrichter gebildeten Spannungsgewölbes zu reduzieren, kann eine mehrlagige Bewehrung der Tragschicht sinnvoll sein.

Als Ergebnis von analytischen und numerischen Vordimensionierungen kann von einer rund 2 m dicken Tragschicht ausgegangen werden, die zwei- bis dreilagig kreuzweise bewehrt wird. Zur Reduktion der Verformungen und der Beanspruchungen der Geokunststoff ist eine Kopfaufweitung auf  $D = 0,90$  m sinnvoll. Bei einem Pfahlraster von 2,5 m mal 2,5 m sind unter diesen Randbedingungen bei einem vollständigen Bettungsausfall Durchbiegungen von  $\leq 12$  cm zu erwarten.

Die Erweiterung der Variante B um eine Untergrundverbesserung in Form von säulenartigen Tragelementen bietet in der Konsequenz mehrere Vorteile:

- Werden die Pfähle in einem Raster von etwa 2,5 m eingebracht, wird damit in einem vergleichsweise engen Raster eine weitgehende Hohlraumerkundung durch ein direktes Verfahren erreicht.
- Die Punktstützung der Pfähle ermöglicht es, den wirksamen Durchmesser von Einbrüchen selbst für worst-case Betrachtungen auf die freispannende Diagonale zwischen den vier umgebenden Pfählen zu reduzieren. Die numerischen Verformungsberechnungen im Rahmen der Vordimensionierung zeigen, dass die Verformungen einer solchen Lösung so gering sind, dass die Verformungsauswirkungen im Dichtungssystem verträglich klein sind.
- Damit können die Auswirkungen zukünftiger Sohleinbrüche auf ein Maß reduziert werden, das nach menschlichem Ermessen einen Weiterbetrieb des Beckens ohne Abstau und Sanierungsmaßnahmen ermöglicht.

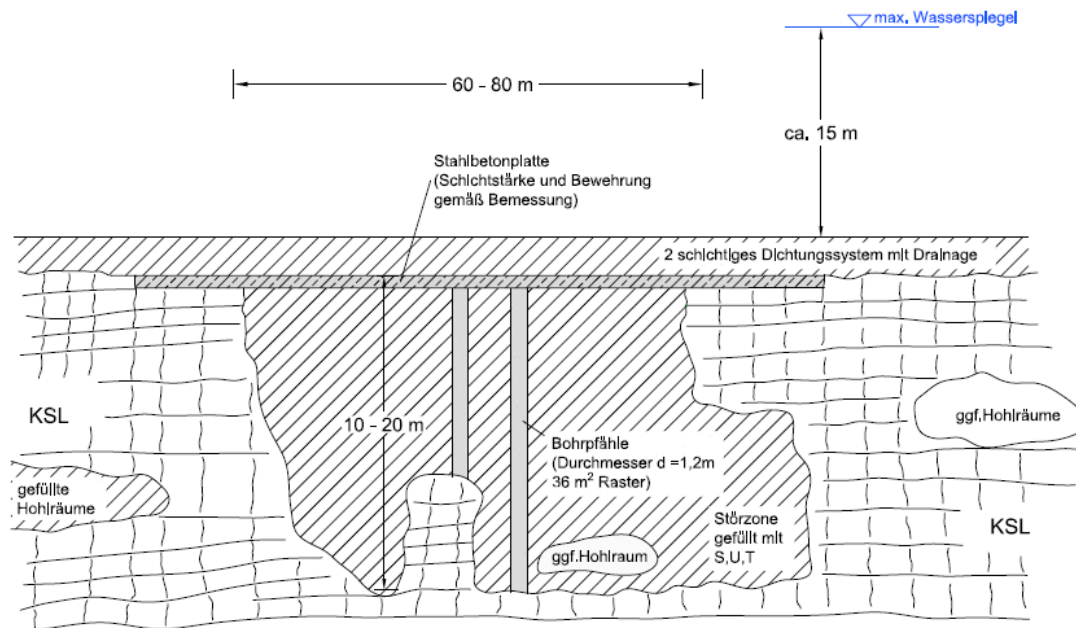
Unter Berücksichtigung der beschriebenen Herausforderungen bei der Bemessung des Systems kann die Verifikation des Berechnungsmodells durch einen Feld- oder Modellversuch erforderlich werden.

#### Variante D: Bewehrte Stahlbetonplatte auf Tiefgründungselementen

Die Variante D umfasst eine rein konstruktive Absicherung des Erdfallrisikos mittels einer bewehrten Stahlbetonplatte im Bereich der Störzone.

Für die Abdeckung von Einbruchtrichtern mit einem Durchmesser von etwa  $\geq 5$  m wird eine (Punkt-)Stützung der Stahlbetonplatte erforderlich, um die Biege- und Schubbeanspruchungen auf ein technisch und ökonomisch verträgliches Maß zu begrenzen.

In Kombination mit der lastverteilenden Stahlbetonplatte können als Tiefgründungselemente bevorzugt verrohrte Großbohrpfähle eingesetzt werden, mit denen auch höhere axiale Lasten setzungsarm in den Kalkstein abgetragen werden können. Bei einem Pfahlraster von 5 m x 5 m ergibt sich ein erforderlicher Pfahlwiderstand von rund  $R_{1,d} = 10$  MN.



**Bild 12.3** Schematische Darstellung der Sanierungsvariante C für die Beckensohle: Doppellagiges Dichtungssystem mit bewehrte punktgestützter Tragschicht und Betonsäulen

Als Pfahlsystem eignen sich unter den projektspezifischen Randbedingungen grundsätzlich Bohr- wie auch Verdrängungspfahlsysteme.

Bohrpfähle bieten den Vorteil, dass bei Einsatz entsprechenden Bohrwerkszeugs auch einzelne in die Störzonenfüllung eingebettete Kalksteinblöcke oder andere Hindernisse durchörtert werden können und eine nach normativem Regelwerk erforderliche Pfahleinbindung in den Kalkstein realisiert werden kann. Allerdings können seitlich angeschnittene Kalksteine die Bohrarbeiten deutlich erschweren. Ein weiteres Ausführungsrisiko wird im Bereich der Fußeinbindung gesehen und zwar insbesondere dann, wenn hier der Kalkstein so stark geklüftet ist, dass der Frischbeton in den Kalkstein abfließt und damit die Integrität der Bohrpfähle gefährdet werden könnte. Bei Ausnutzung hoher Pfahlfußwiderstände können hier Zusatzmaßnahmen wie eine Vorerkundung unter der Pfahlfußebene und/oder eine Gebirgsvergütung erforderlich werden.

Auch im randlichen Bereich der Störzone besteht das Risiko, das die Pfahlherstellung durch den unmittelbar benachbarten Anschnitt eines geklüfteten Kalksteins nachteilig beeinflusst werden könnte.

Bei dem alternativen Einsatz von Verdrängungspfählen können die vorab diskutierten Ortbetonrammpfähle mit Innenrohrummung oder Ortbetonummung mit Außenummung zum Einsatz kommen. In diesem Fall können Hindernisse in Form von Kalksteinblöcken nicht definiert durchörtert werden, so dass hier Ausführungsrisiken verbleiben. Zugleich ist das System durch das hinsichtlich der Bodenplatte vorgegebene Raster punktueller Unterstützungen sensibel gegenüber während der Bauzeit vorgenommene Anpassungen. Auch hinsichtlich des kraftschlüssigen Anschlusses der Verdrängungspfähle an den Kalksteinen ist eine definierte, zuverlässige Verfahrensweise nur begrenzt möglich. Der Einsatz von Verdrängungspfählen ist daher bei dieser Variante nachteilig zu bewerten.

Die Variante D besitzt gegenüber der Variante C den Vorteil, dass die Anzahl der erforderlich werdenden Gründungselemente bei der Variante D deutlich reduziert wird, so dass die im Zusammenhang mit der Ausführung der Baugrundverbesserung bzw. Gründung verbundenen Ausführungsrisiken vom Ansatz her deutlich reduziert werden.

Die Herstellung von Bohrpfählen mit einem größeren Durchmesser ist unter den gegebenen Randbedingungen positiv zu werten, da kleine Bohrhindernisse (Kalksteinblöcke) einfacher geborgen werden können und da insbesondere eine zuverlässige Einbindung des Pfahles in den Kalkstein verfahrenstechnisch sichergestellt werden kann.

Vorteilhaft ist auch, dass sich für das Dichtungssystem auch im Falle eines Einbruchs keine baupraktisch relevanten Verformungsauswirkungen ergeben.

Im Ergebnis ist die Variante D gegenüber der Variante C vorläufig eher etwas nachteilig zu bewerten, da der vermeintlich „sichere Lastabtrag“ durch die hohen Anforderungen an die Tiefgründungselemente relativiert wird.

Bewertung:

Tabelle 12.1 fasst die Varianten A bis D zu Behandlung der Untergrundsituation im Bereich der Beckensohle zusammen.

Variante	<b>A</b> doppellagiges Dichtungssystem ohne Erdfallsicherung/ Untergrundverbesserung	<b>B</b> doppellagiges Dichtungssystem mit Erdfallsicherung	<b>C</b> Untergrundverbesserung mit säulenartigen Tragelementen in Verbindung mit bewehrter Tragschicht	<b>D</b> Bewehrte Stahlbetonplatte auf Tiefgründungselementen
Beherrschung von Einbrüchen D < 6 m	-	+	+	+
Beherrschung von Einbrüchen D > 6 m	-	-	+	+
Beckenwasser kann bei Einbrüchen in Untergrund eindringen	-	o	+	+
Detektion von Einbrüchen während Betrieb	über bestehendes Brunnenkonzept	regelmäßige visuelle Kontrolle, alternativ Ereignissensorik Geogitter	nicht notwendig, gelegentlich visuelle Kontrolle	nicht notwendig,
Gefahr von Betriebsunterbrechungen bei Einbrüchen zur Sanierung	-	-	+	+
Erkennen von Hohlräumen bei der Sanierung	-	-	+	o
Ausführungsrisiken	+	+	o	o
Kosten (Schätzung)	+	+	o	o

**Tab. 12.1:** Untergrundbehandlung im Bereich der Beckensohle · Variantenvergleich und Bewertung

Im Vergleich können mit der Variante C alle maßgebenden Projektziele erreicht werden. Gegebenenfalls latent vorhandene Hohlräume in der Störzone werden durch das Herstellen der Betonsäulen in einem Raster von etwa 2,5 m erkannt. Werden die Säulen dann als Verdrängungselemente hergestellt, kann zudem der zwischen den

Säulen verbleibende Boden verdichtet werden. Tritt dennoch ein Einbruch zwischen den Säulen auf, so ist dieser in seinem Durchmesser auf das Rastermaß der Säulen begrenzt. Die die Säulen überspannende und damit punktgestützte bewehrte Tragschicht verteilt die Einwirkungen aus der Wasserauflast auf die Säulenköpfe. Die Ergebnisse einer Vordimensionierung zeigen, dass die Verformungen dabei so klein sind, dass sich die daraus ergebenden Beanspruchungen und Verformungen des Dichtungssystems nachweisen lassen. In diesem Fall wäre bei einem Einbruch nach menschlichem Ermessen kein Abstau und damit auch keine Betriebsunterbrechung erforderlich.

Angaben zur Bemessung des 'äußeren' Widerstandes (Tragfähigkeit) der Betonsäulen werden in Abschnitt 12.4 gemacht.

### **12.3 Untergrundsanierung in der Aufstandsfläche des Ringdamms**

Die 2011 gewonnenen Erkundungsergebnisse zeigen, dass die Aufstandsfläche des umlaufenden Ringdamms des Oberbeckens bereichsweise in der Versturzzone liegt. Dies betrifft nach heutigem Stand insbesondere Abschnitte im Nordosten, im Südwesten sowie im Südosten.

In diesen Abschnitten ist damit zu rechnen, dass zumindest in Teilbereichen der Dammaufstandsflächen Lockergesteine der Versturzzonenfüllung anstehen und damit grundsätzlich das Risiko von Hohlräumen und Einbrüchen besteht.

Die Standsicherheit und Integrität des Ringdamms ist von essentieller Bedeutung für das Sicherheits- und Nachweiskonzept der Stauanlage.

Es werden daher Maßnahmen notwendig, mit denen präventiv das Auftreten von Einbrüchen verhindert oder aber zumindest die Auswirkungen aus auftretenden Einbrüchen auf die Dammintegrität und die Dichtfunktion der Oberflächenabdichtung soweit reduziert werden, dass die Oberflächendichtung funktional und der Dammkörper standsicher bleibt. Dabei ist von den Anforderungen her zu entscheiden zwischen Lösungen, mit denen eine Vollsicherung erreicht wird, d.h. das Auftreten von Einbrüchen zukünftig verhindert wird und einer Teilsicherung, die dazu beiträgt, dass die Funktionalität von Damm und Dichtungssystem bei einem Einbruch nur über einen Zeitraum aufrecht erhalten wird, in dem das Becken abgestaut werden kann; bei einer Teilsicherung muss sich dann eine Sanierung anschließen, die bei Einbrüchen unter



dem Dammkörper umfangreich sein wird und während der das Becken nicht betriebsbereit ist.

Aus technischer Sicht wurden im Rahmen einer technischen Variantenuntersuchung folgende Varianten identifiziert:

- Variante A: Ertüchtigung und Immobilisierung der Lockergesteine der Störzonenfüllung unter der Dammaufstandsfläche mittels im Düsenstrahlverfahren hergestellten Säulen
- Variante B: abschnittsweiser Rückbau des Damms im Bereich der Störzonenfüllung, Baugrundertüchtigung mit säulen-/pfahlartigen Tragelementen und einer bewehrten Tragschicht und anschließender Wiederaufbau des Damms
- Variante C: Herstellung einer als Dichtwand und tragendes Element wirkenden überschnitten Bohrpfahlwand in der Dammachse in den Abschnitten der Störzonenfüllung

Nachfolgend werden die einzelnen Varianten detaillierter beschrieben und auf der Basis einer Vordimensionierung wesentliche bauliche Maßnahmen nach Art und Umfang erläutert.

Variante A: Herstellung von Säulen im Düsenstrahlverfahren unter Dammaufstandsfläche

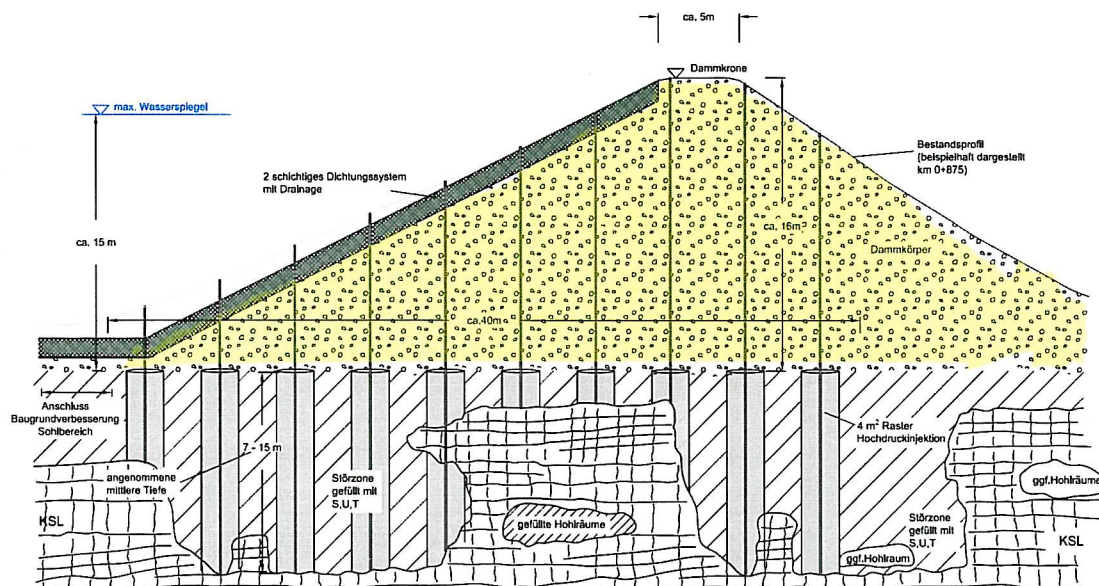
Gegenstand der Maßnahmen der Variante A ist eine Stabilisierung der Störzonenfüllung unter der Dammaufstandsfläche mit dem Ziel, bestehende große Hohlräume zu verfüllen und das Material säulenförmig so zu stabilisieren, dass es bei Grundwasserströmungen nicht mobilisiert werden kann. Werden die Säulen in einem gleichmäßigen Raster hergestellt, ergibt sich ein Stützraster unter der Dammaufstandsfläche (Bild 12.4). Die Düsenstrahlsäulen sind dabei bis auf die Oberfläche des soliden Kalksteins zu führen. Freiheitsgrade für die Bemessung sind der Säulendurchmesser und der Säulenabstand im Raster.

Der Durchmesser der Düsenstrahlsäulen ist abhängig von der eingesetzten Düsenstrahltechnik (Simplex-, Duplex- oder Triplex-Verfahren), den Düsparametern und dem anstehenden Boden. Unter den gegeb-

nen Randbedingungen wurde in Vordimensionierung vorausgesetzt, dass ein Durchmesser von  $D = 2,0 \text{ m}$  erreicht werden kann.

Da bei diesem Verfahren keine lastverteilende Tragschicht o.ä. hergestellt wird bzw. nur mit erheblichen technischen und wirtschaftlichen Aufwand realisiert werden könnte (z.B. durch eine im Düsenstrahlverfahren hergestellte Düsenstrahlsohle) muss die Lastverteilung aus dem Damm auf die Säulen durch Gewölbewirkung im Dammkörper erfolgen. Dabei kann die hohe Scherfestigkeit der den Schüttkörper bildenden Kalksteinschüttung ausgenutzt werden.

Der Abstand der in einem gleichmäßigen Raster angeordneten Säulen ist hinsichtlich dieser Gewölbewirkung festzulegen, d.h. zu begrenzen. Für die Abbildung der räumlichen Gewölbewirkung - maßgebend werden die diagonalen Spannungsbögen - bestehen vereinfachende analytische Berechnungsmodelle. Letztlich werden aber im Rahmen der weiteren Planungsschritte dreidimensionale numerische Berechnungen zur Untersuchung der Wechselwirkungen erforderlich.



**Bild 12.4** Schematische Darstellung der Sanierungsvariante A für die Dammaufstandsfläche: Ertüchtigung / Immobilisierung der Lockergesteinsfüllung mit rasterförmig angeordneten Düsenstrahlsäulen

Hinsicht der Einwirkungen ist, anders als unter der Beckensohle, dabei der Anteil der permanenten Einwirkungen im Verhältnis zu den für die dauerhafte Stabilität der Gewölbewirkung ungünstigen, veränderlichen Einwirkungen im unteren und mittleren Bereich des Dammquerschnittes überwiegend hoch, nimmt aber zum Dammfuß hin deutlich ab.

Für eine Vordimensionierung kann bei einem Säulendurchmesser von 2 m von einem Rasterabstand von 4 m x 4 m ausgegangen werden. Im Hinblick auf eine Optimierung kann ein dreiecksförmiges Raster günstig sein; hierfür sind aber dreidimensionale numerische Berechnungen notwendig, da die bestehenden analytischen Modelle eine quadratische Anordnung zu Grunde legen.

Zu klären ist die Frage, in welchen Bereichen des Dammquerschnittes eine Untergrundertüchtigung mittels Düsenstrahlsohlen erforderlich ist, d.h. in welcher Breite zwischen wasser- und landseitigem Böschungsfuß eine Untergrundverbesserung mit Düsenstrahlsäulen erforderlich wird, wurden vertikal-ebene Finite-Element Berechnungen durchgeführt, mit denen ein Einbruch unter dem Damm simuliert wurde. Im Ergebnis ist eine Untergrundsanie rung in einem rund 54 m breiten Streifen ab dem wasserseitigen Dammfuß erforderlich, um die aus einem Einbruch resultierenden Verformungen auf ein für das Dichtungssystem verträgliches Maß zu reduzieren.

Die Herstellung der Düsenstrahlsäulen muss von der Böschungsoberfläche des Ringdammes aus erfolgen. Hinsichtlich der Böschungsneigung kann die Herstellung vorteilhaft von mobilen Arbeitsbühnen aus erfolgen, die senkrecht zur Dammachse verschoben werden, oder von temporär geschütteten Bermen.

Der Aufbau des Dammkörpers mit steinigem und blockigem Dammschüttmaterial, aber auch die Notwendigkeit, den Rücklauf beim Herstellungsprozess zu beobachten, macht für die Injektionen die Ausführung vorlaufender Kernbohrungen erforderlich.

Der Aufbau und die Zusammensetzung des Dammschüttmaterials wurde durch Schürfe am landseitigen Böschungsfuß erkundet (Abschnitt 7.4).

Bei den Bohrarbeiten ist bedingt durch den sehr heterogenen Bau-  
rundaufbau, insbesondere die räumlich sehr unregelmäßig ausgebilde-  
te Grenze zwischen Kalkstein und Störzone, aber auch die in der Stör-  
zone bereichsweise eingelagerten Steine mit Bohrhindernissen zu  
rechnen.

Die Ausführung von säulenartigen Tragelementen mittels Düsenstrahl-  
verfahrens ist im Lockergestein ein grundsätzlich erprobtes und be-  
währtes Verfahren. Allerdings sind die projektspezifischen Randbedin-  
gungen als anspruchsvoll und schwierig einzustufen:

- Die Lockergesteine sind bereichsweise ausgeprägt bindig. Die hier  
anstehenden mittel bis ausgeprägt plastischen Tone besitzen hier  
eine steife bis halbfeste Konsistenz.
- Im Kontakt der frisch gedüsten Säule zum geklüfteten Kalkstein an  
der Säulenbasis besteht die Gefahr, dass erhebliche Mengen Ze-  
mentsuspension über die offenen Klüfte in das Gebirge eindringen  
und hieraus ein erheblicher Suspensionsmehrverbrauch resultiert  
bzw. auch der notwendige Suspensionsüberdruck in den Säulen  
nicht gehalten werden kann. Gleiches gilt für Säulen, die im Nahbe-  
reich von vertikalen Kalksteinwänden stehen, also am Rand der  
Störzone oder in der Nähe zu eingelagerten Kalksteinblöcken. In  
diesen Fällen kann es erforderlich werden, die Zementsuspension  
im gewissen Maße aufzuladen oder Wasserglas zuzusetzen. Der  
Düsvorgang muss hierfür unterbrochen werden, so dass in der  
Konsequenz neben ökonomischen auch bauzeitliche Konsequen-  
zen zu erwarten sind.
- Die Bohrung in dem Steinschüttkörper muss komplett verroht erfol-  
gen, um ein Abfließen der Suspension in den Schüttkörper zu ver-  
hindern und den für die Überprüfung der Qualität der Säulenher-  
stellung wichtigen Rückfluss beobachten zu können. Dennoch sind  
auch im Übergang von Dammkörper/Verrohrung zum Untergrund  
Suspensionsverluste zu befürchten.

Unter Berücksichtigung dieser Randbedingungen wurde im November  
und Dezember 2011 ein Feldversuch durchgeführt, in dessen Verlauf  
sowohl von der Beckensohle als auch von der Dammkrone aus Probe-  
säulen mit unterschiedlichen Herstellparametern unter unserer fachgu-

tachterlichen Überwachung hergestellt wurden. Die Qualität der ausgeführten Probesäulen wurde durch umfangreiche Maßnahmen untersucht; u.a. wurden die im Becken hergestellten Säulen freigelegt und Kernbohrungen in den Säulen ausgeführt.

Die Ergebnisse sind in einem gesonderten Gutachten [U06] dokumentiert.

Im Ergebnis ist festzustellen, dass ein Durchmesser von 2,0 m mit dem gewählten Verfahren in den bindig ausgeprägten Partien der Lockergesteinsfüllung nicht erreicht wird. Auch die nachgewiesenen Druckfestigkeiten der DSV-Körper lagen deutlich unter den aus der Bemessung erforderlichen Anforderungen. Mikroanalytische und chemische Untersuchungen [U07] an aus den DSV-Körpern entnommenen Proben zeigen, dass die geringe Dispergierungsneigung der roten, rotbraunen und grauen bzw. weißen Tone und deren Korngrößenverteilung die Festigkeitsentwicklung bzw. Endfestigkeit des verdüsten Gesteins entscheidend nachteilig beeinflussen.

In der Konsequenz ist beim Einsatz des Düsenstrahlverfahrens in diesen 'besonderen Tönen' grundsätzlich ein Verfahren mit Vorschritt zum Einsatz zu bringen. Dabei ist berücksichtigen, dass durch das Vorschneiden zusätzliches Überschussvolumen in erheblichem Umfang anfällt.

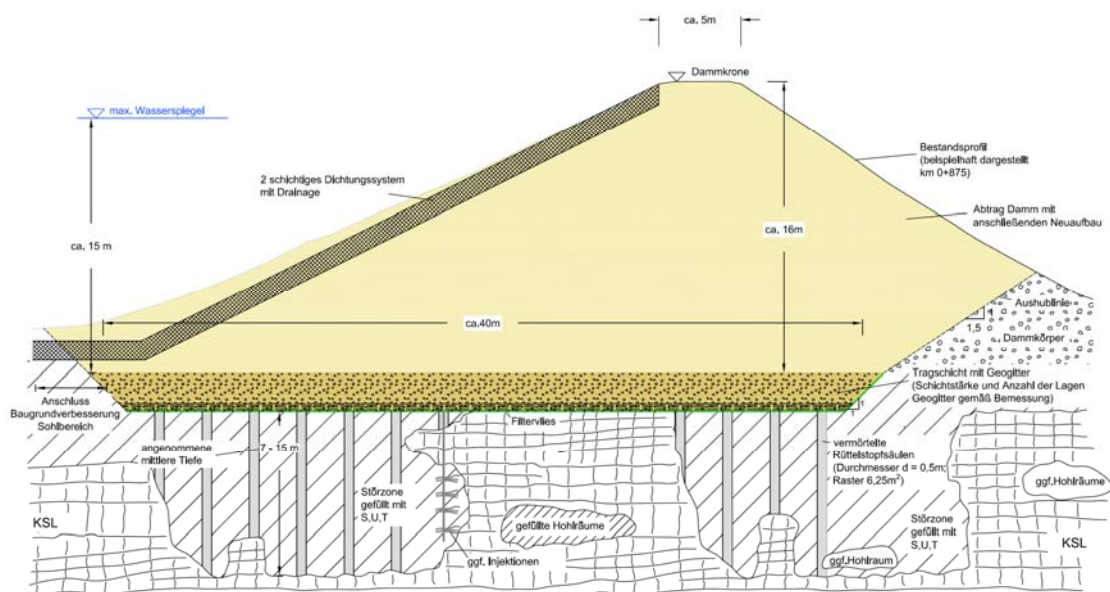
Variante B: abschnittsweiser Rückbau des Damms im Bereich der Störzonenfüllung, Baugrundertüchtigung mit säulen-/pfahlartigen Tragelementen und einer bewehrten Tragschicht und anschließender Wiederaufbau des Damms

Die Variante B sieht einen Rückbau des Ringdamms in den Teilbereichen vor, in denen dieser nach den Ergebnissen aller Erkundungsmaßnahmen potentiell auf der Störzonenfüllung gegründet ist (Bild 12.5). Der Rückbau des Ringdamms besitzt vier wesentliche technische Vorteile:

- Die nach allen bisherigen Erkundungsergebnissen außerordentlich heterogene und auch auf kurzer Distanz variierende Gründungssi-

tuation im Planum kann nach Rückbau des Ringdammes in den Verdachtsflächen visuell überprüft werden. Damit kann sicher beurteilt werden, in welchen Abschnitten der Ringdamm auf Kalkstein aufsteht und in welchen Bereichen eine Versturzzonefüllung ansteht. Damit können auch die Maßnahmen zur Baugrundstabilisierung zielgerichtet angepasst und ausgeführt werden.

- Alle Untergrundertüchtigungsmaßnahmen können von einem ebenen Planum aus durchgeführt werden.
- Anstelle des technisch und ökonomisch aufwändigen Düsenstrahlverfahrens können die auch im Beckenbereich vorgesehenen konventionellen Gründungssysteme und Herstellungsverfahren für Bohrpfähle, Ortbetonrammpfähle oder vermörtelte Schottersäulen eingesetzt werden. Damit können die Gründungsarbeiten deutlich schneller und technisch weniger aufwändig realisiert werden als bei der Variante A.



**Bild 12.5** Schematische Darstellung der Sanierungsvariante B für die Dammaufstandsfläche: Rückbau Damm, Baugrunder-

tüchtigung mit Bohrsäulen und bewehrter Tragschicht,  
Wiederaufbau des Damms

- Über den säulenartigen Tragelementen, d.h. in der Dammbasis kann eine definierte lastverteilende Tragschicht eingebaut werden, mit der die Lasten aus dem Dammkörper definiert in die Gründungselemente abgetragen werden können, ohne dass - wie bei der Variante A über den Düsenstrahlsohlen - die Gewölbewirkung des Dammkörper allein in Anspruch genommen werden muss.

In der Summe kann damit mit der Variante B hinsichtlich der Ertüchtigung und Stabilisierung der Untergrundsituation in der Störzone eine technische saubere und überzeugende Lösung erzielt werden, die nur geringe Ausführungsrisiken besitzt und im Sinne einer Vollsicherung den nach menschlichem Ermessen uneingeschränkten Betrieb des Oberbeckens gewährleistet.

Nachteilig ist bei dieser Variante der Eingriff in den bestehenden Dammkörper zu bewerten und zwar sowohl hinsichtlich der Bauausführung als auch hinsichtlich des Trag- und Verformungsverhaltens nach der Wiederinbetriebnahme des Oberbeckens:

- Die Einhaltung der zulässigen Böschungsneigungen und die Einschaltung von Bermen führen selbst bei einem bezüglich der Gründungssituation eng begrenzten abschnittswisen Rückbau des Ringdamms zu erheblichen Eingriffen in den bestehenden Ringdamm.
- Unter Berücksichtigung spannungsabhängiger- und spannungsunabhängiger Effekte wird sich der Ringdamm in den wieder neu aufgebauten Abschnitten in gewissem Maße abweichend von den bestehenden Abschnitten des Ringdamms verhalten. Dabei sind u.a. spannungsunabhängige Sackungsprozesse zu berücksichtigen, die auch bei sorgfältiger Ausführung der Erdarbeiten bis auf 1 % der Aufbauhöhe summieren können, aber auch Effekte aus dem spannungsabhängigen Verformungsverhalten unter den zyklischen Bedingungen des Beckenbetriebs. Es ist daher besonders wichtig, dass bei dieser Sanierungsvariante entsprechend eindeutige Anfor-

derungen an den Dammbau formuliert werden, die entsprechend ausführungstechnisch umgesetzt werden.

Als Ausführungsrisiken sind primär die mit der Herstellung der säulen- oder pfahlartigen Gründungselemente verbundenen Herstellungsrisiken zu benennen (siehe Variante C bei der Untergrundbehandlung der Beckensohle).

Variante C: Herstellung einer als Dichtwand und tragendes Element wirkenden überschnitten Bohrpfahlwand in der Dammachse im Bereich der Störzonenfüllung

Die Variante C ist ein Konzept, das primär die Sicherung der Standsicherheit des Ringdammes bei einem Einbruch unter der wasserseitigen Böschung des Ringdammes zum Ziel hat. Mit dieser Variante C kann daher nur eine Teilsicherung erreicht werden, in der Folge werden bei einem potentiellen Einbruch umfangreiche Sicherungs- und Sanierungsmaßnahmen bei Stillstand des Pumpspeicherwerkes erforderlich.

Das Konzept sieht vor, dass in den auf Basis der Erkundung identifizierten Verdachtsbereichen, in denen in der Aufstandsfläche des Ringdammes flächig oder bereichsweise eine Störzonenfüllung ansteht, in der mittleren Achse des Ringdammes aus eine tragende Wand erstellt wird, die von der Dammkrone aus mindestens rund 10 m unter die Gründungsfläche des Dammes reicht, aber - vorbehaltlich genauerer statischer und hydraulischer Berechnungen - nicht zwingend bis in den stehenden Kalkstein geführt werden muss. Die Funktion dieser als bewehrte Stahlbetonwand auszuführenden Sicherungselementes besteht darin, bei Eintritt eines Einbruchs die rechnerische Standsicherheit des Dammbauwerkes und seine dichtende Funktion sicher zustellen – und zwar unabhängig davon, ob der Einbruch unter der wasserseitigen oder der landseitigen Böschung auftritt.

Mit der Tragwirkung der Wand sollen also die aus einem Einbruch folgenden Auflockerungen im Dammkörper und die damit verbundenen Schäden inklusive der Abweichungen von der Dammgeometrie kompensiert werden. Die Wand bleibt von ihrer statischen Tragwirkung in





der Wasserzutritt räumlich begrenzt erfolgen wird. Die in Dammlängsachse verlaufende Wand würde in diesem Fall, das Wasser temporär aufstauen und dann in Dammlängsrichtung abführen. Dabei gibt es zwei Möglichkeiten, um den sich ergebenden hydraulischen Gradienten so abzubauen, dass die Standsicherheit und die innere Erosionsstabilität des Damms nicht gefährdet werden:

- Bei der ersten Variante wird die Wand in Dammlängsrichtung deutlich über den eigentlichen, in der Störzone liegenden Abschnitt hinausgeführt, um das sich aus der Fehlstelle im Dichtungssystem ergebende hydraulische Potential durch eine Strömung entlang der Wand, d.h. in Wandlängsrichtung, abzubauen. Die Länge der zusätzlich erforderlich werdenden Wandflügel ist auf der Basis von hydraulischen Berechnungen festzulegen.
- Bei der alternativen, zweiten Variante wird die Wand als vertikales Dichtungselement seitlich außerhalb der Störzone an das Dichtungssystem der wasserseitigen Dammböschung angeschlossen. Dieser Anschluss in Form einer Art „Flügelwand“ kann technisch am ehesten mit Injektionsmaßnahmen erfolgen, wobei sowohl das Düsenstrahlverfahren als auch konventionelle Nieder- und Hochdruckinjektionen zur Anwendung kommen können.

Die zweite Variante ist hinsichtlich ihrer definierten Wirkungsweise und im Hinblick darauf, dass Strömungsvorgänge im Dammkörper weitgehend vermieden werden, zu bevorzugen.

Bei der Wahl des Wandtyps und des Herstellungsverfahrens sind die sich aus dem Schüttkörper des Damms und aus der Untergrundsituation ergebenden Anforderungen zu berücksichtigen. Hierzu zählt insbesondere die Steinschüttung des Dammkörpers mit massiven Steinen und Blöcken und einem entsprechenden Porenvolumen, aber auch die in der Wandachse im Untergrund zu erwartenden Hindernisse in Form von Steinen, Kalksteinblöcken und ausgedehnteren Kalksteinformationen. Unter diesen Randbedingungen ist die Herstellung der Wand als überschnittene Bohrpfeilwand aus Großbohrpfählen erforderlich.

Die Durchörterung des Dammkörpers, mehr aber noch die Durchörterung von Kalksteinformationen im Untergrund stellen erhebliche Anforder-

derungen an die Ausführung, auch wenn sie durch die heute zur Verfügung stehenden Bohrgeräte mit hohem Drehmoment und die fortentwickelten Bohrgeräte für das Bohren im Fels beherrscht werden können. Mit signifikanten Auswirkungen auf den Bohrfortschritt und den kostenintensiven Verschleiß der Bohrwerkzeuge ist indes zu rechnen.

Hinsichtlich der möglichen Anschlussinjektion zum seitlichen Anschluss der Bohrpfahlwand an das Oberflächendichtungssystem ergeben sich die bereits für die Variante B diskutierten Ausführungsanforderungen (Bohr- und Injektionsmaßnahmen von der Böschungsoberfläche aus) und Ausführungsrisiken.

#### Bewertung:

Tabelle 12.2 fasst die Varianten A bis C zur Behandlung des Ringdammes bzw. dessen Aufstandsfläche im Bereich der Störzone zusammen und bewertet diese.

Im Vergleich können mit der Variante B alle maßgebenden Projektziele erreicht werden. Die heterogene Gründungssituation in der Dammaufstandsfläche kann visuell kontrolliert und die Baugrundverbesserungsmaßnahmen zielgerichtet eingesetzt werden. Die Baugrundverbesserungsmaßnahmen können in der ebenen Aufstandsfläche bautechnisch einfacher ausgeführt werden. Die Ertüchtigung des Baugrundes in der Versturzone mit Bohrpfählen ist hinsichtlich des erzielten Verbesserungseffektes und der Ausführungsrisiken vorteilhaft im Vergleich zu anderen Verfahren. Durch den Einbau einer bewehrten Tragschicht kann ein eindeutiger Lastabtrag aus dem Dammkörper in die pfahlartigen Gründungselemente sichergestellt werden. In der Summe ergeben sich für die sanierten Dammabschnitte sehr definierte Randbedingungen. Nachteilig ist neben möglicher Weise hohen Baukosten der Eingriff in den Bestandsdamm zu bewerten.

Die Variante A führt ebenfalls zu einer Ertüchtigung des Untergrundes unter der Dammaufstandsfläche. Allerdings sind die Spezialtiefbaumaßnahmen in Form der Düsenstrahlarbeiten deutlich aufwändiger. Eine visuelle Inaugenscheinnahme der Gründungssituation des Ringdammes ist nicht möglich. Die Düsenstrahlsäulen führen zu einer rasterförmigen Stabilisierung des Bodens gegen hydraulische Einwirkungen. Für den Lastabtrag muss die Gewölbewirkung im Dammkörper in Anspruch genommen werden, da eine definierte Tragschicht über den Säulen nur mit erheblichem

Variante	<b>A</b> Herstellung von Säulen im Düsenstrahlverfahren unter Dammaufstandsfläche	<b>B</b> Rückbau Damm im Bereich Störzone, Baugrundertüchtigung mit säulen-/pfahlartigen Tragelementen und bewehrter Tragschicht	<b>C</b> überschnitten Bohrpfahlwand in der Dammachse im Bereich der Störzonenfüllung
Vollsicherung	(+)	+	-
Untergrund wird in Störzone präventiv ertüchtigt	+	+	-
Beckenwasser kann bei Einbruch unter Damm in Dammkörper eindringen	+	+	-
Detektion von Einbrüchen während Betrieb	entfällt	entfällt	regelmäßige visuelle Kontrolle und Dränagesystem
Notwendigkeit für Sanierung/Betriebsunterbrechungen bei Einbrüchen	+	+	-
Erkennen von Hohlräumen bei der Sanierung	+	+	-
Ausführungsrisiken	-	+	o
Kosten (Schätzung)	o	-	+

**Tab. 12.2:** Maßnahmen zur Stabilisierung des Ringdammes im Bereich der Störzone · Variantenvergleich und Bewertung

Aufwand hergestellt werden kann. Der im November und Dezember 2011 durchgeführte Feldversuch zeigt, dass der erforderliche Säulendurchmesser und die erforderlichen Festigkeiten des DSV-Materials mit überschaubarem technischem Aufwand unter den projektspezifisch gegebenen schwierigen Randbedingungen nicht erreicht werden kann. Zudem ist auf die hohen Ausführungsrisiken hinzuweisen. Gleichwohl ist dieses Konzept das einzige, das die Untergrundverbesserung unter dem Damm erlaubt, ohne dass der Damm abgetragen werden muss.

Während mit den Varianten A und B eine 'Vollsicherung' erreicht werden kann, also nach menschlichem Ermessen Einbrüche in der Dammaufstandsfläche ohne Beeinträchtigung der Standsicherheit und Funktionalität des Ringdammes bleiben - bzw. das Risiko des Eintretens von Einbrüchen per se minimiert wird - kann mit der Variante C nur eine 'Teilsicherung' erreicht werden. Die Folgen eines Einbruchs unter der Dammaufstandsfläche können beherrscht werden. Der betroffene Bereich muss anschließend mit Eingriffen in den Dammkörper saniert werden.

In der Konsequenz ist die Variante B, der Rückbau Damm im Bereich Störzone und eine Baugrundertüchtigung mit säulen-/ pfahlartigen Tragelementen und bewehrter Tragschicht vorteilhaft zu bewerten.

#### 12.4 Hinweise zu Ausführung und Bemessung

Hinsichtlich der Bemessung von säulen- und pfahlartigen Tragelementen in der Versturzone können vorbehaltlich einer Abstimmung mit Prüfenieur und Genehmigungsbehörde folgende Angaben gemacht werden:

- Die Bemessung der Untergrundsanie rung hat nach DIN 1054:2005-01 zu erfolgen.
- Der Bemessung der Untergrundverbesserung bzw. Gründung kann im Beckenbereich der Lastfall 2 (LF 2) zu Grunde gelegt werden. Für die Einwirkungen aus der (veränderlichen) Wasserfüllung des Beckens kann dann in Anlehnung an DIN 19700 der Teilsicherheitsbeiwert der ständigen Einwirkungen angesetzt werden, also  $\gamma_G = \gamma_Q = 1,2$ .
- Für die Bemessung der Untergrundsanie rung in der Aufstandsfläche des Ringdammes ist im Hinblick auf die höheren Sicherheitsanforderungen grundsätzlich der Lastfall 1 (LF1) anzusetzen.
- Hinsichtlich des 'äußeren' Widerstandes von säulen- oder pfahlartigen Tragelementen kann in den Lockergesteinen der Versturzone auch im Falle eines Einbruches grundsätzlich eine äußere Mantelreibung mit einem abgeminderten charakteristischen Bruchwert von  $q_{s1,k} = 20 \text{ kN/m}^2$  angesetzt werden, soweit die Einbindung der Säulen/Pfähle in den Kalkstein  $\leq 1 \text{ m}$  ist. Auf den obersten 2 m unter Pfahl-/ Säulenkopf bzw. unter Unterkante Tragschicht darf zur Berücksichtigung der Auswirkungen eines Einbruches (Bettungsausfall Tragschicht) keine Mantelreibung angesetzt werden. Eine Notwendigkeit, für den Ansatz einer negativen Mantelreibung zur Berücksichtigung der Auswirkungen etwaiger Verschiebungen des Bodens relativ zum Säulen-/ Pfahlmantel im Falle eines Sohleinbruchs, besteht nicht.
- Für die Ermittlung des 'äußeren' Widerstandes der Säulen/Pfähle im Bereich des Kalksteins können folgende charakteristischen Kennwerte im Bruchzustand angesetzt werden:

Fall a (ohne Überprüfung der Felsqualität im Bereich der Einbindung/Pfahlsohle):

Mantelreibung:  $q_{s1,k} = 300 \text{ kN/m}^2$

Spitzendruck:  $q_{b1,k} = 5.000 \text{ kN/m}^2$

Fall b (bei Überprüfung der Felsqualität im Bereich der Einbindung/Pfahlsohle z.B. durch Kamerabefahrung jeden Pfahles o.ä.):

Mantelreibung:  $q_{s1,k} = 500 \text{ kN/m}^2$

Spitzendruck:  $q_{b1,k} = 8.000 \text{ kN/m}^2$

Zur Inanspruchnahme der vorgenannten Tragfähigkeiten im Kalkstein wird eine Mindesteinbindetiefe von 0,5 m in den Kalkstein vorausgesetzt.

- Der Teilsicherheitsbeiwert auf der Widerstandsseite (Pfahlwiderstände) kann nach DIN 1054:2005-01 auf  $\gamma_P = 1,2$  (statt  $\gamma_P = 1,4$ ) reduziert werden, soweit statische Probelastungen an Säulen bzw. Pfählen ausgeführt werden, durch die rechnerisch angenommenen Tragfähigkeiten bestätigt werden. Die Größe des Streuungsfaktors  $\xi$  richtet sich nach der Anzahl der durchgeführten Probelastungen, wobei im Hinblick auf die große Anzahl von säulen-/pfahlartigen Tragelementen, aber auch unter Berücksichtigung der Variabilität des Baugrundes eine ausreichende Anzahl von Pfahlprobelastungen vorgesehen werden sollte.

Hinsichtlich der Ausführung sind folgende ergänzende Hinweise zu geben:

- Bei Arbeiten in der Versturzzone ist zu berücksichtigen, dass die anstehenden Lockergesteine sehr sensibel gegen Wassergehaltsänderungen sind und bereits durch Niederschläge aufweichen bzw. erodiert werden können. Das Freilegen der Lockergesteine in Arbeitsflächen oder Aushubsohlen ist daher auf ein bautechnisch machbares Minimum zu reduzieren. Vorbehaltlich genauerer Planungen wird empfohlen, in Teilflächen von  $\leq 3.000 \text{ m}^2$  zu arbeiten. Auch solche Teilflächen sollten durch temporäre Maßnahmen (Folien) oder dauerhafte Maßnahmen (Einbau Arbeitsplanum geringer Durchlässigkeit) gegen Starkregen geschützt werden.
- Die Herstellungsverfahren für die Betonsäulen kommen an ihre Grenzen, wenn sie auf massive, aber von Lockersedimenten unterlagerte Kalksteinformationen stoßen, die über mehrere Meter zu durchhörtern sind. Hier wäre alternativ das Durchkernen des Kalksteins mit einer Kernbohrung und die Fortführung der Säule im Düsenstrahlverfahren denkbar.
- Dort wo in der Versturzzone domartig Kalkstein bis zur Beckensohle ansteht, müssen auch dann, wenn diese Kalksteinformationen mitten innerhalb der Versturzzone stehen, keine Säule erstellt werden, da der Kalksteindom die Stützung der bewehrten Tragschicht übernehmen kann. Die wesentlichen Funktionen der Säulen bestehen darin,

1. durch die Säulenherstellung vorhandene Hohlräume zu detektieren und zu verschließen, d.h. zu sanieren;
2. den Durchmesser eines Einbruchs auf den lichten Säulenabstand zu reduzieren (größere Einbrüche sind dann nicht möglich);
3. bei einem Einbruchereignis die Tragschicht zu stützen und damit die Verformungen von Tragschicht und Dichtungssystem so klein zu halten, dass die Funktionalität des Dichtungssystems dauerhaft gegeben ist.

Diese Funktionen können auch durch eine durchgehende Kalksteininformation übernommen werden.

### **13 Baugrundüberprüfung und weitere Mitwirkung bei der Bauplanung und -ausführung**

Das Baugrundmodell, das Grundlage unserer bautechnischen Empfehlungen ist, wird im Bereich des Oberbeckens des Pumpspeicherkraftwerkes Happurg durch eine außerordentlich komplexe und kleinräumig variable geologische Situation geprägt. Sowohl hinsichtlich der räumlichen Erstreckung der Versturzzone bzw. der Lage der Felsoberfläche des Kalksteins als auch hinsichtlich der Zusammensetzung der Lockergesteine der Versturzzone sind nicht vorhersehbare Abweichungen von dem auf der Basis der sehr umfangreichen Erkundungen entwickelten und in dem vorliegenden Baugrundgutachten beschriebenen Prognosemodell zu erwarten.

Eine Überprüfung und kontinuierliche Fortschreibung des Baugrundmodells während der Erd- und Gründungsarbeiten und in Abhängigkeit von den bei den Arbeiten gewonnenen vertieften Erkenntnissen ist daher zwingend. Wir empfehlen daher eine unabhängige geotechnische Fachbauüberwachung vorzusehen, die alle Baugrundverbesserungs- und Gründungsmaßnahmen kontinuierlich begleitet und die dabei gewonnenen Erkenntnisse unmittelbar in ein dynamisch fortzuschreibendes Baugrundmodell überträgt, das aufbauend auf dem im vorliegenden Baugrund- und Sanierungsgutachten dokumentierten räumlichen Baugrundmodell die tatsächlich angebotenen Verhältnisse abbildet und so als Prognosemodell und Entscheidungsgrundlage für die Festlegung von Einbindetiefen und möglichen Zusatzmaßnahmen beim Antreffen von unerwarteten Hindernissen genutzt werden kann.

Es wird empfohlen, uns Abweichungen vom beschriebenen Untergrundaufbau sofort

zu melden und freigelegte Aushubsohlen sowie Säulen bzw. Pfähle von uns abnehmen zu lassen.

Neben den beschriebenen Sanierungskonzepten sind grundsätzlich weitere alternative Verfahrenstechniken und Konzepte denkbar, die sich aber immer an dem vorgegebenen Sanierungsziel messen lassen müssen, dass der Untergrund so ertüchtigt werden soll, dass die Gebrauchstauglichkeit und damit die Verfügbarkeit des Oberbeckens 'nach menschlichem Ermessen' die nächsten Jahrzehnte gewährleistet ist. Vor diesem Hintergrund sind alternative Sanierungskonzepte auch stets hinsichtlich der Definiiertheit ihres Sanierungserfolges, ihrer Ausführungssicherheit und ihrer Überprüfbarkeit zu bewerten.

Bei der Bemessung kommt der Abstimmung des Verformungsverhaltens der Dichtungssysteme an Beckensohle und Ringdamm eine zentrale Bedeutung zu.

Im Zuge der weiteren Planungen werden weitere Maßnahmen, wie die Erstellung eines erdbautechnischen Konzeptes für einen gegebenenfalls notwendigen Dammrück- und -wiederaufbau, die Optimierung der punktgestützten bewehrten Tragschicht, die Konzeption und Begleitung von Probelastungen und die Aufstellung von Qualitätssicherungskonzepten für Erd- und Gründungsarbeiten erforderlich. Erd- und Dammarbeiten sollten fachtechnisch begleitet und durch unabhängige Kontrollprüfungen qualitätsgesichert werden.

Bitte wenden Sie sich bei Bedarf an uns.



Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Christian Moormann

Direktor des Institutes für Geotechnik der Universität Stuttgart

von der Industrie- und Handelskammer Region Stuttgart  
öffentlich bestellter und vereidigter Sachverständiger  
für Erdbau, Grundbau, Felsbau sowie Spezialtiefbau



## Anlagenverzeichnis

## Anlage

### Lagepläne

- Übersichtslageplan Pumpspeicherkraftwerk Happurg (M 1:10.000)  
(Plan-Nr.: TSP-HAP-1400, Stand 07.11.2011) 1.1
- Lageplan – Geotechnisches Erkundungsprogramm (M 1:1.000)  
(Plan-Nr.: TSP-HAP-1318, Stand 20.12.2011) 1.2

### Einbrüche in der Beckensohle

- Fotodokumentation der Einbrüche des Jahres 2011 2.1
- Luftbild des Oberbeckens nach Eintritt der Einbrüche im Januar 2011 2.2
- Lageplan der seit Inbetriebnahme des Beckens eingetretenen Einbrüche 2.3
- Statistische Auswertung der seit Inbetriebnahme des Beckens  
eingetretenen Einbrüche 2.4

### Ergebnisse der Baugrunderkundungen vor 2011

- Baugrunderkundung vor 2005
  - Kernbohrungen 1955 (Bohrprofile)
    - Lageplan Kernbohrungen 1955 3.1.1
    - 201/1955 3.1.2
    - 202/1955 3.1.3
    - 203/1955 3.1.4
    - 204/1955 3.1.5
    - 205/1955 3.1.6
    - 206/1955 3.1.7
    - 207/1955 3.1.8
    - 208/1955 3.1.9
    - 209/1955 3.1.10
    - 210/1955 3.1.11
    - 211/1955 3.1.12
    - 213/1955 3.1.13

○ 214/1955	3.1.14
○ 215/1955	3.1.15
○ 216/1955	3.1.16
○ 217/1955	3.1.17
○ 218/1955	3.1.18
○ 219/1955	3.1.19
- Kernbohrungen 1981 (Schichtenverzeichnisse und Ausbaupläne)	
○ G1/1981	3.1.20
○ G7/1981	3.1.21
○ G13/1981	3.1.22
○ Brunnen B6/1981	3.1.23
○ Brunnen B7/1981	3.1.24
▪ <u>Baugrunderkundung 2005 (CDM)</u>	
- Kernbohrungen	
○ KB 1/2005	3.2.1
○ KB 2/2005	3.2.2
○ KB 3/2005	3.2.3
○ KB 4/2005	3.2.4
○ KB 5/2005	3.2.5
○ KB 6/2005	3.2.6
○ KB 7/2005	3.2.7
○ KB 8/2005	3.2.8
- Schürfe	
○ S 1/2005	3.2.9
○ S 2/2005	3.2.10
○ S 3/2005	3.2.11
○ S 4/2005	3.2.12
▪ <u>Baugrunderkundung 2007 (LGA)</u>	
- Schürfe	
○ S 09/2007	3.3.1
○ S 10/2007	3.3.2
○ S 11/2007	3.3.3

- Schwere Rammsondierungen	
○ DPH A1/2007	3.3.4
○ DPH A2/2007	3.3.5
○ DPH A3/2007	3.3.6
○ DPH A4/2007	3.3.7
○ DPH A4b/2007	3.3.8
○ DPH A5/2007	3.3.9
○ DPH A6/2007	3.3.10
○ DPH A7/2007	3.3.11
○ DPH B1/2007	3.3.12
○ DPH B2/2007	3.3.13
○ DPH B3/2007	3.3.14
○ DPH B4/2007	3.3.15
○ DPH B5/2007	3.3.16
○ DPH B6/2007	3.3.17
○ DPH B7/2007	3.3.18
○ DPH B8/2007	3.3.19
○ DPH C1/2007	3.3.12
○ DPH C2/2007	3.3.13
○ DPH C3/2007	3.3.14
○ DPH C4/2007	3.3.15
○ DPH C5/2007	3.3.16
○ DPH C6/2007	3.3.17
○ DPH C7/2007	3.3.18
○ DPH C7b/2007	3.3.19
○ DPH C8/2007	3.3.20
○ DPH D1/2007	3.3.21
○ DPH D2/2007	3.3.22
○ DPH D3/2007	3.3.23
○ DPH D4/2007	3.3.24
○ DPH D5/2007	3.3.25
○ DPH D6/2007	3.3.26
○ DPH D7/2007	3.3.27
○ DPH D8/2007	3.3.28
○ DPH E2/2007	3.3.29
○ DPH E3/2007	3.3.30

○ DPH E4/2007	3.3.31
○ DPH E5/2007	3.3.32
○ DPH E6/2007	3.3.33
○ DPH E7/2007	3.3.34
○ DPH E8/2007	3.3.35
○ DPH F3/2007	3.3.36
○ DPH F4/2007	3.3.37
○ DPH F5/2007	3.3.38
○ DPH F5b/2007	3.3.39
○ DPH F6/2007	3.3.40
○ DPH F7/2007	3.3.41
○ DPH F8/2007	3.3.42
○ DPH G3/2007	3.3.43
○ DPH G4/2007	3.3.44
○ DPH G5/2007	3.3.45
○ DPH G6/2007	3.3.46
○ DPH G7/2007	3.3.47
○ DPH G8/2007	3.3.48
○ DPH H4/2007	3.3.49
○ DPH H5/2007	3.3.50
○ DPH H6/2007	3.3.51
○ DPH H7/2007	3.3.52
▪ <u>Baugrunderkundung 2010 (Fichtner)</u>	
- Kernbohrungen (Bohrprofile)	
○ BK 1/2010	3.4.1
○ BK 2/2010	3.4.2
○ BK 3/2010	3.4.3
○ BK 4/2010	3.4.4
○ BK 5/2010	3.4.5
- Kernbohrungen (Fotodokumentation)	
○ BK 1/2010	3.4.6
○ BK 2/2010	3.4.7
○ BK 3/2010	3.4.8
○ BK 4/2010	3.4.9

○ BK 5/2010	3.4.10
- Schürfe (Profile)	
○ S 1/2010	3.4.11
○ S 2/2010	3.4.12
○ S 3/2010	3.4.13
○ S 4/2010	3.4.14
○ S 5/2010	3.4.15
○ S 6/2010	3.4.16
- Schürfe (Fotodokumentation)	
○ S 1/2010	3.4.17
○ S 2/2010	3.4.18
○ S 3/2010	3.4.19
○ S 4/2010	3.4.20
○ S 5/2010	3.4.21
○ S 6/2010	3.4.22

### **Ergebnisse der Baugrunderkundung im Jahr 2011**

▪ Legende zu den in den Anlagen 4.x.1 dokumentierten Bohrprofilen	4.0.1
▪ Tabellarische Zusammenstellung der 2011 ausgeführten Kernbohrungen mit Bohransatzpunkten, Aufschlusstiefe und Ausbau als Grundwassermessstellen	4.0.2
▪ <u>Kernbohrungen:</u>	
- Kernbohrung BK 1a/2011	
○ Bohrprofil	4.1.1
○ Kernfotos	4.1.2
○ Schichtenverzeichnis	4.1.3
- Kernbohrung BK 1b/2011	
○ Bohrprofil	4.2.1
○ Kernfotos	4.2.2
○ Schichtenverzeichnis	4.2.3
- Kernbohrung BK 1c/2011	
○ Bohrprofil	4.3.1
○ Kernfotos	4.3.2

○ Schichtenverzeichnis	4.3.3
- Kernbohrung BK 1d/2011	
○ Bohrprofil	4.4.1
○ Kernfotos	4.4.2
○ Schichtenverzeichnis	4.4.3
- Kernbohrung BK 2/2011	
○ Bohrprofil	4.5.1
○ Kernfotos	4.5.2
○ Schichtenverzeichnis	4.5.3
- Kernbohrung BK 3/2011	
○ Bohrprofil	4.6.1
○ Kernfotos	4.6.2
○ Schichtenverzeichnis	4.6.3
- Kernbohrung BK 4/2011	
○ Bohrprofil	4.7.1
○ Kernfotos	4.7.2
○ Schichtenverzeichnis	4.7.3
- Kernbohrung BK 5/2011	
○ Bohrprofil	4.8.1
○ Kernfotos	4.8.2
○ Schichtenverzeichnis	4.8.3
- Kernbohrung BK 6/2011	
○ Bohrprofil	4.9.1
○ Kernfotos	4.9.2
○ Schichtenverzeichnis	4.9.3
- Kernbohrung BK 7/2011	
○ Bohrprofil	4.10.1
○ Kernfotos	4.10.2
○ Schichtenverzeichnis	4.10.3
- Kernbohrung BK 8/2011	
○ Bohrprofil	4.11.1
○ Kernfotos	4.11.2
○ Schichtenverzeichnis	4.11.3

- Kernbohrung BK 9/2011
  - o Bohrprofil 4.12.1
  - o Kernfotos 4.12.2
  - o Schichtenverzeichnis 4.12.3
- Kernbohrung BK 11/2011
  - o Bohrprofil 4.13.1
  - o Kernfotos 4.13.2
  - o Schichtenverzeichnis 4.13.3
- Kernbohrung BK 12/2011
  - o Bohrprofil 4.14.1
  - o Kernfotos 4.14.2
  - o Schichtenverzeichnis 4.14.3
- Kernbohrung BK 13a/2011
  - o Bohrprofil 4.15.1
  - o Kernfotos 4.15.2
  - o Schichtenverzeichnis 4.15.3
- Kernbohrung BK 13d/2011
  - o Bohrprofil 4.16.1
  - o Kernfotos 4.16.2
  - o Schichtenverzeichnis 4.16.3
- Kernbohrung BK 14a/2011
  - o Bohrprofil 4.17.1
  - o Kernfotos 4.17.2
  - o Schichtenverzeichnis 4.17.3
- Kernbohrung BK 14c/2011
  - o Bohrprofil 4.18.1
  - o Kernfotos 4.18.2
  - o Schichtenverzeichnis 4.18.3
- Kernbohrung BK 15a/2011
  - o Bohrprofil 4.19.1
  - o Kernfotos 4.19.2
  - o Schichtenverzeichnis 4.19.3
- Kernbohrung BK 15c/2011
  - o Bohrprofil 4.20.1

○ Kernfotos	4.20.2
○ Schichtenverzeichnis	4.20.3
- Kernbohrung BK 16b/2011	
○ Bohrprofil	4.21.1
○ Kernfotos	4.21.2
○ Schichtenverzeichnis	4.21.3
- Kernbohrung BK 16c/2011	
○ Bohrprofil	4.22.1
○ Kernfotos	4.22.2
○ Schichtenverzeichnis	4.22.3
- Kernbohrung BK 17b/2011	
○ Bohrprofil	4.23.1
○ Kernfotos	4.23.2
○ Schichtenverzeichnis	4.23.3
- Kernbohrung BK 17c/2011	
○ Bohrprofil	4.24.1
○ Kernfotos	4.24.2
○ Schichtenverzeichnis	4.24.3
- Kernbohrung BK 18a/2011	
○ Bohrprofil	4.25.1
○ Kernfotos	4.25.2
○ Schichtenverzeichnis	4.25.3
- Kernbohrung BK 18b/2011	
○ Bohrprofil	4.26.1
○ Kernfotos	4.26.2
○ Schichtenverzeichnis	4.26.3
- Kernbohrung BK 18c/2011	
○ Bohrprofil	4.27.1
○ Kernfotos	4.27.2
○ Schichtenverzeichnis	4.27.3
- Kernbohrung BK 18d/2011	
○ Bohrprofil	4.28.1
○ Kernfotos	4.28.2
○ Schichtenverzeichnis	4.28.3



- Kernbohrung BK 18e1/2011	
o Bohrprofil	4.29.1
o Kernfotos	4.29.2
o Schichtenverzeichnis	4.29.3
- Kernbohrung BK 18e2/2011	
o Bohrprofil	4.30.1
o Kernfotos	4.30.2
o Schichtenverzeichnis	4.30.3
- Kernbohrung BK 19a/2011	
o Bohrprofil	4.31.1
o Kernfotos	4.31.2
o Schichtenverzeichnis	4.31.3
- Kernbohrung BK 19c/2011	
o Bohrprofil	4.32.1
o Kernfotos	4.32.2
o Schichtenverzeichnis	4.32.3
- Kernbohrung BK 19d/2011	
o Bohrprofil	4.33.1
o Kernfotos	4.33.2
o Schichtenverzeichnis	4.33.3
- Kernbohrung BK 20c/2011	
o Bohrprofil	4.34.1
o Kernfotos	4.34.2
o Schichtenverzeichnis	4.34.3
- Kernbohrung BK 20d/2011	
o Bohrprofil	4.35.1
o Kernfotos	4.35.2
o Schichtenverzeichnis	4.35.3
- Kernbohrung BK 21a/2011	
o Bohrprofil	4.36.1
o Kernfotos	4.36.2
o Schichtenverzeichnis	4.36.3
- Kernbohrung BK 21b/2011	
o Bohrprofil	4.37.1

○ Kernfotos	4.37.2
○ Schichtenverzeichnis	4.37.3
- Kernbohrung BK 21c/2011	
○ Bohrprofil	4.38.1
○ Kernfotos	4.38.2
○ Schichtenverzeichnis	4.38.3
- Kernbohrung BK 21d/2011	
○ Bohrprofil	4.39.1
○ Kernfotos	4.39.2
○ Schichtenverzeichnis	4.39.3
- Kernbohrung BK 22a/2011	
○ Bohrprofil	4.40.1
○ Kernfotos	4.40.2
○ Schichtenverzeichnis	4.40.3
- Kernbohrung BK 22c/2011	
○ Bohrprofil	4.41.1
○ Kernfotos	4.41.2
○ Schichtenverzeichnis	4.41.3
- Kernbohrung BK 23a/2011	
○ Bohrprofil	4.42.1
○ Kernfotos	4.42.2
○ Schichtenverzeichnis	4.42.3
- Kernbohrung BK 24a/2011	
○ Bohrprofil	4.43.1
○ Kernfotos	4.43.2
○ Schichtenverzeichnis	4.43.3
- Kernbohrung BK 24b/2011	
○ Bohrprofil	4.44.1
○ Kernfotos	4.44.2
○ Schichtenverzeichnis	4.44.3
- Kernbohrung BK 24c/2011	
○ Bohrprofil	4.45.1
○ Kernfotos	4.45.2
○ Schichtenverzeichnis	4.45.3

- Kernbohrung BK 25b/2011	
o Bohrprofil	4.46.1
o Kernfotos	4.46.2
o Schichtenverzeichnis	4.46.3
- Kernbohrung BK 28a/2011	
o Bohrprofil	4.47.1
o Kernfotos	4.47.2
o Schichtenverzeichnis	4.47.3
- Kernbohrung BK 28c/2011	
o Bohrprofil	4.48.1
o Kernfotos	4.48.2
o Schichtenverzeichnis	4.48.3
- Kernbohrung BK 29a/2011	
o Bohrprofil	4.49.1
o Kernfotos	4.49.2
o Schichtenverzeichnis	4.49.3
- Kernbohrung BK 29c/2011	
o Bohrprofil	4.50.1
o Kernfotos	4.50.2
o Schichtenverzeichnis	4.50.3
- Kernbohrung BK 30/2011	
o Bohrprofil	4.51.1
o Kernfotos	4.51.2
o Schichtenverzeichnis	4.51.3
- Kernbohrung BK 31/2011	
o Bohrprofil	4.52.1
o Kernfotos	4.52.2
o Schichtenverzeichnis	4.52.3
- Kernbohrung BK 32/2011	
o Bohrprofil	4.53.1
o Kernfotos	4.53.2
o Schichtenverzeichnis	4.53.3
- Kernbohrung BK 33/2011	
o Bohrprofil	4.54.1

○ Kernfotos	4.54.2
○ Schichtenverzeichnis	4.54.3
- Kernbohrung BK 34/2011	
○ Bohrprofil	4.55.1
○ Kernfotos	4.55.2
○ Schichtenverzeichnis	4.55.3
- Kernbohrung BK 35/2011	
○ Bohrprofil	4.56.1
○ Kernfotos	4.56.2
○ Schichtenverzeichnis	4.56.3
▪ <u>Bohrlochscannermessungen</u>	5
- Gesamtbericht (Text)	5.1
- Einzelergebnisse Kernbohrungen, bestehend jeweils aus folgenden Angaben:	
Anlage 5.x.1 Plot „Trennflächenanalyse“; Teufenmaßstab 1:50 (1:25)	
Anlage 5.x.2: Plot „Trennflächenanalyse“; Teufenmaßstab 1:10	
Anlage 5.x.3: Tabellarische Auflistung der Trennflächen	
○ BK 1a/2011	5.2.1-5.2.3
○ BK 1b/2011	5.3.1-5.3.3
○ BK 1c/2011	5.4.1-5.4.3
○ BK 2/2011	5.5.1-5.5.3
○ BK 3/2011	5.6.1-5.6.3
○ BK 4/2011	5.7.1-5.7.3
○ BK 5/2011	5.8.1-5.8.3
○ BK 6/2011	5.9.1-5.9.3
○ BK 7/2011	5.10.1-5.10.3
○ BK 8/2011	5.11.1-5.11.3
○ BK 9/2011	5.12.1-5.12.3
○ BK 11/2011	5.13.1-5.13.3
○ BK 12/2011	5.14.1-5.14.3
○ BK 13a/2011	5.15.1-5.15.3
○ BK 13d/2011	5.16.1-5.16.3

○ BK 14a/2011	5.17.1-5.17.3
○ BK 14c/2011	5.18.1-5.18.3
○ BK 15a/2011	5.19.1-5.19.3
○ BK 15c/2011	5.20.1-5.20.3
○ BK 16b/2011	5.21.1-5.21.3
○ BK 16c/2011	5.22.1-5.22.3
○ BK 17b/2011	5.23.1-5.23.3
○ BK 18b/2011	5.24.1-5.24.3
○ BK 18c/2011	5.25.1-5.25.3
○ BK 18d/2011	5.26.1-5.26.3
○ BK 18e2/2011	5.27.1-5.27.3
○ BK 19a/2011	5.28.1-5.28.3
○ BK 19c/2011	5.29.1-5.29.3
○ BK 19d/2011	5.30.1-5.30.3
○ BK 20c/2011	5.31.1-5.31.3
○ BK 20d/2011	5.32.1-5.32.3
○ BK 21a/2011	5.33.1-5.33.3
○ BK 21b/2011	5.34.1-5.34.3
○ BK 21c/2011	5.35.1-5.35.3
○ BK 21d/2011	5.36.1-5.36.3
○ BK 22a/2011	5.37.1-5.37.3
○ BK 22c/2011	5.38.1-5.38.3
○ BK 23a/2011	5.39.1-5.39.3
○ BK 24a/2011	5.40.1-5.40.3
○ BK 24b/2011	5.41.1-5.41.3
○ BK 24c/2011	5.42.1-5.42.3
○ BK 25b/2011	5.43.1-5.43.3
○ BK 28c/2011	5.44.1-5.44.3
○ BK 29a/2011	5.45.1-5.45.3
○ BK 29c/2011	5.46.1-5.46.3

○ BK 30/2011	5.47.1-5.47.3
○ BK 31/2011	5.48.1-5.48.3
○ BK 32/2011	5.49.1-5.49.3
○ BK 34/2011	5.50.1-5.50.3
- Einzelergebnisse Grundwassermessstellen, bestehend aus Plot im Teufenmaßstab 1:50	
○ Grundwassermessstelle G 7	5.51
○ Grundwassermessstelle G 13	5.52
▪ <u>Hydraulische Bohrlochversuche (WD-Tests)</u>	
- Kernbohrung BK 1a/2011, 23,9 m bis 28,0 m	6.1
- Kernbohrung BK 1b/2011, 20,2 m bis 24,0 m	6.2
- Kernbohrung BK 1c/2011, 14,1 m bis 16,0 m	6.3
- Kernbohrung BK 2/2011, 25,1 m bis 28,0 m	6.4
- Kernbohrung BK 2/2011, 31,2 m bis 33,0 m	6.5
- Kernbohrung BK 3/2011, 5,2 m bis 8,0 m	6.6
- Kernbohrung BK 4/2011, 30,6 m bis 32,0 m	6.7
- Kernbohrung BK 5/2011, 22,4 m bis 26,0 m	6.8
- Kernbohrung BK 6/2011, 34,3 m bis 35,8 m	6.9
- Kernbohrung BK 6/2011, 44,6 m bis 47,0 m	6.10
- Kernbohrung BK 6/2011, 48,3 m bis 51,2 m	6.11
- Kernbohrung BK 6/2011, 59,0 m bis 63,0 m	6.12
- Kernbohrung BK 6/2011, 63,0 m bis 67,7 m	6.13
- Kernbohrung BK 6/2011, 66,5 m bis 68,5 m	6.14
- Kernbohrung BK 7/2011, 17,6 m bis 22,0 m	6.15
- Kernbohrung BK 9/2011, 12,6 m bis 14,0 m	6.16
- Kernbohrung BK 11/2011, 16,7 m bis 19,0 m	6.17
- Kernbohrung BK 11/2011, 23,9 m bis 26,0 m	6.18
- Kernbohrung BK 11/2011, 32,8 m bis 36,9 m	6.19
- Kernbohrung BK 11/2011, 37,0 m bis 42,8 m	6.20
- Kernbohrung BK 11/2011, 72,7 m bis 76,7 m	6.21

- Kernbohrung BK 11/2011,	82,9 m bis 85,1 m	6.22
- Kernbohrung BK 12/2011,	24,2 m bis 26,0 m	6.23
- Kernbohrung BK 12/2011,	47,5 m bis 49,5 m	6.24
- Kernbohrung BK 12/2011,	52,6 m bis 55,0 m	6.25
- Kernbohrung BK 12/2011,	60,0 m bis 67,6 m	6.26
- Kernbohrung BK 12/2011,	70,6 m bis 74,0 m	6.27
- Kernbohrung BK 12/2011,	74,7 m bis 79,0 m	6.28
- Kernbohrung BK 12/2011,	80,0 m bis 82,0 m	6.29
- Kernbohrung BK 15a/2011,	8,0 m bis 11,3 m	6.30
- Kernbohrung BK 15a/2011,	14,9 m bis 17,4 m	6.31
- Kernbohrung BK 15a/2011,	33,4 m bis 36,2 m	6.32
- Kernbohrung BK 15a/2011,	47,5 m bis 50,0 m	6.33
- Kernbohrung BK 15a/2011,	52,7 m bis 57,4 m	6.34
- Kernbohrung BK 16b/2011,	30,5 m bis 33,0 m	6.35
- Kernbohrung BK 16b/2011,	26,35 m bis 28,5 m	6.36
- Kernbohrung BK 17b/2011,	28,0 m bis 31,2 m	6.37
- Kernbohrung BK 18b/2011,	28,0 m bis 30,0 m	6.38
- Kernbohrung BK 21b/2011,	25,8 m bis 28,0 m	6.39
- Kernbohrung BK 21b/2011,	30,5 m bis 33,0 m	6.40
- Kernbohrung BK 23a/2011,	17,0 m bis 19,6 m	6.41
- Kernbohrung BK 23a/2011,	44,7 m bis 49,7 m	6.42
- Kernbohrung BK 23a/2011,	54,0 m bis 56,0 m	6.43
- Kernbohrung BK 23a/2011,	66,8 m bis 71,4 m	6.44
- Kernbohrung BK 24b/2011,	20,0 m bis 23,0 m	6.45
- Kernbohrung BK 24b/2011,	24,5 m bis 27,0 m	6.46
- Kernbohrung BK 25b/2011,	21,5 m bis 23,6 m	6.47
- Kernbohrung BK 25b/2011,	26,6 m bis 28,0 m	6.48
▪ <u>Schurferkundung</u>		
jeweils Kurzbericht mit textlicher Beschreibung und Fotodokumentation		
- Großschurf am Einbruchtrichter 8 vom 27.04.2011		7.1

- Großschurf am Einbruchtrichter 5 vom 28.04.2011	7.2
- Großschurf durch die Einbruchtrichter 1, 3 und 17 vom 29.04.2011	7.3
- Großschurf durch die Einbruchtrichter 5, 4, 2 und 8 vom 20.06.2011	7.4
- Großschurf am Einbruchtrichter 7 vom 01.08.2011	7.5
- Schürfe am Anschluss der Dichtungssysteme von Beckensohle und Ringdamm an das Einlassbauwerk vom 02.08.2011	7.6
- Schürfe am landseitigen Dammfuß zur Erkundung der Zusammensetzung des Dammschüttkörpers vom 15.08./16.08.2011	7.7
- Schürfe am wasserseitigen Dammfuß zur Erkundung im Bereich des geplanten Startschachtes für die Durchpressung der Dränage vom 21.11.2011	7.8
▪ <u>Schwere Rammsondierungen:</u>	
- DPH 1/2011	8.1
- DPH 4/2011	8.2
- DPH 5/2011	8.3
- DPH 5/2011	8.4
- DPH 6/2011	8.5
- DPH 7/2011	8.6
- DPH 16c /2011	8.7
- DPH 20c/2011	8.8
- DPH 31/2011	8.9
- DPH 35/2011	8.10
- DPH 36/2011	8.11
- DPH 37/2011	8.12
- DPH 38/2011	8.13
- DPH 39/2011	8.14
▪ <u>Geophysikalische Untersuchungen</u>	
- Ergebnisbericht Pumpspeicherwerk Happurg, Sanierung Oberbecken · Geophysikalische Erkundung im Bereich der Störzone · Geoelektrik, Refraktionstomographie, aufgestellt am 21.09.2011 durch die Gesellschaft für Geowissenschaftliche Dienste mbH · GGD, Leipzig	9.1



- Ergebnisbericht Pumpspeicherwerk Happurg, Sanierung Oberbecken · Geophysikalische Erkundung, Nachtrag 2. Erkundungsphase · Geoelektrik, Gravimetrie, aufgestellt am 22.12.2011 durch die Gesellschaft für Geowissenschaftliche Dienste mbH · GGD, Leipzig 9.2
- Ergebniszwischenbericht der Test- und Kalibrierungsmessungen zur geophysikalischen Erkundung der Verkarstungssituation des Baugrundes des Oberbeckens des PSW Happurg, aufgestellt am 21.08.2011 durch die Bo-Ra-tec GmbH, Weimar 9.3
  
- Plattendruckversuche  
Pumpspeicherwerk Happurg, Sanierung: Oberbecken: Plattendruckversuche in der Beckensohle und auf den Böschungen des Ringdamms, Ergebnisbericht, aufgestellt am 23.09.2011 durch das Institut für Geotechnik der der Universität Stuttgart 10
  
- Grundwasserbeobachtungen
  - Wasserstandsmessungen in den 2011 eingerichteten Grundwassermessstellen:
    - BK 1c/2011 11.1
    - BK 4/2011 11.2
    - BK 5/2011 (Datenlogger) 11.3
    - BK 6/2011 (Datenlogger) 11.4
    - BK 11/2011 (Datenlogger) 11.5
    - BK 12/2011 (Datenlogger) 11.6
    - BK 14c/2011 11.7
    - BK 15a/2011 (Datenlogger) 11.8
    - BK 18b/2011 11.9
    - BK 18d/2011 11.10
    - BK 19c/2011 11.11
    - BK 20d/2011 11.12
    - BK 21c/2011 11.13
    - BK 22a/2011 11.14
    - BK 23a/2011 (Datenlogger) 11.15
    - BK 24b/2011 11.16
    - BK 24c/2011 11.17

- BK 28a/2011 11.18
- BK 29a/2011 11.19
- BK 33/2011 11.20
  
- Vergleich der Wasserstandsmessungen in den 2011 eingerichteten Grundwassermessstellen:
  - Vergleich BK 6/2011, BK 11/2011, BK 12/2011, BK 15a/2011 und BK 23a/2011 (Basis Kalkstein / oberhalb Ornatenton) 11.21
  - Vergleich BK 1c/2011, BK 4/2011, BK 5/2011, BK 18b/2011, BK 18d/2011, BK 24b/2011, BK 28a/2011, BK 29a/2011 11.22
  - Vergleich BK 14c/2011, BK 19c/2011, BK 20d/2011, BK 21c/2011, BK 22a/2011, BK 24c/2011, BK 33/2011 11.23
  
- Wasserstandsmessungen in dem bestehenden Brunnenpegel G 13 im Jahr 2011 (Datenlogger) 11.24
  
- Wasserstandsmessungen in den bestehenden Brunnenpegeln im Jahr 2010
  - Vergleich Pegel B3, B4a, B5, B6, B7 im Jahr 2010 11.25
  - Pegel B3 im Jahr 2010 im Vergleich mit Niederschlägen 11.26
  - Pegel B4a im Jahr 2010 im Vergleich mit Niederschlägen 11.27
  - Pegel B4 im Jahr 2010 im Vergleich mit Niederschlägen 11.28
  - Pegel B5 im Jahr 2010 im Vergleich mit Niederschlägen 11.29
  - Pegel B6 im Jahr 2010 im Vergleich mit Niederschlägen 11.30
  - Pegel B7 im Jahr 2010 im Vergleich mit Niederschlägen 11.31
  
- Wasserstandsmessungen in den bestehenden Brunnenpegeln im Jahr 2011
  - Vergleich Pegel B3, B4a, B5, B6, B7 im Jahr 2011 11.32
  - Pegel B3 im Jahr 2011 im Vergleich mit Niederschlägen 11.33
  - Pegel B4a im Jahr 2011 im Vergleich mit Niederschlägen 11.34
  - Pegel B4 im Jahr 2011 im Vergleich mit Niederschlägen 11.35
  - Pegel B5 im Jahr 2011 im Vergleich mit Niederschlägen 11.36
  - Pegel B6 im Jahr 2011 im Vergleich mit Niederschlägen 11.37
  - Pegel B7 im Jahr 2011 im Vergleich mit Niederschlägen 11.38

- Ergebnisse der chemischen Analyse von Wasserproben
  - Prüfbericht der Intertek Consumer Goodds GmbH · Fürth vom 10.01.2012 zu den aus BK 5/2011, BK 19c/2011 und BK 33/2011 entnommenen Grundwasserproben 12

## **Boden- und felsmechanische Laborversuche**

- Ergebnisse der 2011 ausgeführten Laborversuche
  - Pumpspeicherkraftwerk Happurg, Sanierung Oberbecken, Boden und felsmechanische Laboruntersuchungen, aufgestellt am 10.11.2010 vom Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart (Laborbericht 11/012) 13.1
  - Lockergestein (Versturzonen-Füllung): tiefenabhängige Auswertung natürlicher Wassergehalt  $w_n$  13.2.1
  - Lockergestein (Versturzonen-Füllung): tiefenabhängige Auswertung Fließgrenze  $w_L$  13.2.2
  - Lockergestein (Versturzonen-Füllung): tiefenabhängige Auswertung Ausrollgrenze  $w_p$  13.2.3
  - Lockergestein (Versturzonen-Füllung): tiefenabhängige Auswertung natürlicher Wassergehalt  $w_n$  13.3.1
  - Hohlraumfüllung (Versturzonen-Füllung): tiefenabhängige Auswertung Fließgrenze  $w_L$  13.3.2
  - Hohlraumfüllung (Versturzonen-Füllung): tiefenabhängige Auswertung Ausrollgrenze  $w_p$  13.3.3
  - Kalkstein: tiefenabhängige Auswertung einaxiale Druckfestigkeit 13.4
  
- Ergebnisse der 2010 ausgeführten Laborversuche
  - Pumpspeicherkraftwerk Happurg, Sanierung Oberbecken, Boden und felsmechanische Laboruntersuchungen, aufgestellt am 11.06.2010 vom Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart (Laborbericht 10/014) 13.5

## **Pumpspeicherkraftwerk Happurg · Sanierung Oberbecken Untergrundsanieerung im Bereich der Störzone**

### **Baugrund- und Sanierungsgutachten**

#### **Anlagen**

**Pumpspeicherkraftwerk Happurg · Sanierung Oberbecken  
Untergrundsanierung im Bereich der Störzone**

**Baugrund- und Sanierungsgutachten**

**Anlage 1**

**Lagepläne**

**Pumpspeicherkraftwerk Happurg · Sanierung Oberbecken  
Untergrundsanie rung im Bereich der Störzone**

**Baugrund- und Sanierungsgutachten**

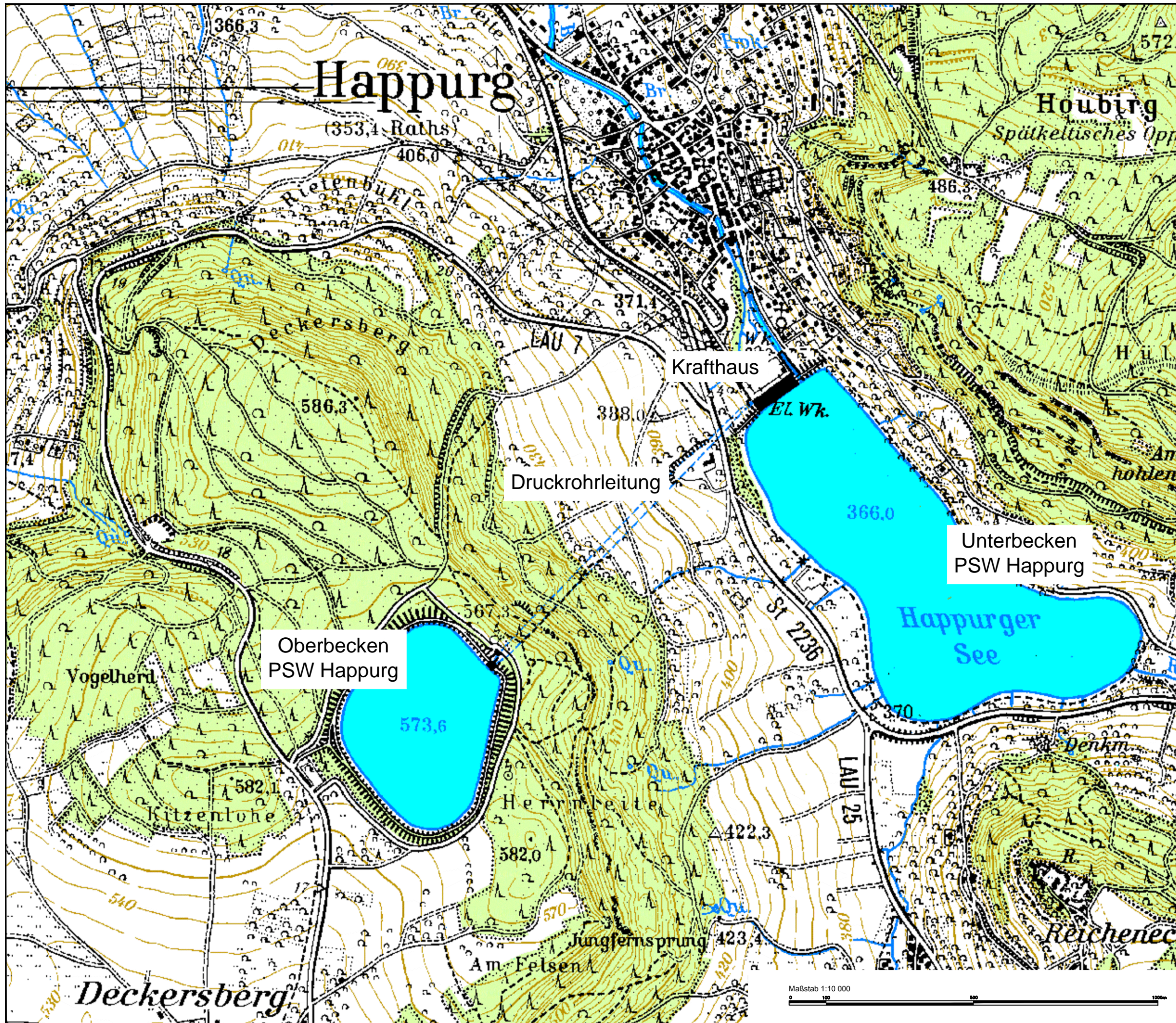
**Anlage 1**

**Lagepläne**

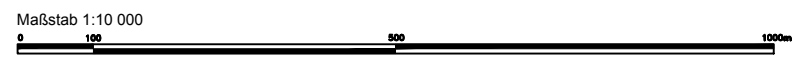
▪ **Übersichtslageplan**

**Pumpspeicherkraftwerk Happurg (M 1:10.000) 1.1**

(Plan-Nr.: TSP-HAP-1400, Stand 07.11.2011)



d			
c			
b			
a			
IND	DATUM	NAME	BEZEICHNUNG
Bauherr:			
		Wasserkraft	
E.ON Wasserkraft GmbH Luitpoldstr. 27, 84034 Landshut Tel. 0871/694-02 Fax 0871/694-4279			
Ort, Datum		Unterschrift	
Planer:			
		Sarweystrasse 3, 70191 Stuttgart Tel. +49 (0) 711 8995 - 0 Fax +49 (0) 711 8995 - 459	
Stuttgart, den 07.11.2011		Ort, Datum	
Unterschrift			
Projekt:			
Sanierung Oberbecken		Pumpspeicherwerk Happing	
Bearbeitet		NAME	DATUM
Gezeichnet		Zhu	18.10.2011
Geprüft		Siem.	03.11.2011
Gesehen			
Bauteil:			
Übersichtslageplan PSW Happing			
Ersatz für Plan-Nr.:			
Ersetzt durch Plan-Nr.:			
Planungsphase: Ausschreibung			
Projekt-Nr.:	Maßstab:	Plan-Nr.:	Anlage-Nr.:
PS. 71027	1:10 000 (A3)	TSP-HAP-1400	1.1
Dateiname: TSP-HAP-1400_v1			



**Pumpspeicherkraftwerk Happurg · Sanierung Oberbecken  
Untergrundsanie rung im Bereich der Störzone**

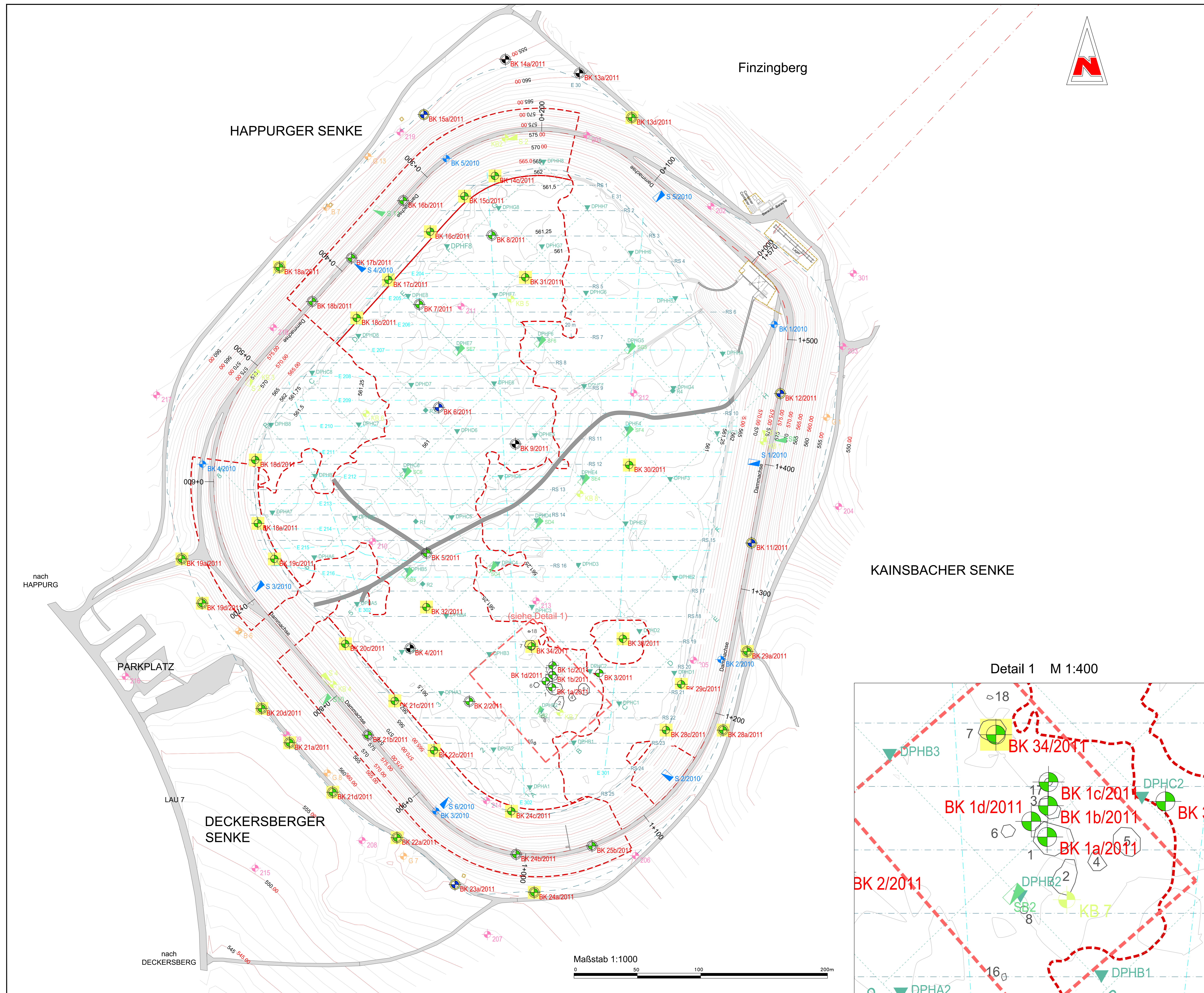
**Baugrund- und Sanierungsgutachten**

**Anlage 1**

**Lagepläne**

- Lageplan –  
Geotechnisches Erkundungsprogramm (M 1:1.000) 1.2  
(Plan-Nr.: TSP-HAP-1318, Stand 20.12.2011)





- LEGENDE:**
- Baugrunderkundung 1955**  
Kernbohrungen: 212
  - Grundwassermessstellen & Brunnen 1981**  
Kernbohrungen: G 8
  - Baugrunderkundung CDM 2005**  
Kernbohrungen: KB 5  
Baggerschürfe: S 2
  - Baugrunderkundung LGA 2007**  
Rammsondierung: DPHC5  
Baggerschürfe: SG5  
Isotopsondierung: R4
  - Baugrunderkundung Fichtner 2010**  
Kernbohrungen: BK 2/2010  
Baggerschürfe: S 2/2010
  - Baugrunderkundung 2011**
    - Kernbohrung bis OK Ornatenton mit Ausbau zur Grundwassermessstelle auf Ornatenton (Phase 1): BK 15a/2011
    - Kernbohrung bis OK Ornatenton mit Ausbau zur Grundwassermessstelle in Störzzone (Phase 1): BK 6/2011
    - Kernbohrung bis 530 mNN, aber mind.10m in Kalkstein (Phase 1): BK 1c/2011
    - Kernbohrung bis 530 mNN, aber mind.10m in Kalkstein mit Ausbau zur Grundwassermessstelle in Störzzone (Phase 1): BK 16b/2011
    - Kernbohrung mind. 5 m in Kalkstein mit Ausbau zur Grundwassermessstelle in Störzzone (Phase 1): RS 6, BK 13a/2011
    - Kernbohrung mit Ausbau zur Grundwassermessstelle in Störzzone; Tiefe gemäß Tabelle (Phase 2): BK 20d/2011
    - Kernbohrung; Tiefe gemäß Tabelle (Phase 2): BK 20c/2011
  - Geoelektrischer und refraktionsseismischer Messerschnitt: RS 6
  - Geoelektrischer und refraktionsseismischer Messerschnitt 2011: E204
  - Achse - Dammkrone: -
  - Höhelinie: -
  - Fahrbahn: -
  - Mauer: -
  - Sanierungsbereich: -
  - Weg im Oberbecken: -
  - Gebäude: -
  - Zaun: -
  - Einbrüche 2011: 2

**PLANGRUNDLAGE:**

SIEMENS-SCHUCKERTWERKE AG  
TECHNISCHE STAMMABTEILUNG  
OBERES BECKEN LAGEPLAN - TS14 A05897  
M 1:1000 1956

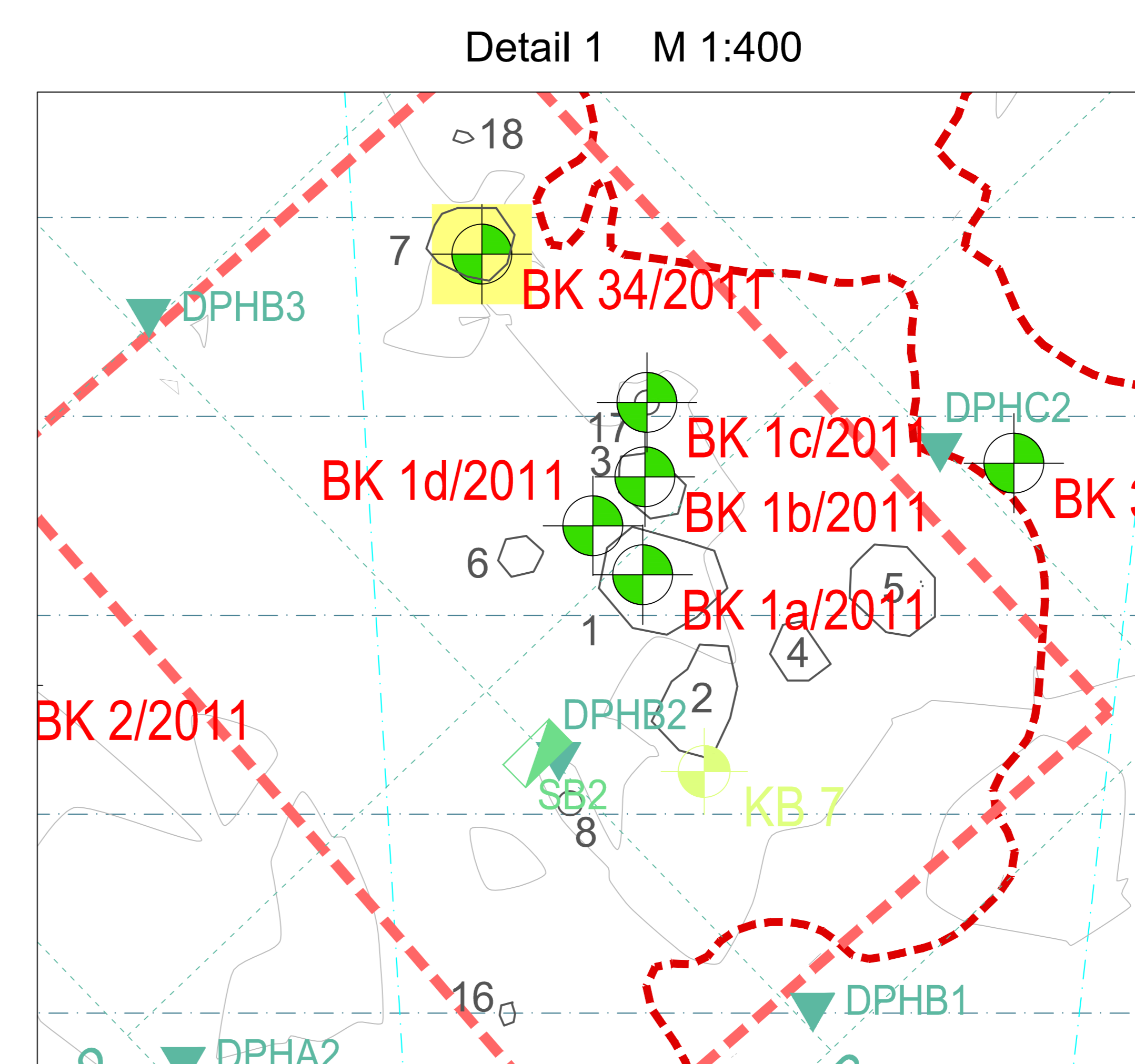
ERGÄNZT DURCH:  
- VERMESSUNG RINGDAMM APRIL 2007  
- VERMESSUNG EINLAUFBAUWERK SEPT. 2007  
- DATEN-, ENERGIE- UND TELEFONKABEL  
BESTANDSPLANE KW HAPPING UND TIERT  
- VERMESSUNG OBERBECKENSÖHLE AUG. 2011  
(nach Sedimenträumung)

f	e	d	c	b	a
IND	DATUM	NAME	BEZEICHNUNG:		

Bauherr:  
**e-on** Wasserkraft  
E.ON Wasserkraft GmbH  
Luitpoldstr. 27, 84034 Landshut  
Tel. 0871/694-02 Fax 0871/694-4279

Planer:  
**FICHTNER**  
Sarweystrasse 3, 70191 Stuttgart  
Tel. +49 (0) 711 8995 - 0  
Fax +49 (0) 711 8995 - 459

Projekt:	NAME		DATUM
	<b>Sanierung Oberbecken Pumpspeicherwerk Happing</b>	Bearbeitet	Stan.
Bauteil:	Lageplan - Geotechnische Untersuchungsprogramm		Ersatz für Plan-Nr:
	Planungsphase: Genehmigung		Ersetzt durch Plan-Nr:
Projekt-Nr.:	Maßstab:	Plan-Nr.:	Anlage-Nr.:
PS. 71027	1:1000 (A0)	TSP-HAP-1318	2.1
Dateiname: TSP-HAP-1318_v2			



**Pumpspeicherkraftwerk Happurg · Sanierung Oberbecken  
Untergrundsaniekung im Bereich der Störzone**

**Baugrund- und Sanierungsgutachten**

**Anlage 2**

**Einbrüche in der Beckensohle**

**Pumpspeicherkraftwerk Happurg · Sanierung Oberbecken  
Untergrundsaniekung im Bereich der Störzone**

**Baugrund- und Sanierungsgutachten**

**Anlage 2**

**Einbrüche in der Beckensohle**

- Fotodokumentation der Einbrüche  
des Jahres 2011

2.1

31.01.2012

## Pumpspeicherwerk Happurg, Oberbecken, Sohleinbrüche 2011

Fotodokumentation



**Bild 1:** Luftbild der Einbrüche (Januar 2011)

## A) Einbrüche im Januar 2011



**Bild 2:** Erste Aufnahmen vom 19.01.2011, 08:41 Uhr, Blick von Nordosten



**Bild 3:** Erste Aufnahmen vom 19.01.2011, 08:37, der Einbruch 7 ist noch nicht eingetreten



**Bild 4:** Aufnahme vom 19.01.2011



**Bild 5:** Aufnahme vom 19.01.2011



**Bild 6:** Erstbegutachtung des Einbruchs 1 am 21.01.2011



**Bild 7:** Aufnahme vom 21.01.2011, rechts im Bild der nachlaufend eingetretene Einbruch 7



**Bild 8:** Einbruch 6, Aufnahme vom 21.01.2011



**Bild 9:** vertikal abgescherter Rand des Einbruchs 6, Aufnahme vom 21.01.2011





**Bild 10:** Einbruch 1, Aufnahme vom 21.01.2011



**Bild 11:** Einbruch 6 (links) und 1 (rechts), Aufnahme vom 21.01.2011



**Bild 12:** Einbruch 5, Aufnahme vom 21.01.2011



**Bild 13:** vertikal abgescherter Rand des Einbruch 5, Aufnahme vom 21.01.2011



**Bild 14:** Aufnahme vom 21.01.2011, Blick von Osten



**Bild 15:** Aufnahme vom 01.03.2011, Blick vom Südwesten



**Bild 16:** Aufnahme vom 01.03.2011, Blick von Südwesten



**Bild 17:** Aufnahme vom 01.03.2011, Blick vom Osten



**Bild 18:** Aufnahme vom 01.03.2011, Einbruch 5



**Bild 19:** Aufnahme vom 01.03.2011, Einbruch 4

## B) Einbrüche im April 2011



**Bild 20:** Blick am 27.04.2011, 11:15 Uhr, von Osten auf den neuen Einbruchtrichter 17



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



**Bild 22:** Blick am 28.04.2011, 10:05 Uhr, von Süden auf den neuen Einbruch 17



**Bild 23:** Blick am 29.04.2011, 09:11 Uhr, von Süden auf den neuen Einbruch 17



**Bild 24:** Blick am 28.04.2011, 17:08 Uhr, von Norden auf den neuen Einbruch 16



### C) Nachbrüche im Juli 2011



**Bild 25:** Aufnahme vom 21.07.2011, Nachbrüche am verfüllten Einbruch 7

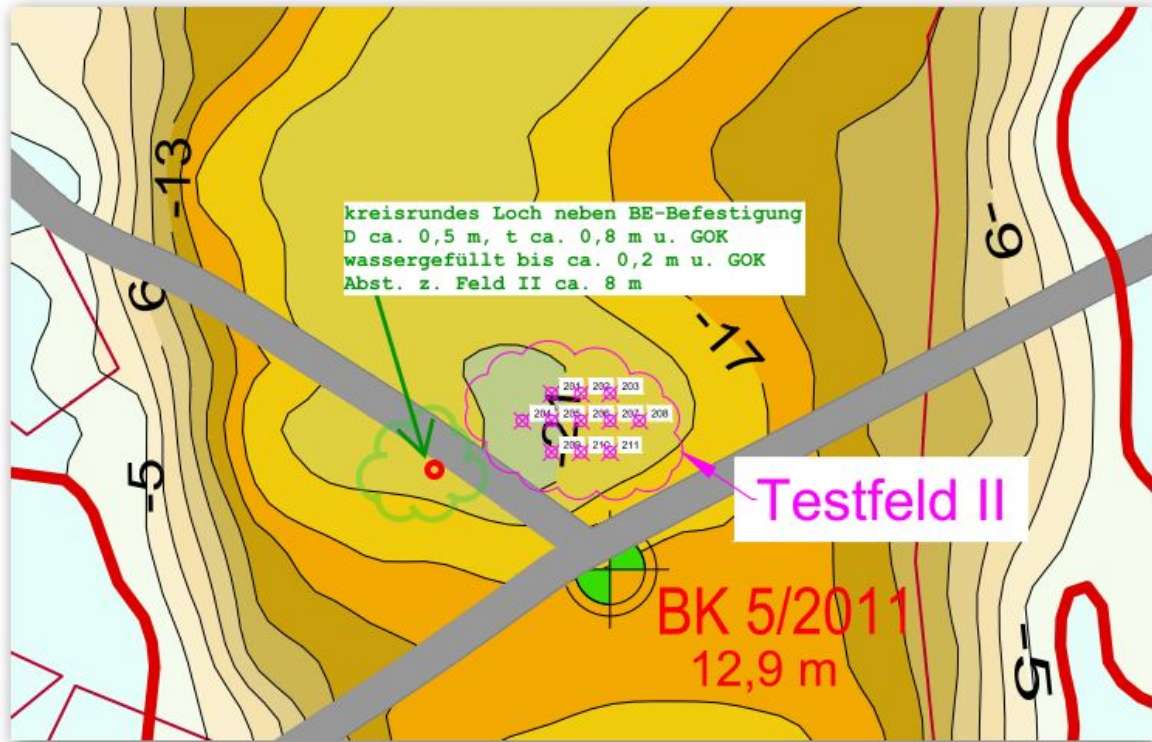


**Bild 26:** Aufnahme vom 21.07.2011, Nachbrüche am verfüllten Einbruch 7



**Bild 27:** Aufnahme vom 21.07.2011, Nachbrüche am verfüllten Einbruch 7

## D) Einbruch im November 2011



**Bild 28:** Lage des am 12.12.2011 eingetretenen Einbruchs



**Bild 29:** Einbruch vom 12.12.2011

**Pumpspeicherkraftwerk Happurg · Sanierung Oberbecken  
Untergrundsanie rung im Bereich der Störzone**

**Baugrund- und Sanierungsgutachten**

**Anlage 2**

**Einbrüche in der Beckensohle**

▪ **Luftbild des Oberbeckens**

**nach Eintritt der Einbrüche im Januar 2011**

**2.2**

Anlage 2..2: Luftbild des Oberbeckens nach Eintritt der Einbrüche im Januar 2011



**Pumpspeicherkraftwerk Happurg · Sanierung Oberbecken  
Untergrundsaniekung im Bereich der Störzone**

**Baugrund- und Sanierungsgutachten**

**Anlage 2**

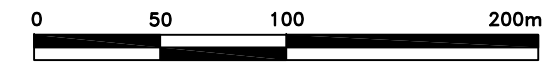
**Einbrüche in der Beckensohle**

- Lageplan der seit Inbetriebnahme  
des Beckens eingetretenen Einbrüche 2.3



**LEGENDE**

- Felsränder
- Aufschüttungsgränder
- Schadstellen 1958
- Schadstellen 1960
- Schadstellen 1965
- Schadstellen 1974
- Schadstellen 1975
- Schadstellen 1976
- Schadstellen 1977
- Schadstellen 1985
- Schadstellen 2011
- Verdachtsflächen 2011



d					
c					
b					
a					
IND	DATUM	NAME	BEZEICHNUNG:		
Bauherr:					
<b>E.ON</b> Wasserkraft					
<b>E.ON Wasserkraft GmbH</b>					
Luitpoldstr. 27, 84034 Landshut					
Tel. 0871/694-02 Fax 0871/694-4279					
				Ort, Datum	
				Unterschrift	
Planer:					
<b>FICHTNER</b>					
Sarweystrasse 3, 70191 Stuttgart					
Tel. +49 (0) 711 8995 - 0					
Fax +49 (0) 711 8995 - 459					
				Stuttgart, den 04.03.2011	
				Ort, Datum	
				Unterschrift	
Projekt:					
		NAME	DATUM		
<b>Sanierung Oberbecken</b>		Bearbeitet	Sta	14.03.2011	
<b>Pumpspeicherwerk Happurg</b>		Gezeichnet	Sta	03.03.2011	
		Geprüft			
		Gesehen			
Bauteil:					
Übersichtslageplan				Ersatz für Plan-Nr.:	
Schadstellen 1958 - 2011				Ersetzt durch Plan-Nr.:	
Planungsphase:					
Projekt-Nr.:	Maßstab:	Plan-Nr.:	Anlage -Nr.:		
PS. 71027	1:3000 (A3)	TSP-HAP-0060	1		
Dateiname:					

Quelle 6

Quelle 7

Quelle 8



**Pumpspeicherkraftwerk Happurg · Sanierung Oberbecken  
Untergrundsanie rung im Bereich der Störzone**

**Baugrund- und Sanierungsgutachten**

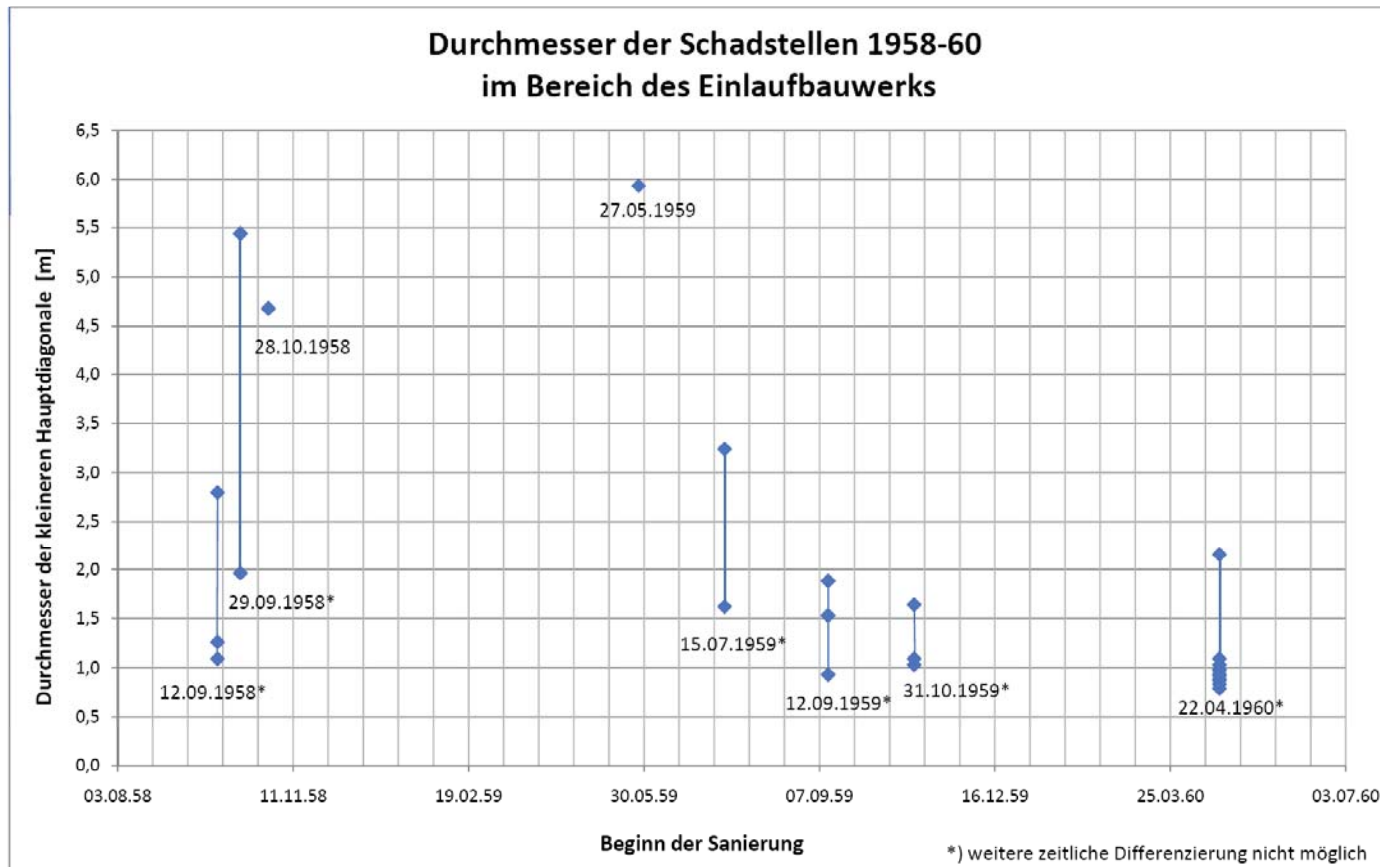
**Anlage 2**

**Einbrüche in der Beckensohle**

- Statistische Auswertung der seit Inbetriebnahme  
des Beckens eingetretenen Einbrüche 2.4

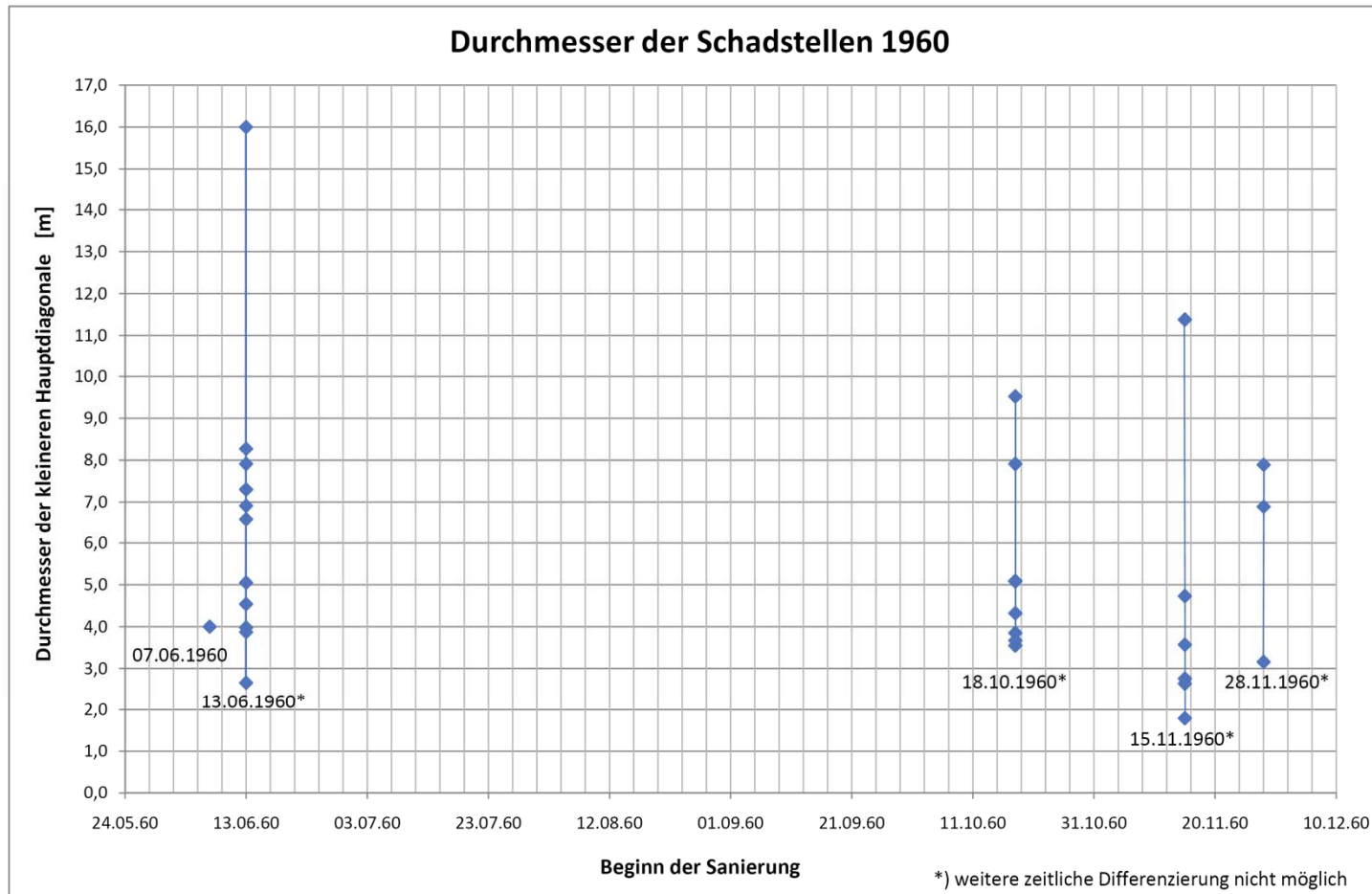
## Charakteristik Einbrüche

- Kenngrößen der Einbrüche 1958-60



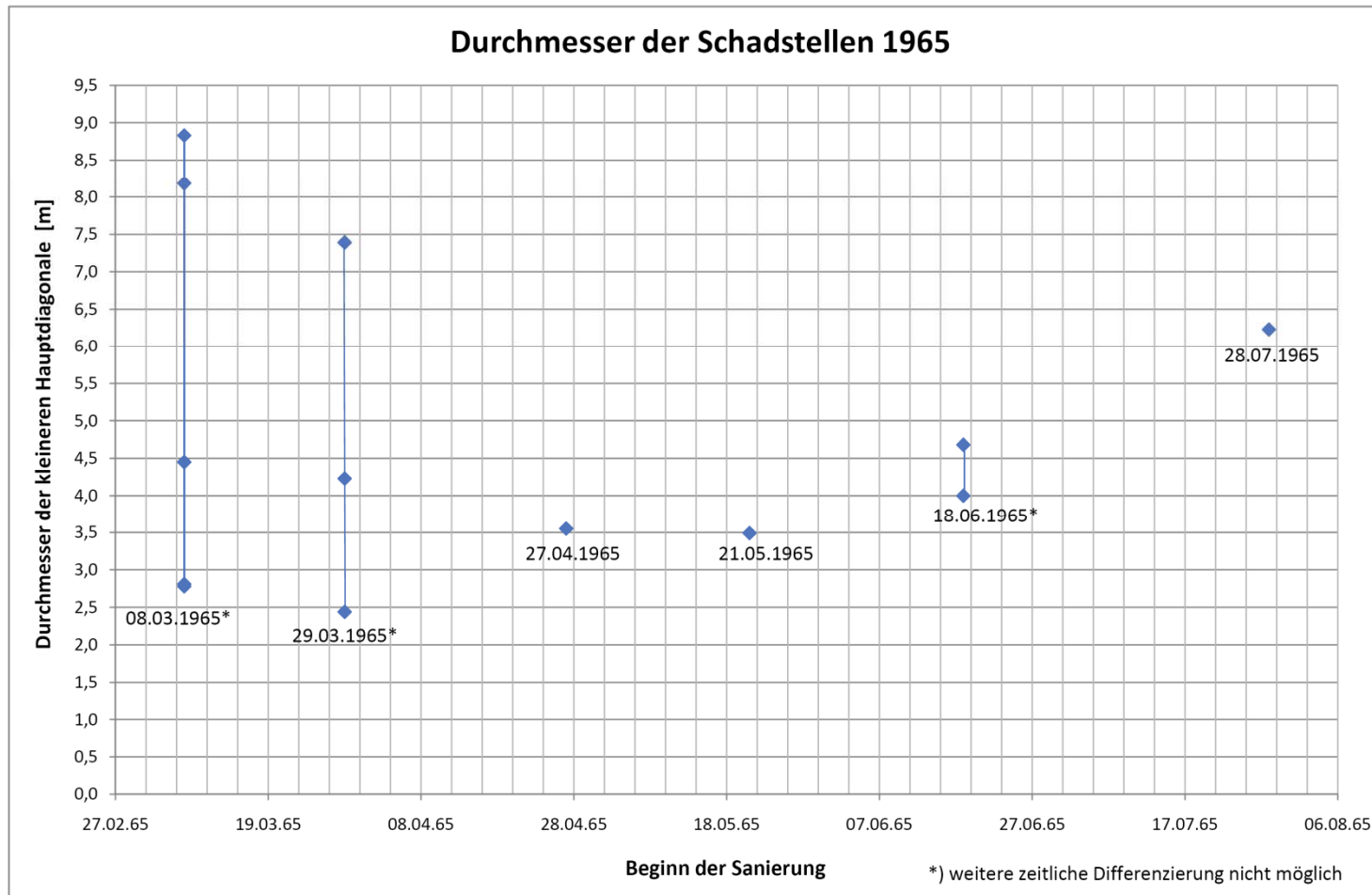
## Charakteristik Einbrüche

- Kenngrößen der Einbrüche 1960



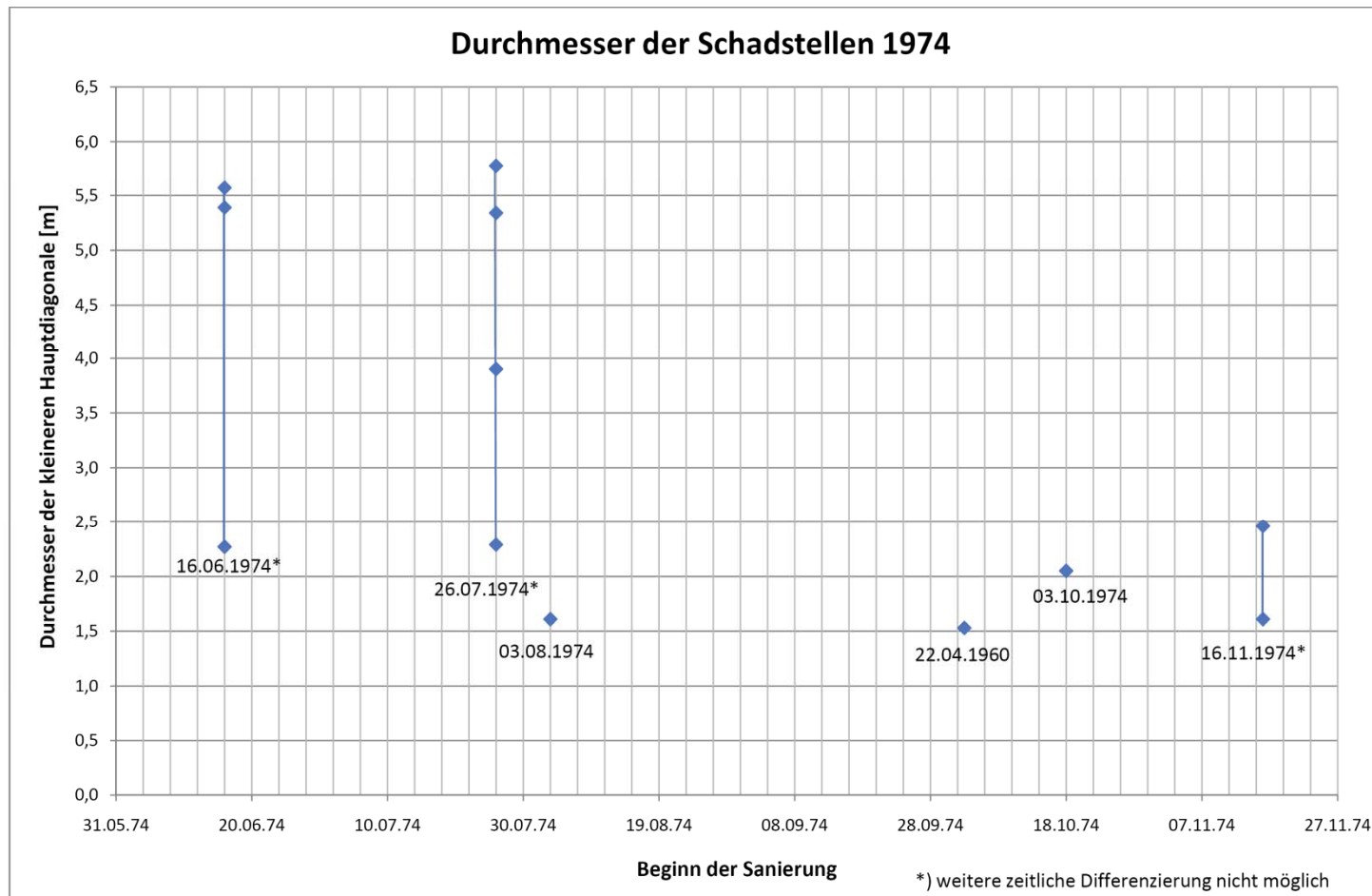
## Charakteristik Einbrüche

- Kenngrößen der Einbrüche 1965



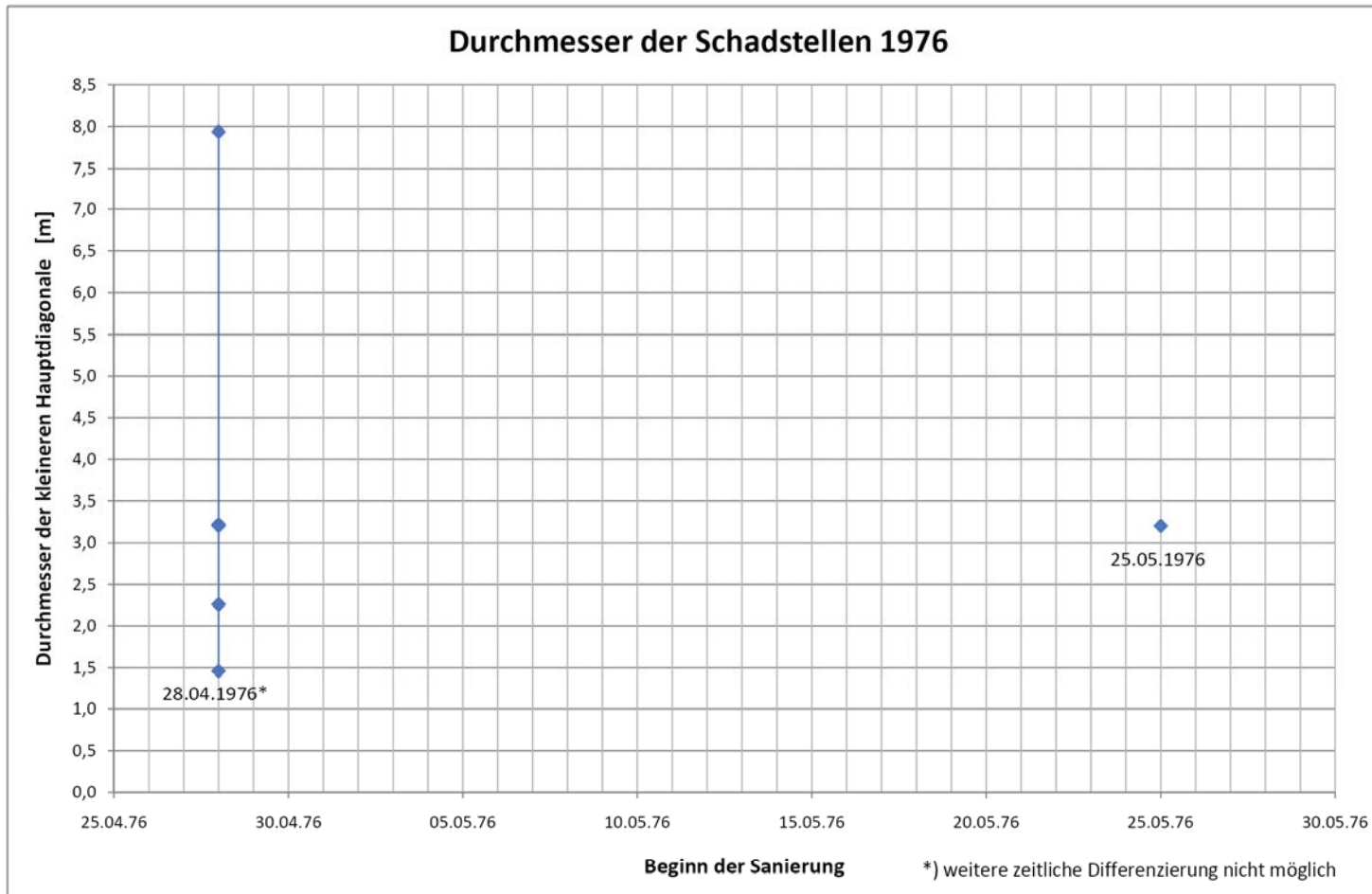
## Charakteristik Einbrüche

### ▪ Kenngrößen der Einbrüche 1974



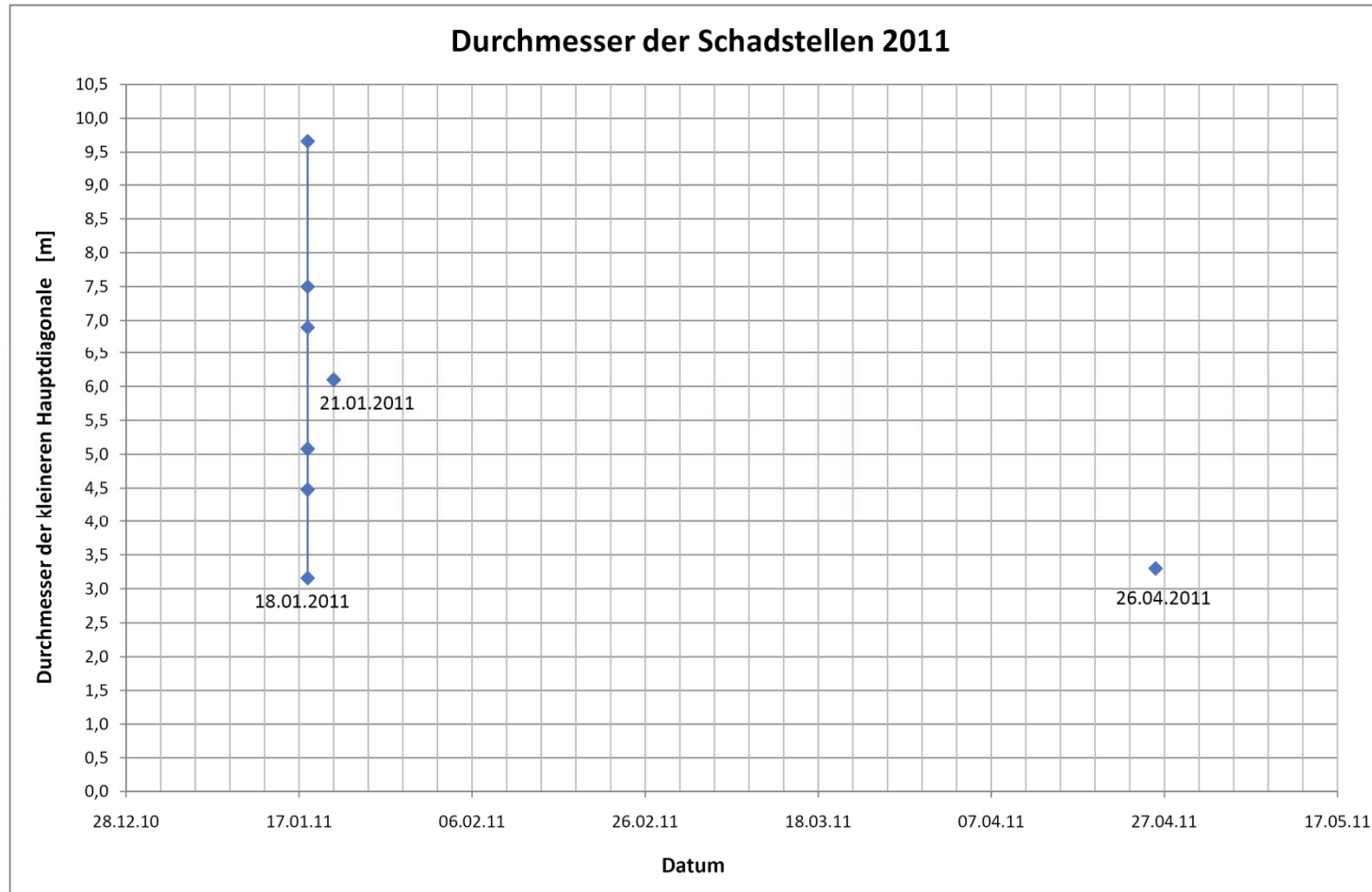
## Charakteristik Einbrüche

- Kenngrößen der Einbrüche 1976



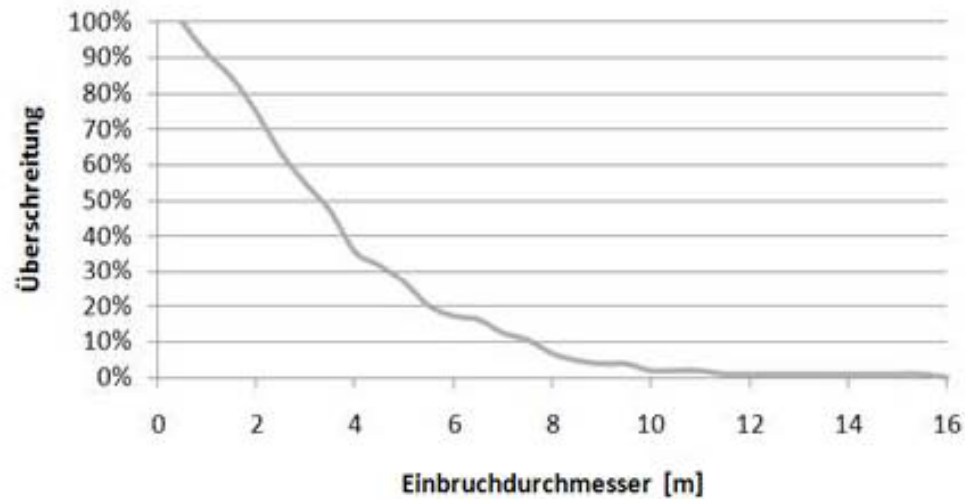
## Charakteristik Einbrüche

- Kenngrößen der Einbrüche 2011



## Charakteristik Einbrüche

- **Kenngößen der Einbrüche 1958-2011:**  
**Häufigkeitsverteilung Durchmesser Einbruch**



*ausgewertet wurde die jeweils kleinere Durchmesserdiagonale eines Einbruchs!*

*Datenbasis: ~ 100 Einbrüche*

Durchmesser Einbruch	Überschreitungswahrscheinlichkeit
2 m	ca. 80 %
4 m	ca. 35 %
6 m	ca. 20 %
8 m	ca. 10 %



**Pumpspeicherkraftwerk Happurg · Sanierung Oberbecken  
Untergrundsaniekung im Bereich der Störzone**

**Baugrund- und Sanierungsgutachten**

**Anlage 3**

**Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011**

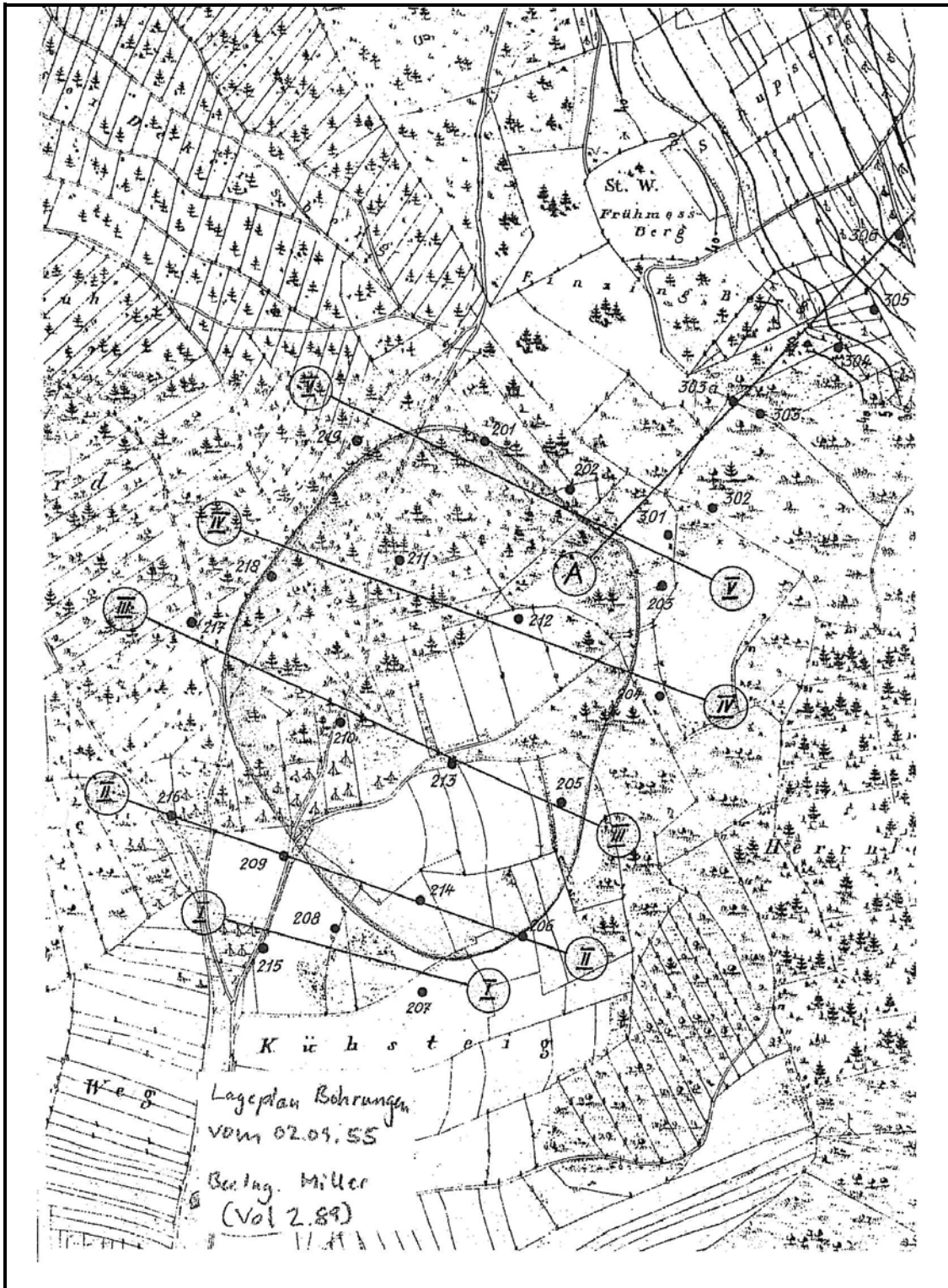
**Pumpspeicherkraftwerk Happurg · Sanierung Oberbecken  
Untergrundsanieerung im Bereich der Störzone**

**Baugrund- und Sanierungsgutachten**

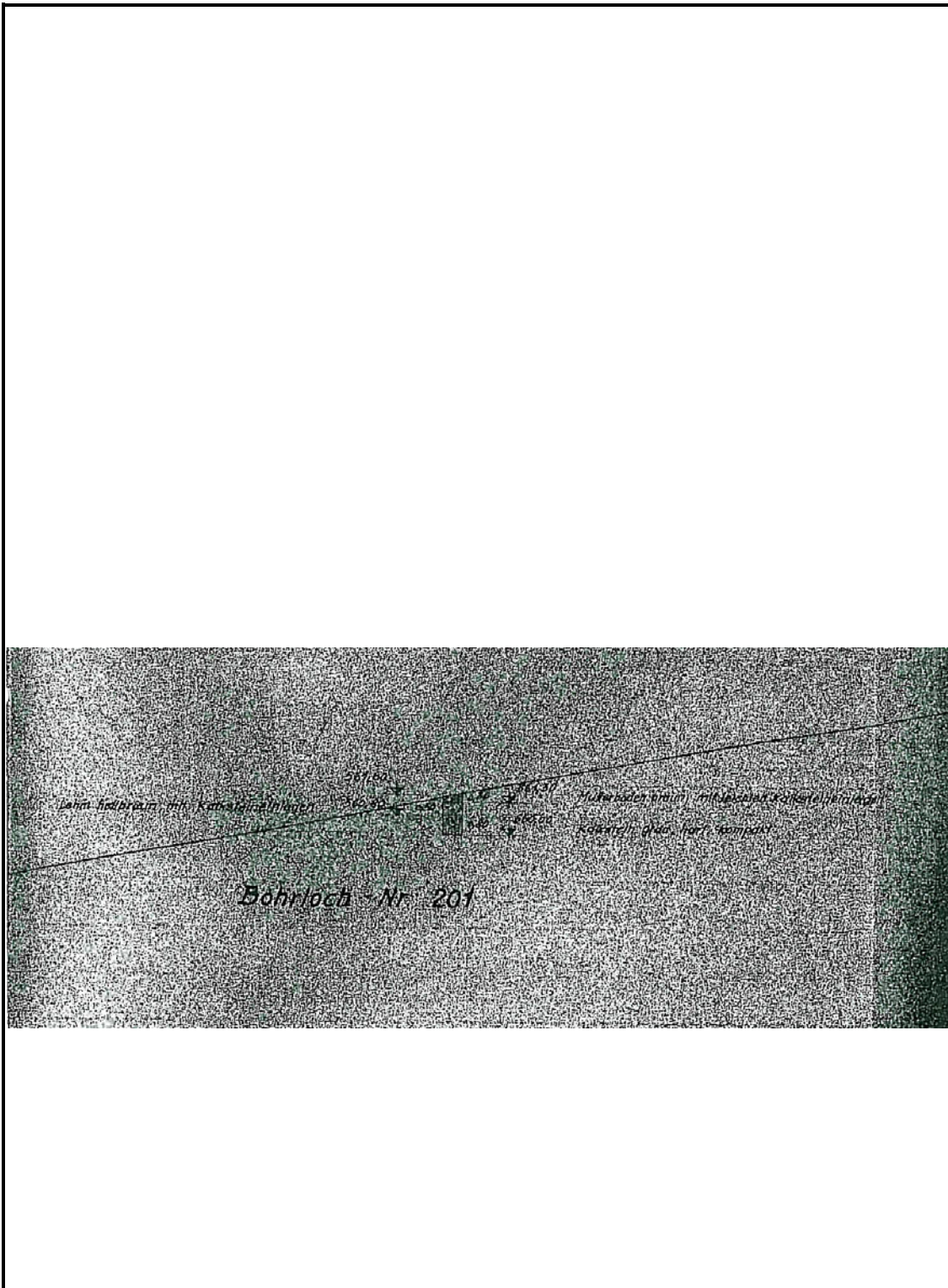
**Anlage 3**

**Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011**

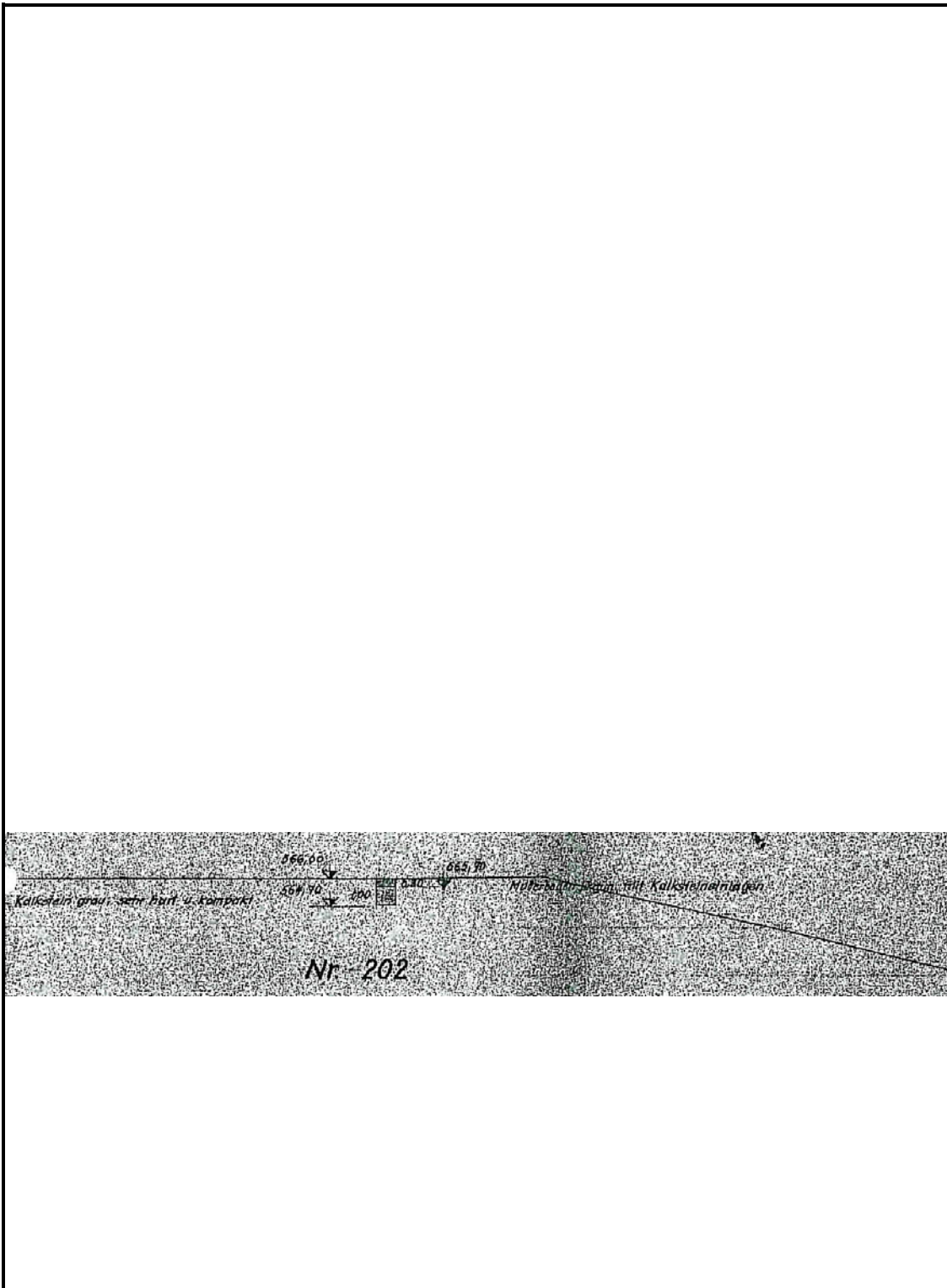
**▪ Kernbohrungen 1955 3.1.1-3.1.19**



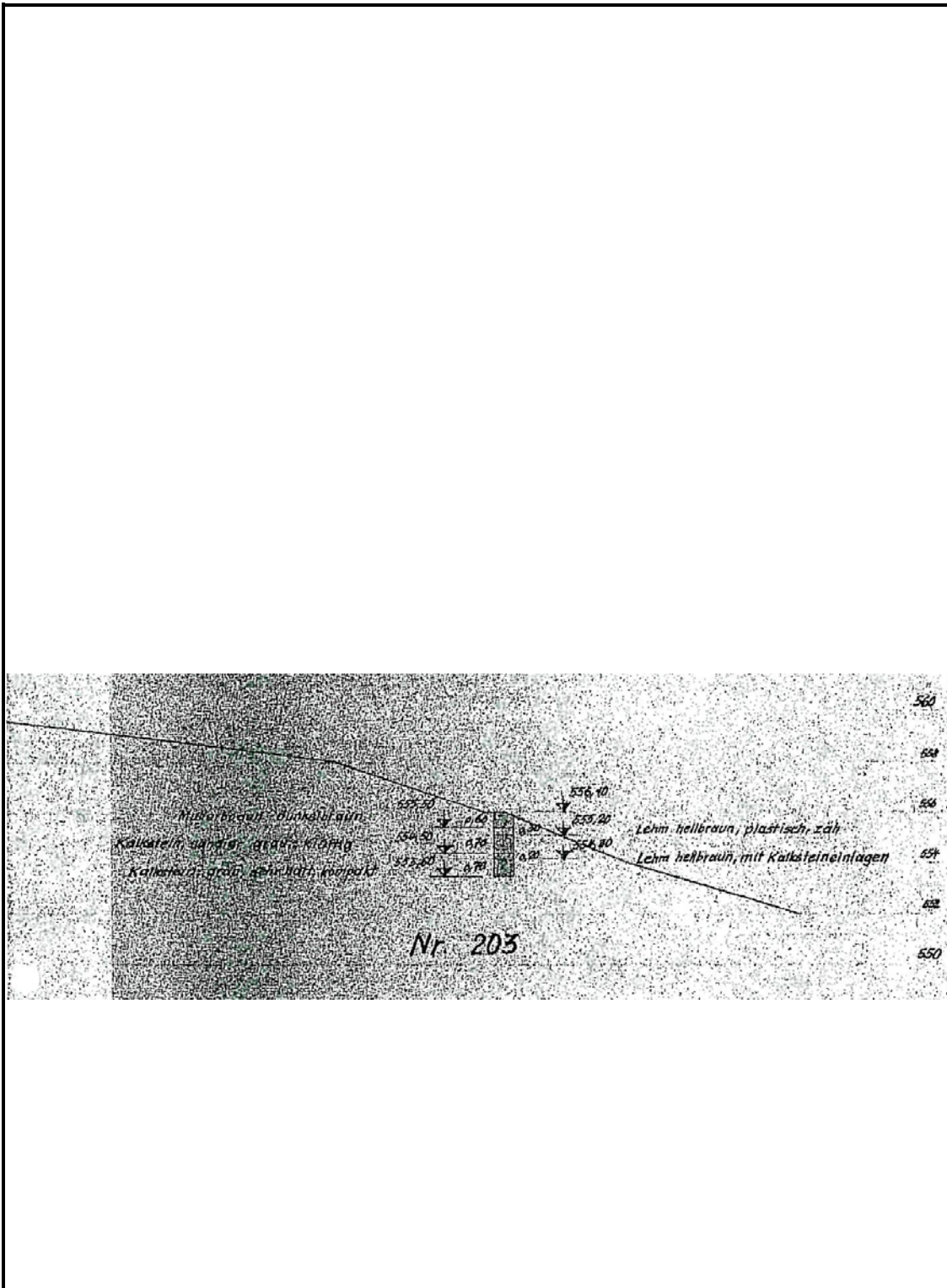
Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Kernbohrungen 1955 (Bohrprofile)	<b>Anlage</b> <b>3.1.1</b>
Kernbohrungen	
Lageplan Kernbohrungen 1955	



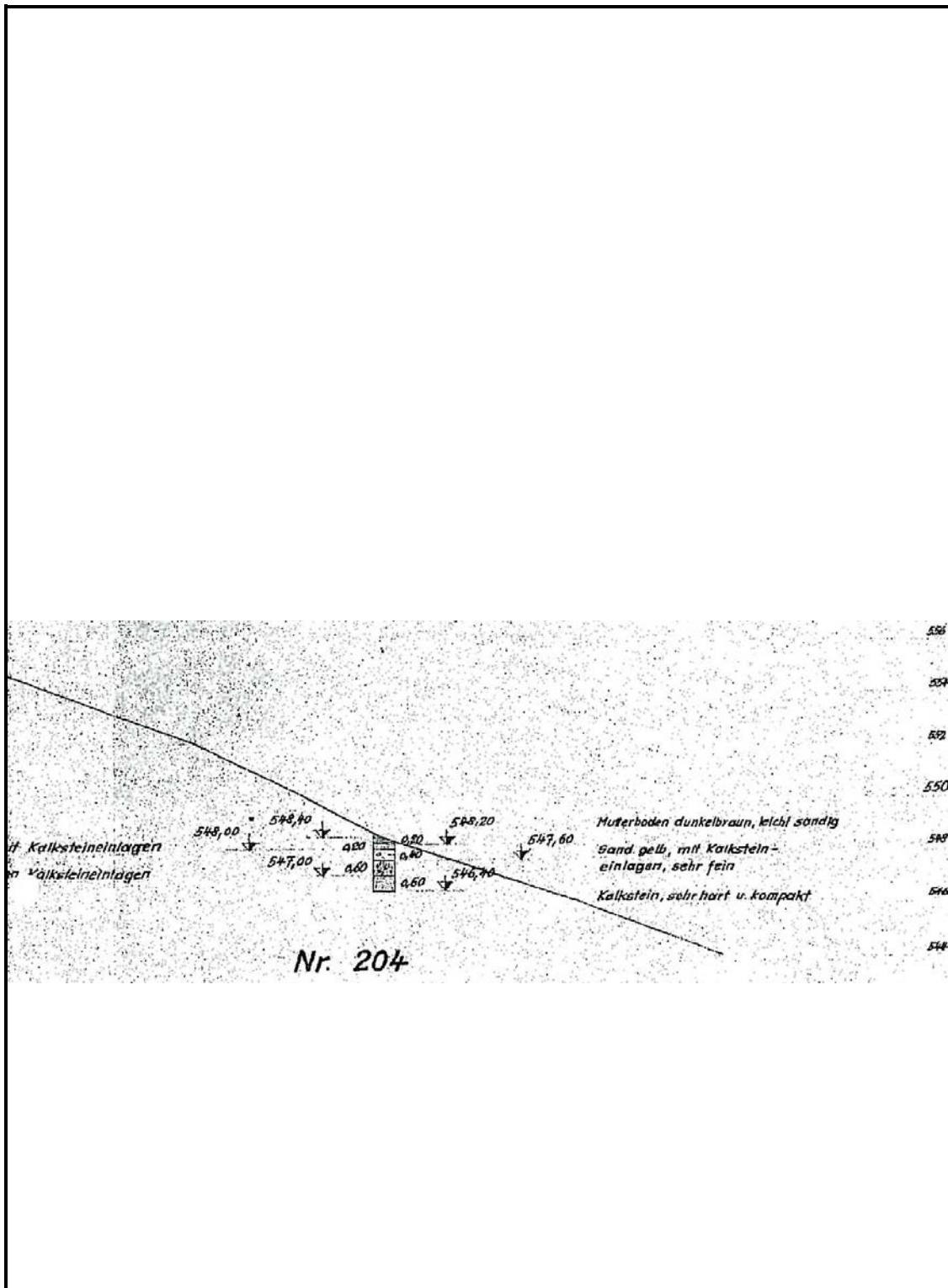
Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Kernbohrungen 1955 (Bohrprofile)	<b>Anlage</b> <b>3.1.2</b>
Kernbohrungen	
201/1955	



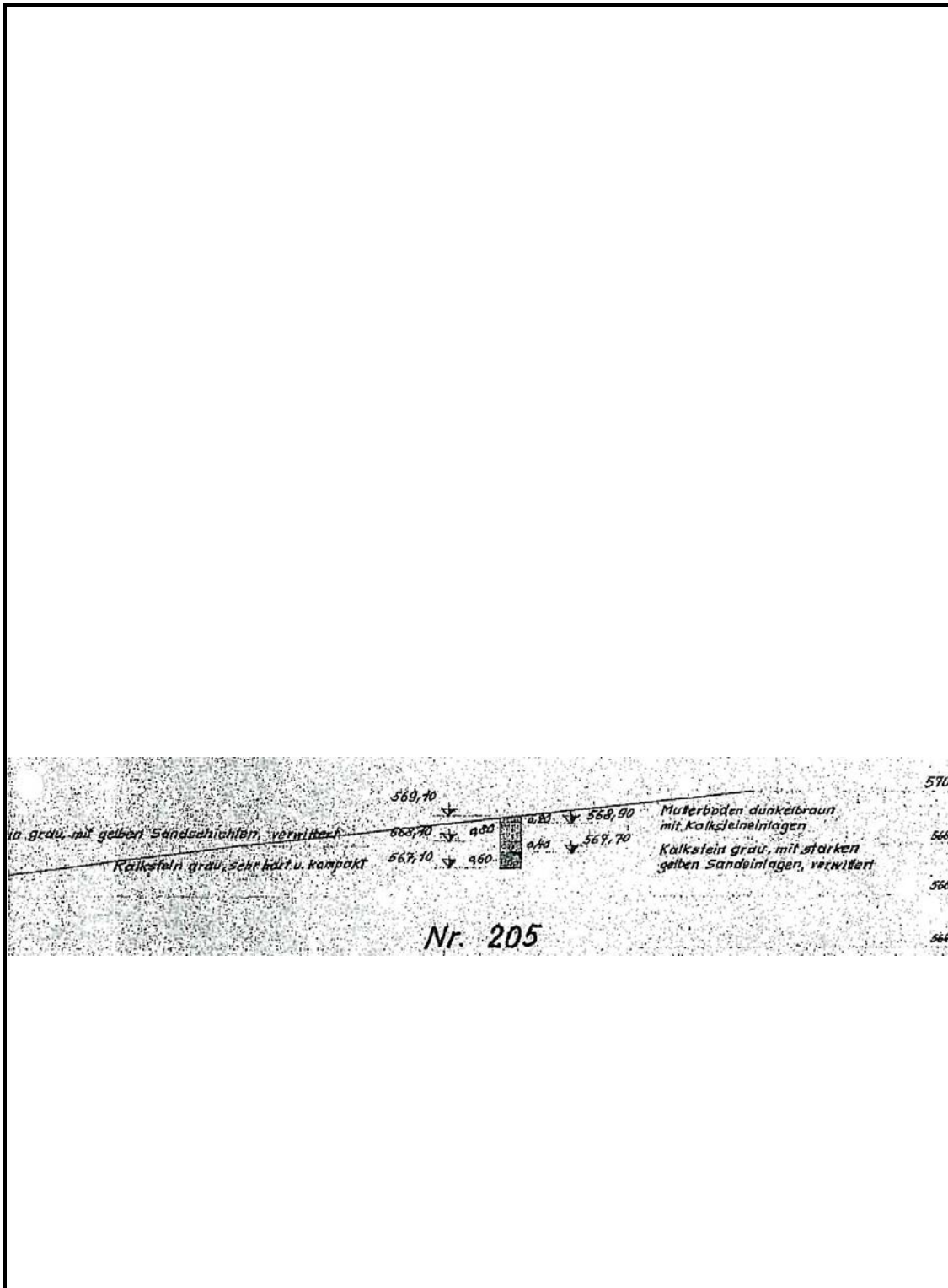
Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Kernbohrungen 1955 (Bohrprofile)	<b>Anlage</b> <b>3.1.3</b>
Kernbohrungen	
202/1955	



Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Kernbohrungen 1955 (Bohrprofile)	<b>Anlage</b> <b>3.1.4</b>
Kernbohrungen	
203/1955	

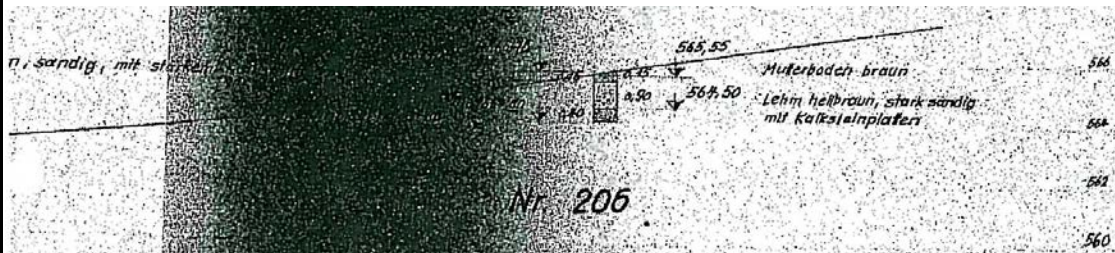
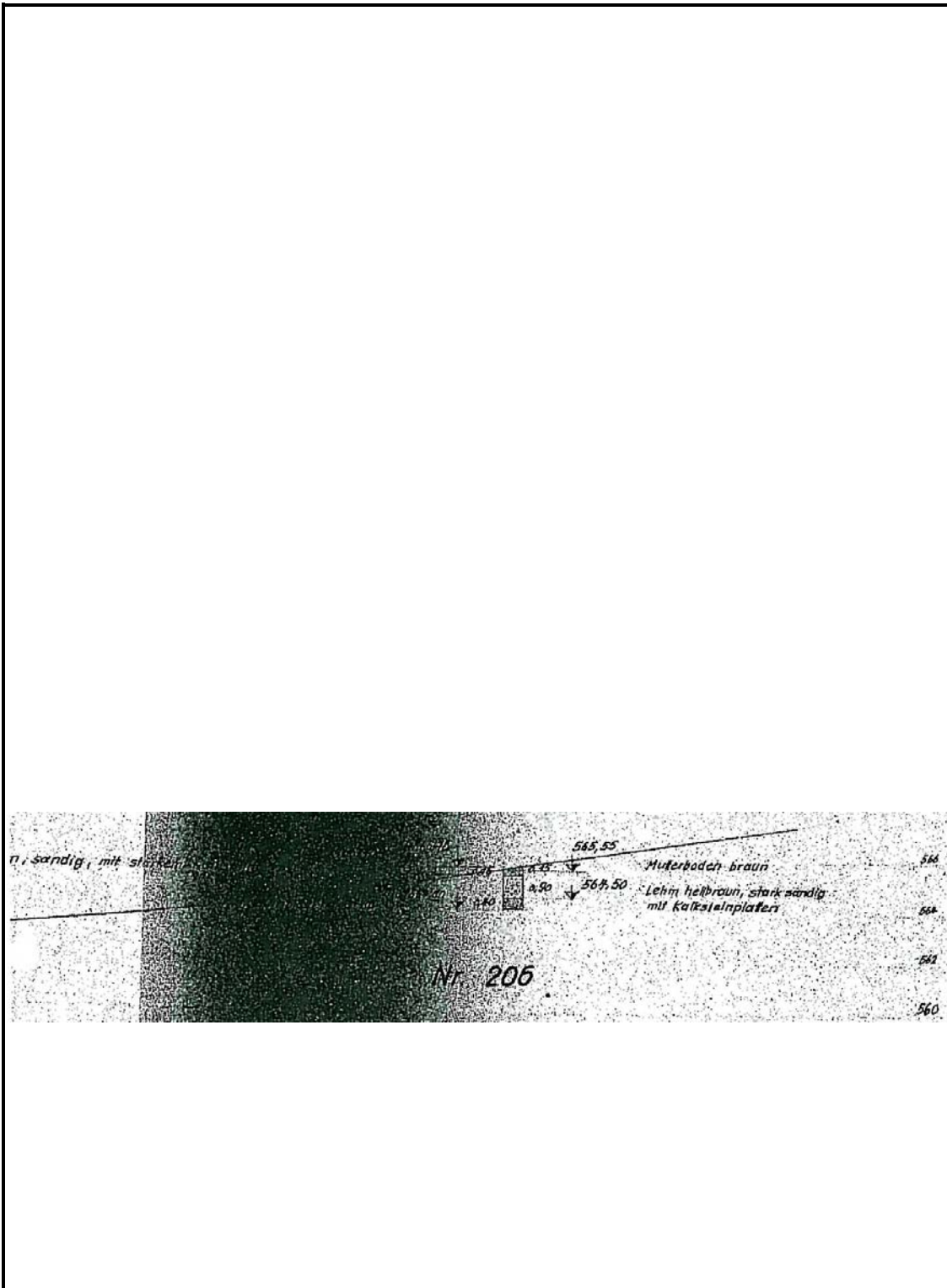


Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Kernbohrungen 1955 (Bohrprofile)	<b>Anlage</b> <b>3.1.5</b>
Kernbohrungen	
204/1955	

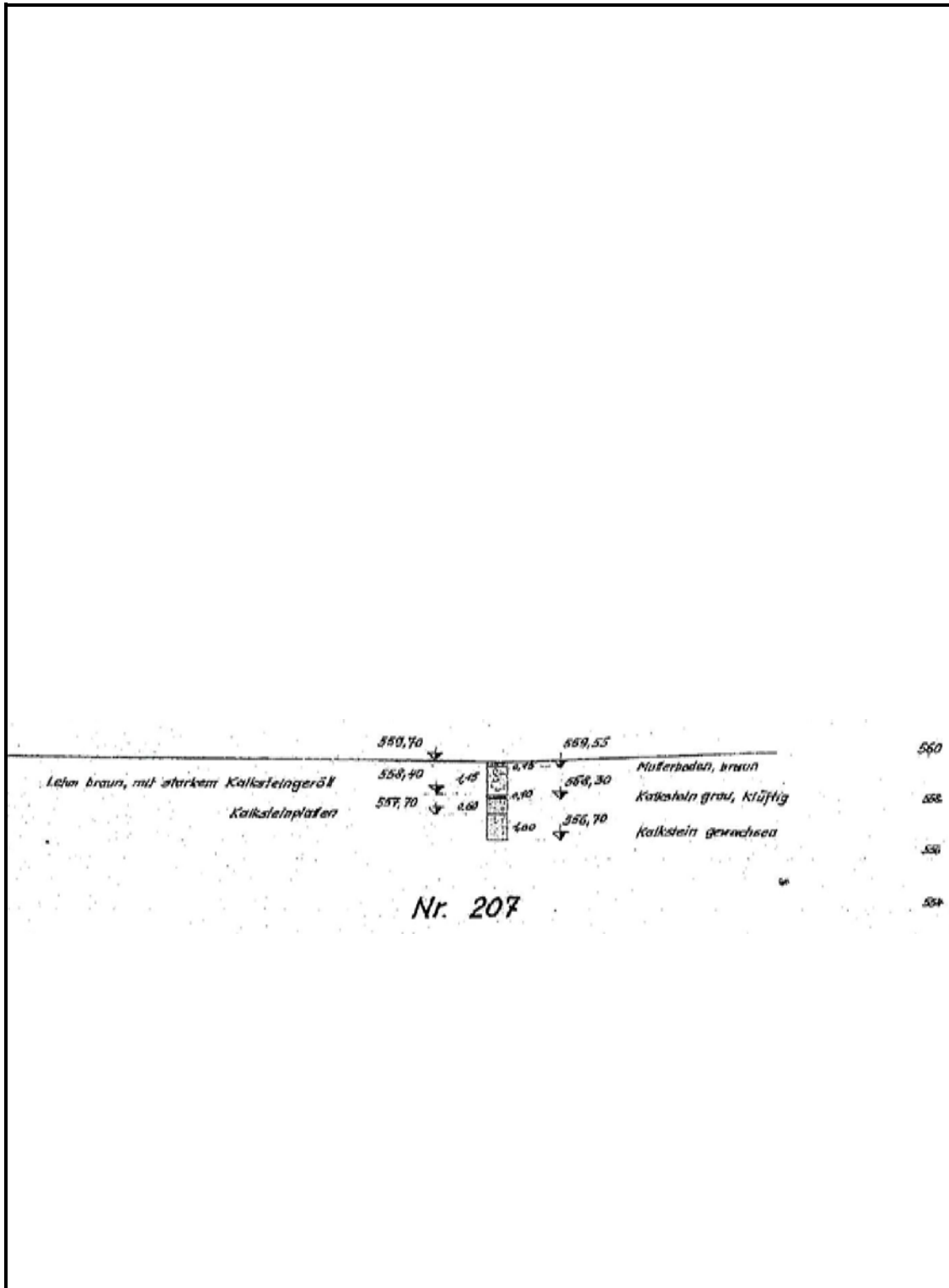


Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Kernbohrungen 1955 (Bohrprofile)	<b>Anlage</b> <b>3.1.6</b>
Kernbohrungen	
205/1955	

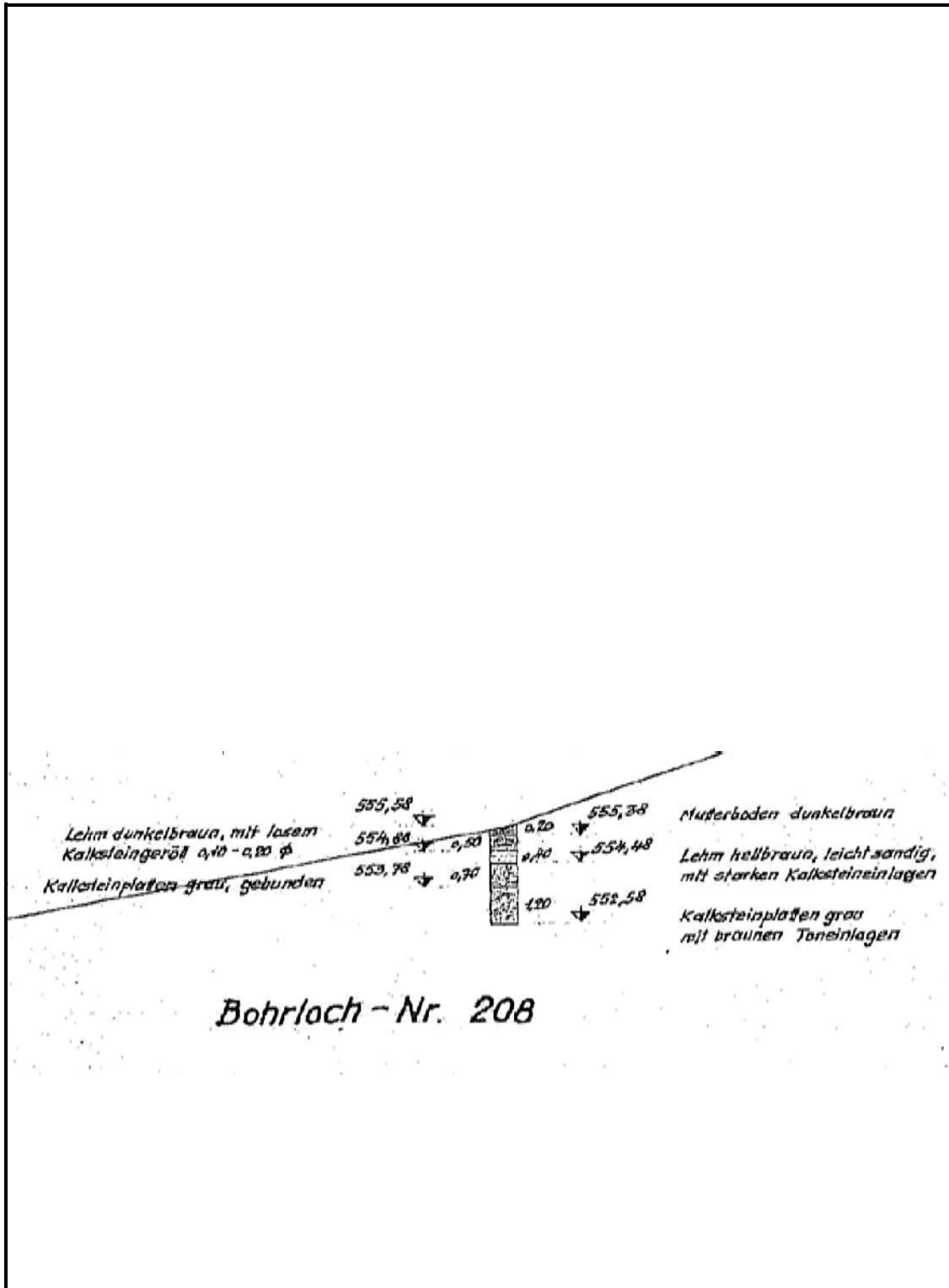




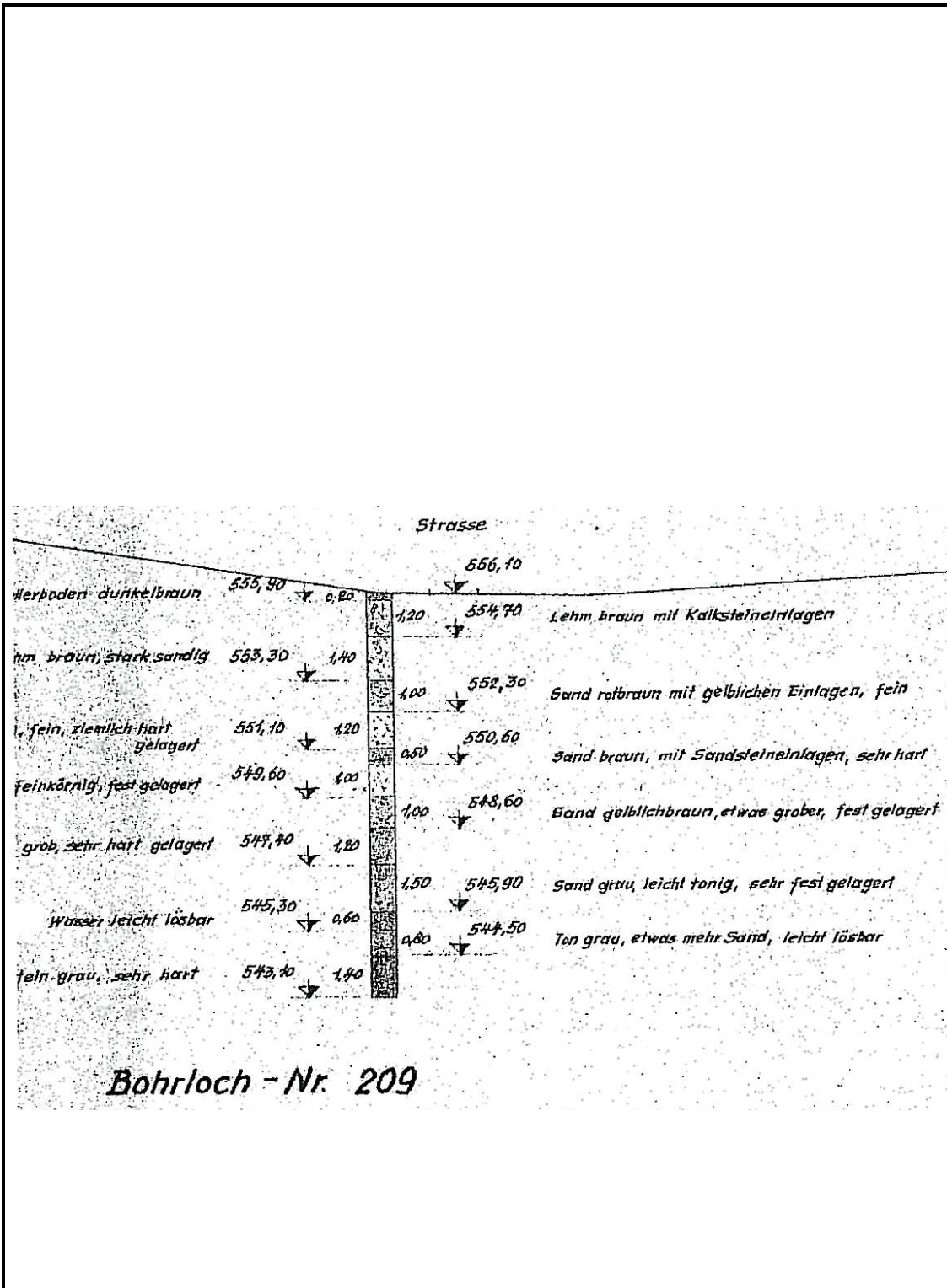
Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Kernbohrungen 1955 (Bohrprofile)	<b>Anlage</b> <b>3.1.7</b>
Kernbohrungen	
206/1955	



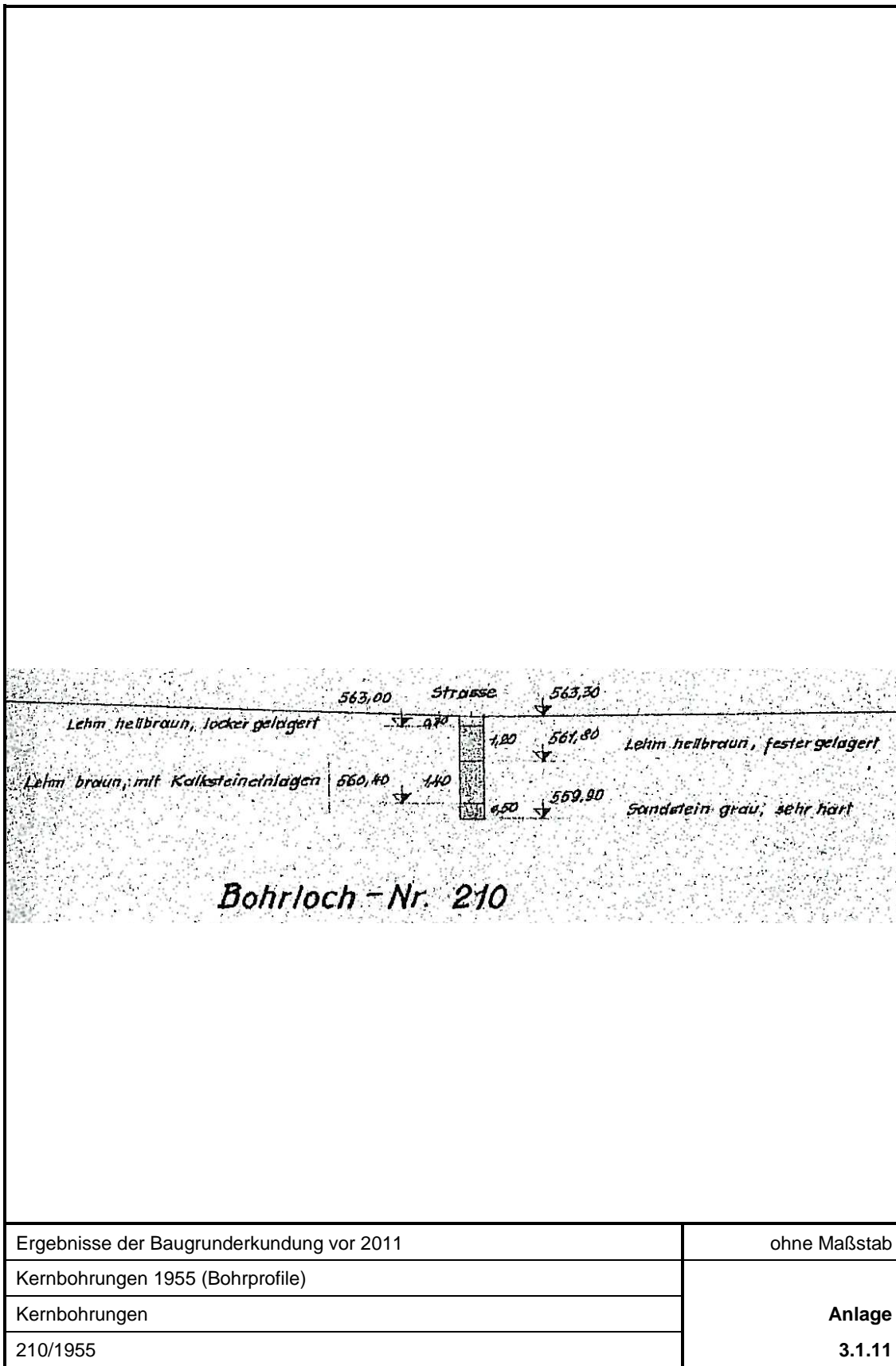
Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Kernbohrungen 1955 (Bohrprofile)	<b>Anlage</b> <b>3.1.8</b>
Kernbohrungen	
207/1955	

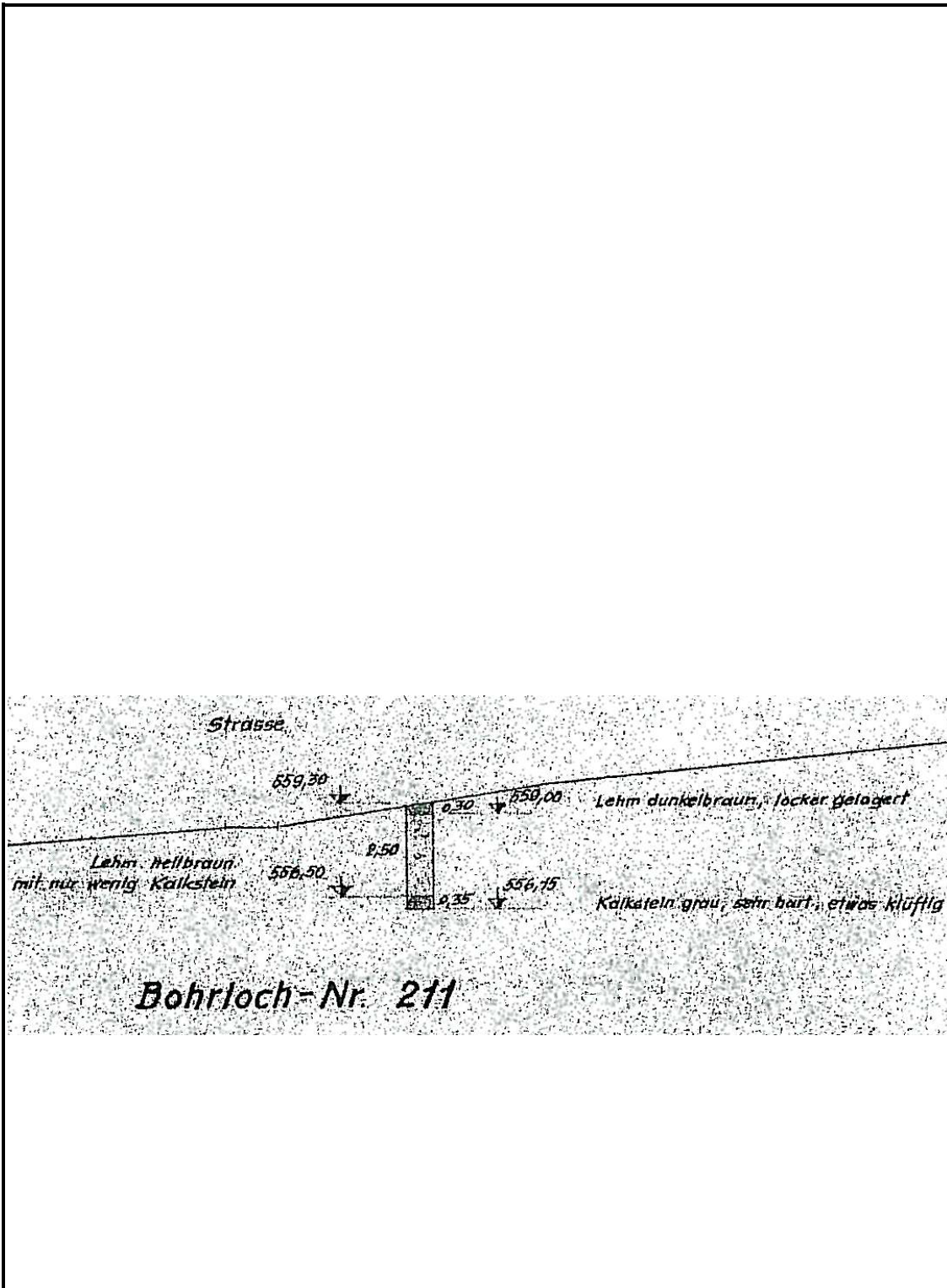


Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Kernbohrungen 1955 (Bohrprofile)	<b>Anlage</b> <b>3.1.9</b>
Kernbohrungen	
208/1955	

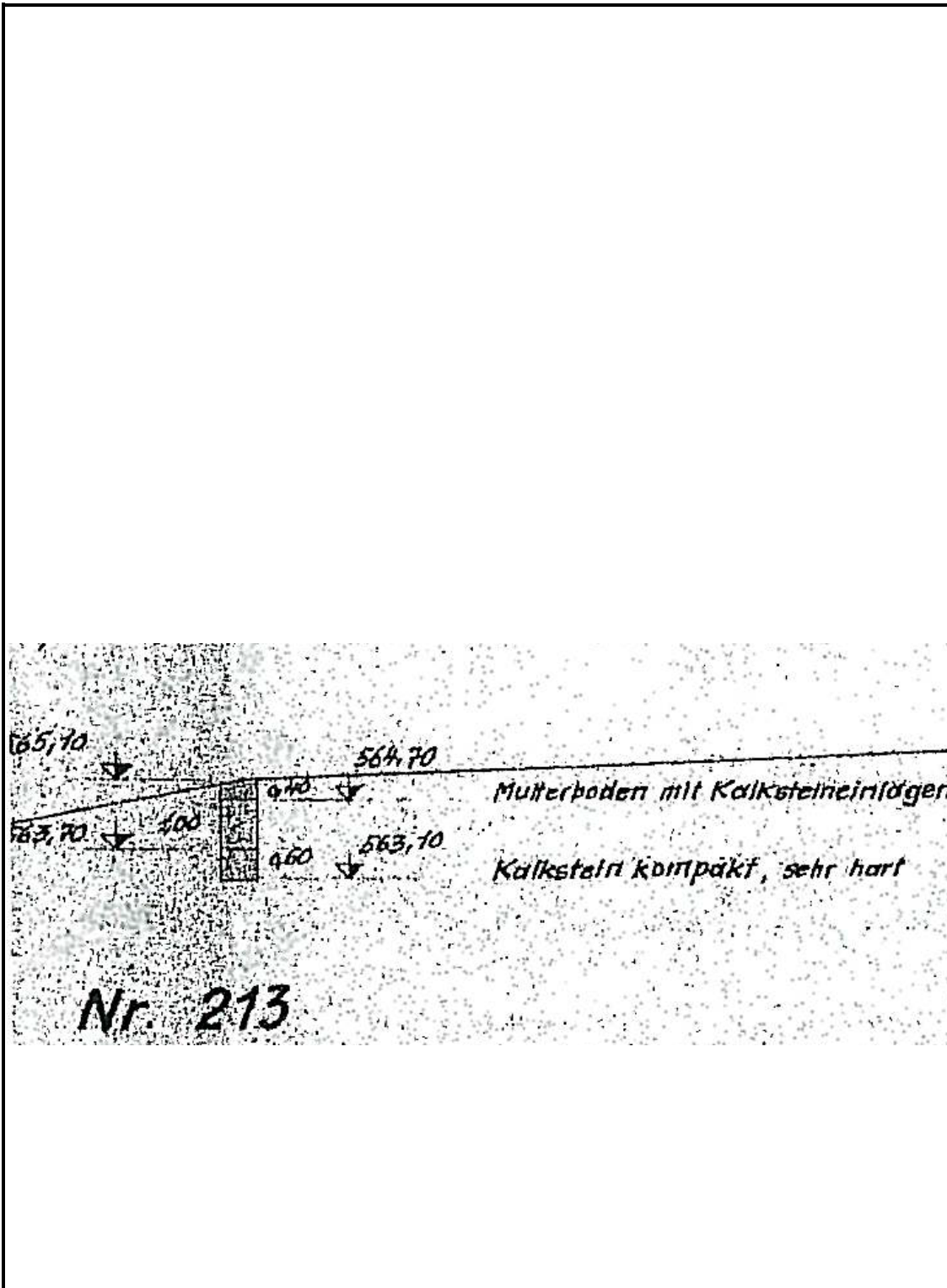


Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Kernbohrungen 1955 (Bohrprofile)	<b>Anlage</b> <b>3.1.10</b>
Kernbohrungen	
209/1955	

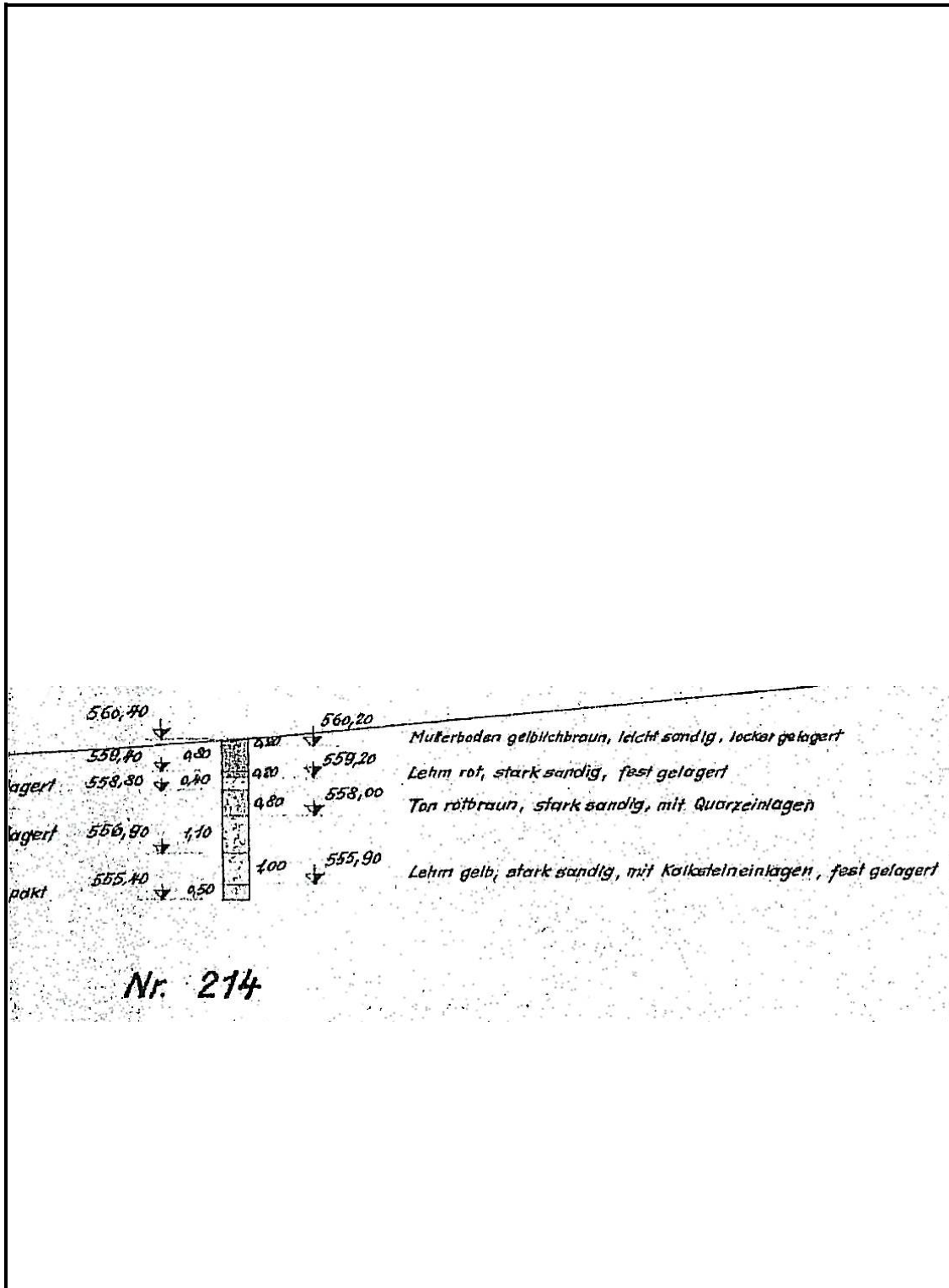




Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Kernbohrungen 1955 (Bohrprofile)	<b>Anlage</b> <b>3.1.12</b>
Kernbohrungen	
211/1955	

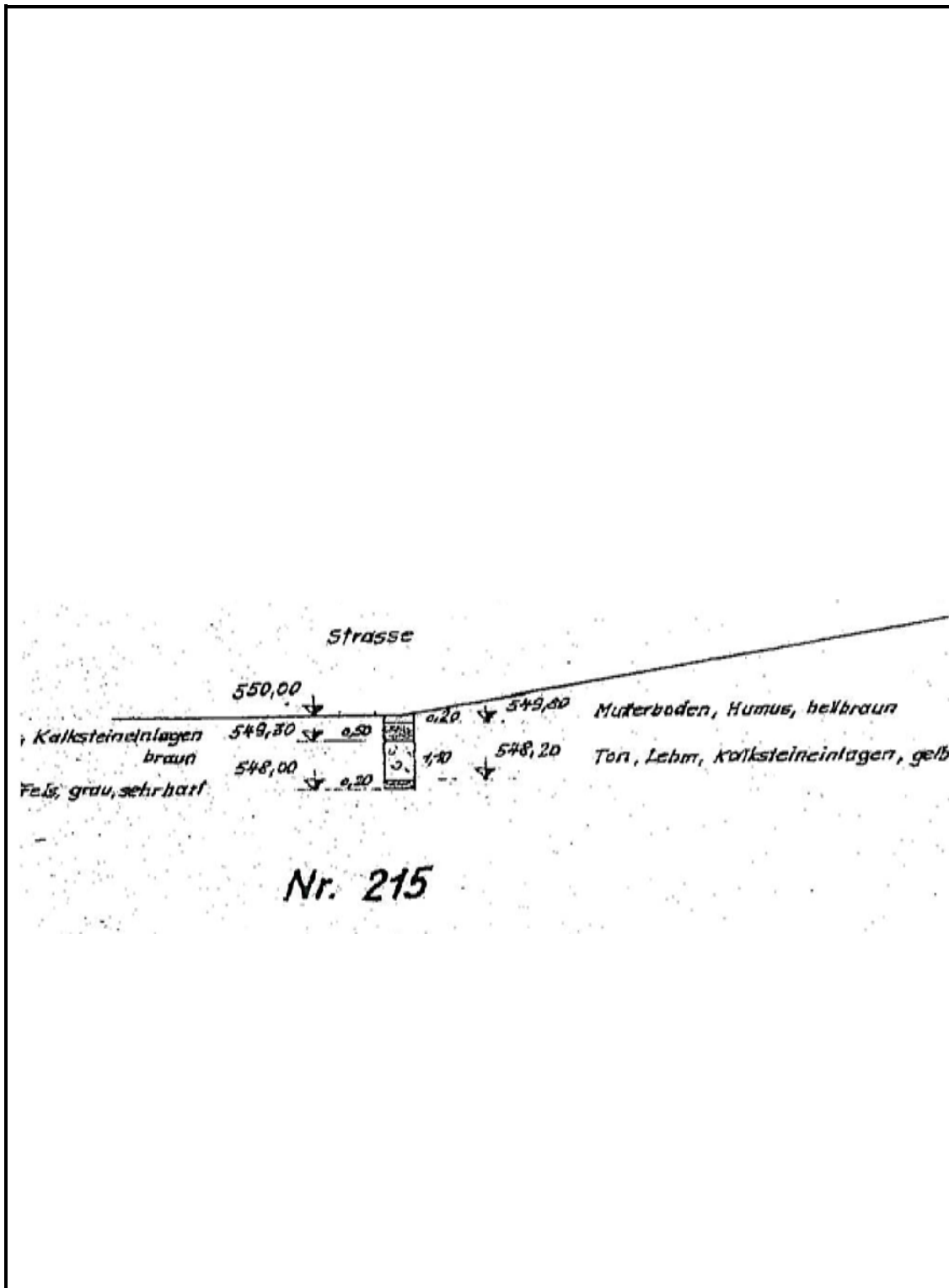


Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Kernbohrungen 1955 (Bohrprofile)	<b>Anlage</b> <b>3.1.13</b>
Kernbohrungen	
213/1955	

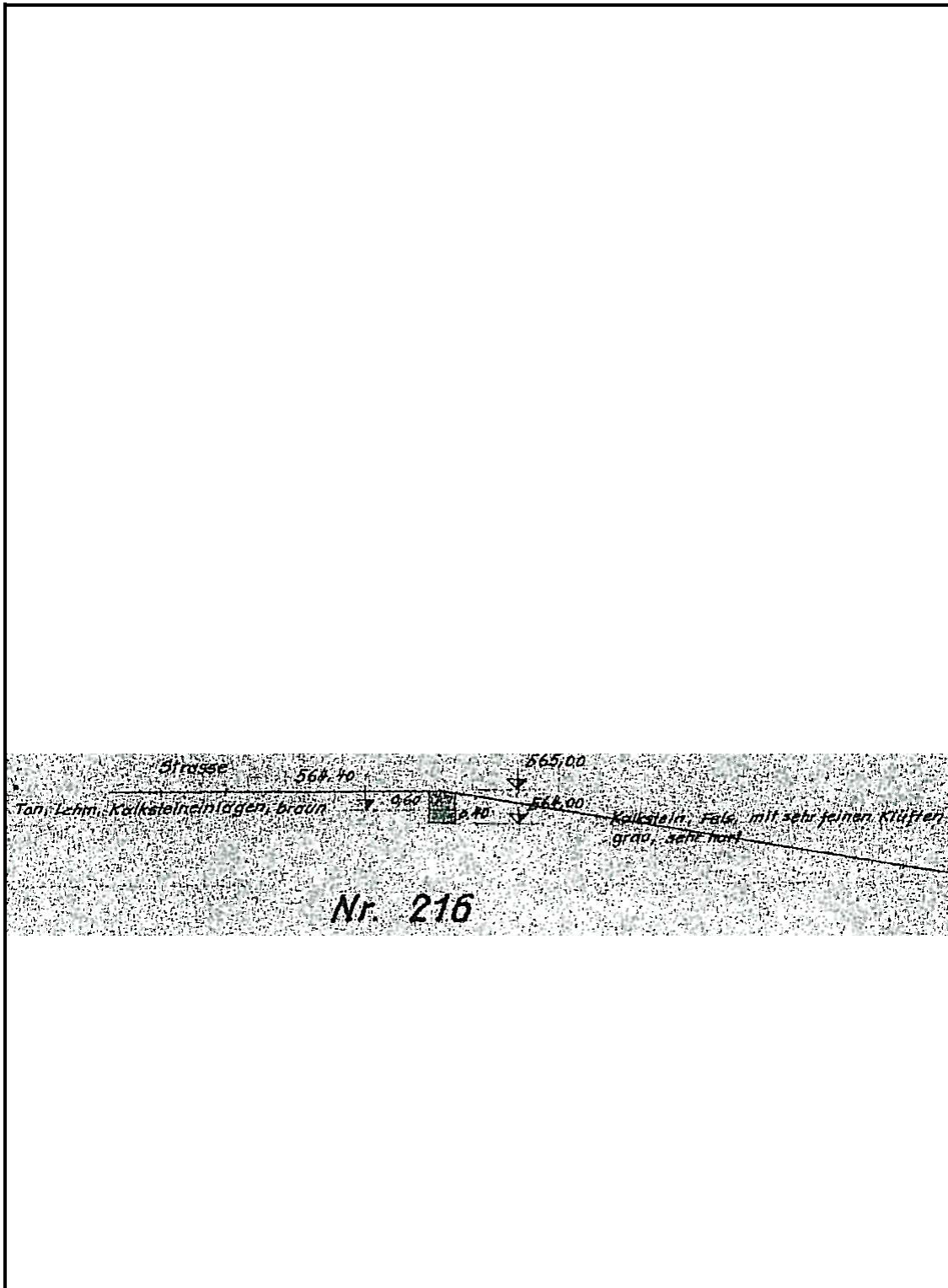


Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Kernbohrungen 1955 (Bohrprofile)	<b>Anlage</b> <b>3.1.14</b>
Kernbohrungen	
214/1955	

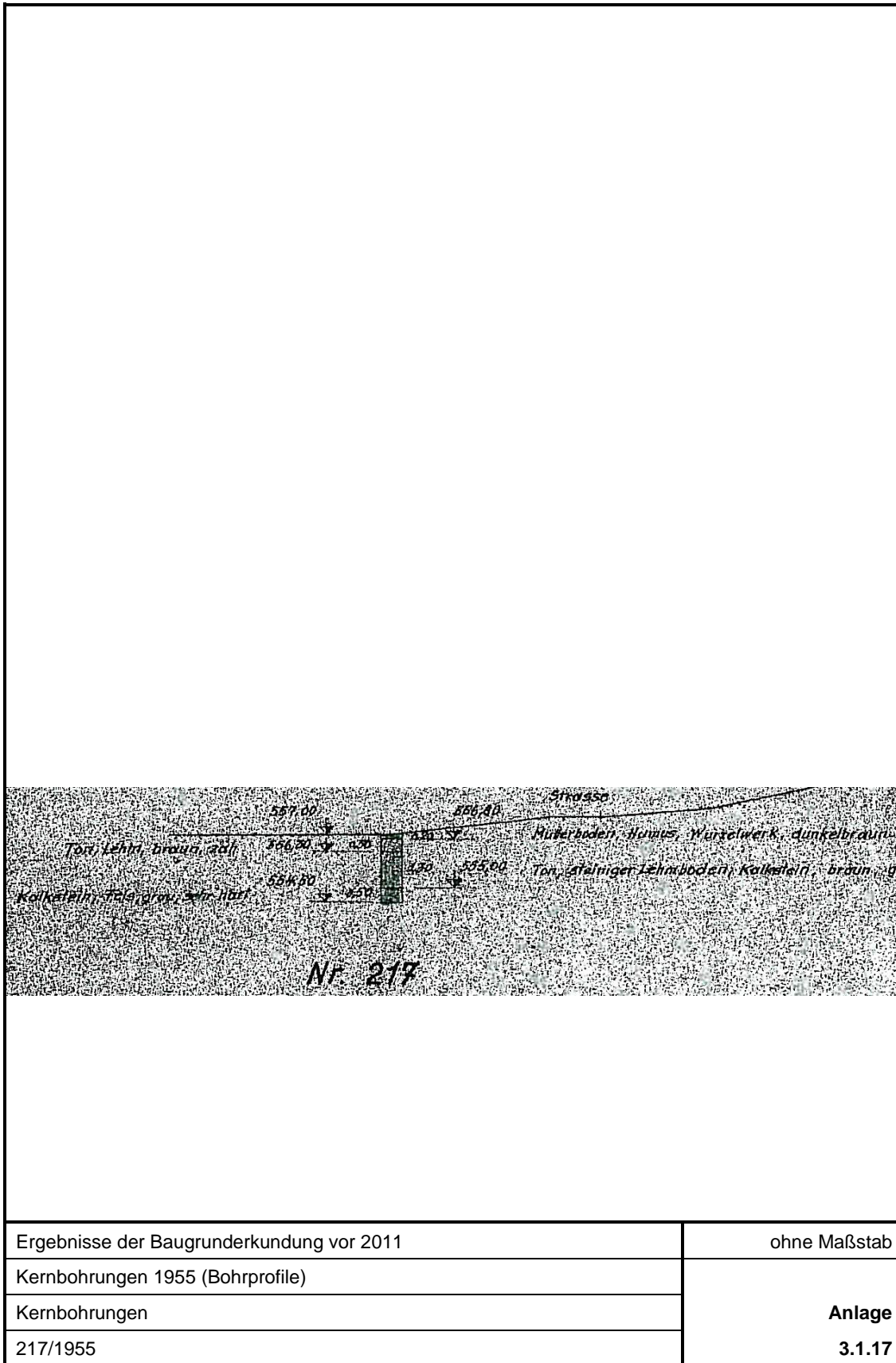




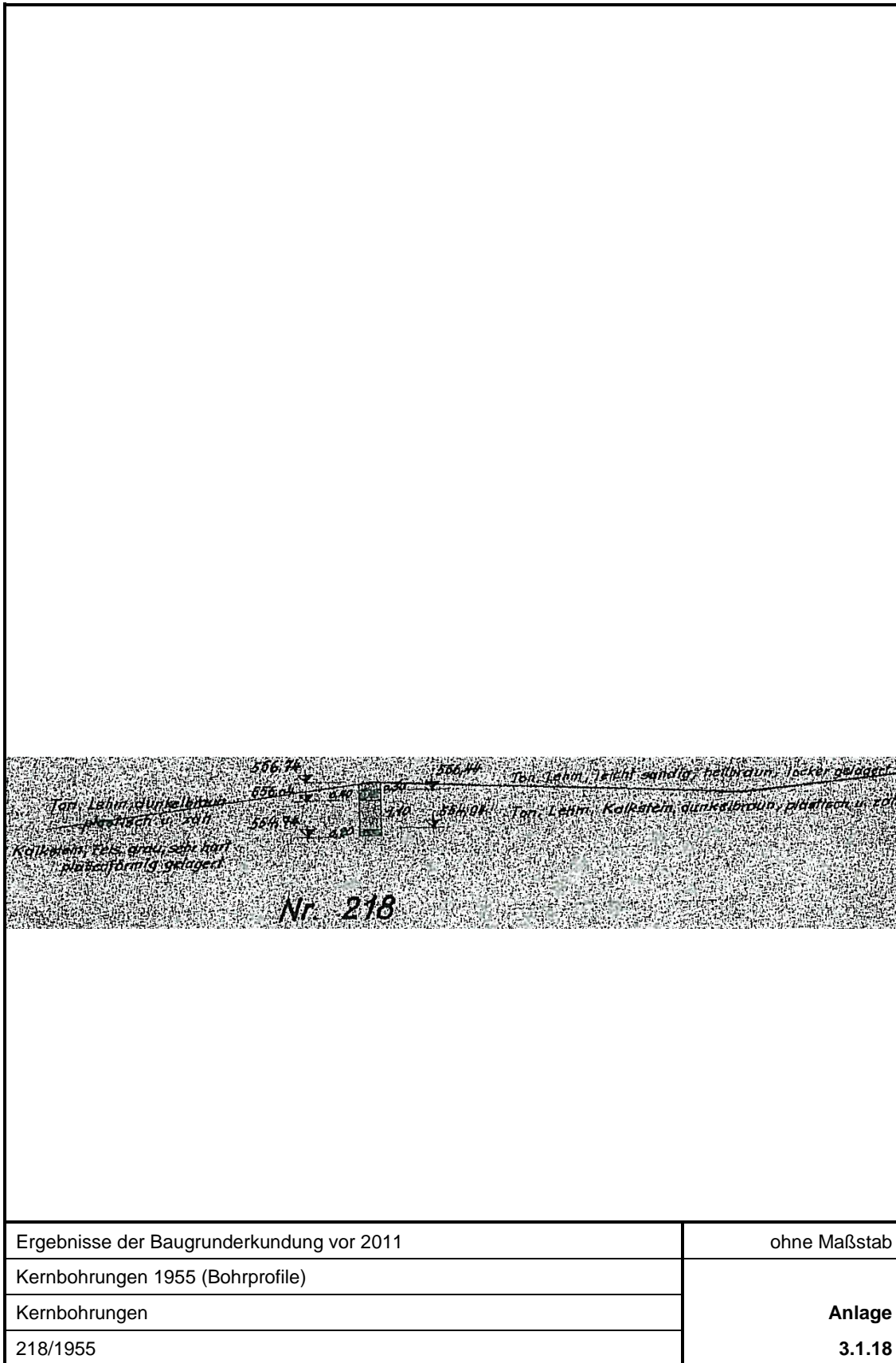
Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Kernbohrungen 1955 (Bohrprofile)	<b>Anlage</b> <b>3.1.15</b>
Kernbohrungen	
215/1955	

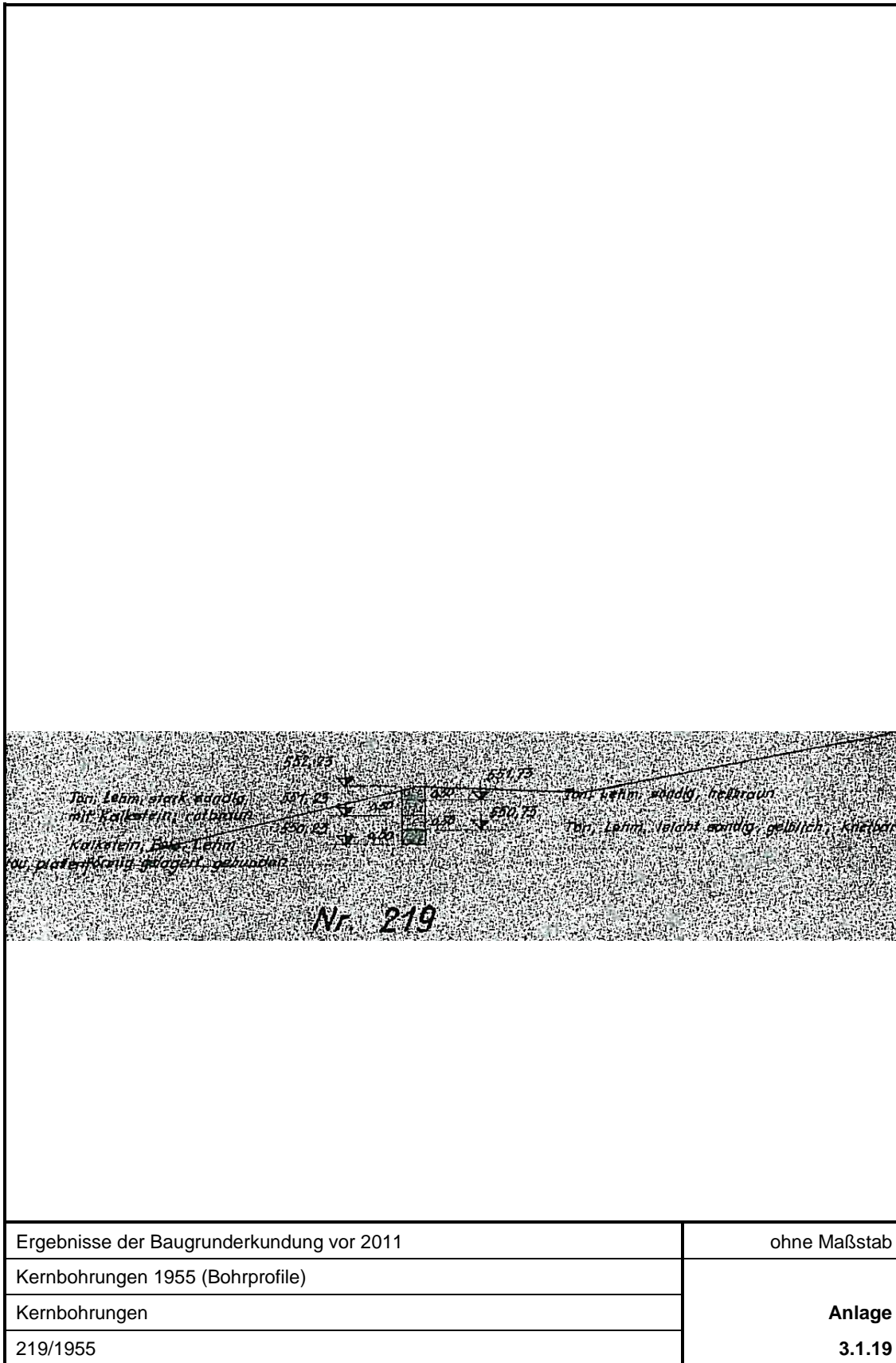


Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Kernbohrungen 1955 (Bohrprofile)	<b>Anlage</b> <b>3.1.16</b>
Kernbohrungen	
216/1955	



Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Kernbohrungen 1955 (Bohrprofile)	<b>Anlage</b> <b>3.1.17</b>
Kernbohrungen	
217/1955	





Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Kernbohrungen 1955 (Bohrprofile)	<b>Anlage</b> <b>3.1.19</b>
Kernbohrungen	
219/1955	

**Pumpspeicherkraftwerk Happurg · Sanierung Oberbecken  
Untergrundsaniekung im Bereich der Störzone**

**Baugrund- und Sanierungsgutachten**

**Anlage 3**

**Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011**

**▪ Kernbohrungen 1981 3.1.20-3.1.24**



# Philipp Behringer

## Bohrunternehmen

8510 Fürth, Kreuzsteinweg 1c - Telefon 0911 / 79 79 88

Kopfblatt zum Schichtenverzeichnis für Bohrungen ohne durchgehende Gewinnung von gekernten Proben

Pegel-Bohrung (Schicht-Nr.): 3 = G 1 Karte I. M. 1: Nr.:  
 Am luftseitigen Böschungsfuß bei Name des Kartenblattes  
 Gitterwerte des Bohrpunktes: rechts km alt 1,350 hoch:  
 Ort, in oder bei dem die Bohrung liegt: Happurg  
 Zweck der Bohrung: Erkundung Baugrund/Grundwasser:  
 Höhe des Ansatzpunktes zu NN: oder zu einem anderen Bezugspunkt:  
 (Ansatzpunkt gleich m über/unter Gelände)  
 Auftraggeber: Großkraftwerk Franken  
 Objekt: Pumpspeicherwerk Happurg - Oberbecken  
 Gebohrt vom 01.07. bis 02.07. 19 81 Endteufe: 10,50 m unter Ansatzpunkt\*\*)  
 Bohrlochdurchmesser: bis 1,00 m 170 mm, bis 1,10 m 131 mm\*\*\*)  
 bis 10,50 m 131 mm, bis m mm, bis m mm  
 Bohrverfahren: bis 1,00 m Kernbohrung trocken gebohrt  
 bis 10,50 m Kernbohrung mit Spülung gebohrt

Zusätzliche Angaben bei Wasserbohrungen:

Filter: von m bis m unter Ansatzpunkt  $\phi$  mm Art:   
 von m bis m unter Ansatzpunkt  $\phi$  mm Art:   
 Kiesschüttung: von m bis m unter Ansatzpunkt, Körnung:   
 von m bis m unter Ansatzpunkt, Körnung:   
 Abdichtung (Wassersperre): von m bis m unter Ansatzpunkt   
 von m bis m unter Ansatzpunkt   
 Wasserstand in Ruhe: m unter Ansatzpunkt   
 bei Förderung m unter Ansatzpunkt bei m<sup>3</sup>/h bzw. l/s\*)   
 Beharrungszustand erreicht? ja/nein\*)   
 Pumpversuch vom Uhr bis Uhr

Ort Fürth Datum 09.07.81 Unterschrift des Geräteführers  
 gez. Menacher

Fachtechnisch bearbeitet von am  
 Proben nach Bearbeitung aufbewahrt bzw. zerstört bei Auftraggeber  
 Anzahl: unter Nr.:

\*) Nichtzutreffendes bitte streichen \*\*) Bei Schrägbohrung Bohrlänge \*\*\*) Verrohrte Strecken unterstreichen

Pegelausbau gem. beiliegendem Ausbauplan

Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Kernbohrungen 1981 (Schichtenverzeichnisse und Ausbaupläne)	Anlage 3.1.20a
Kernbohrungen	
G1/1981	

Anlage I zu DIN 4022 Blatt 1								
Schichtenverzeichnis für Bohrungen ohne durchgehende Gewinnung von gekernten Proben								
Ort: Happurg Pegel-Bohrung/Schutz Nr.: 3 Zeit: 01.07.-02.07.81								
a) Bis ... m unter Ansatzpunkt	a <sub>1</sub> ) Benennung und Beschreibung der Schicht				Feststellungen beim Bohren: Wasserführung; Bohrwerkzeuge; Werkzeugwechsel; Sonstiges <sup>2)</sup>	Entnommene Proben		
	a <sub>2</sub> ) Ergänzende Bemerkung <sup>1)</sup>					Art	Nr	Tiefe in m (Unter- kante)
b) Mächtigkeit in m	b) Beschaffenheit gemäß Bohrgut	c) Beschaffenheit gemäß Bohrvorgang	d) Farbe	e) Kalkgehalt	3	4	5	6
	f) Ortsübliche Bezeichnung	g) Geologische Bezeichnung <sup>1)</sup>	h) Gruppe <sup>2)</sup>					
1	2				3	4	5	6
0,80	a <sub>1</sub> ) S C H L U F F sandig				Kernbohrung trocken gebohrt			
	a <sub>2</sub> )							
0,80	b) steif	c) leicht zu bohren	d) dkl. braun	e)				
	f)	g)	h)					
1,10	a <sub>1</sub> ) F E L S einzelne Sandstreifen, stark rissig				ab 1,00 m Kernbohrung mit Spülung gebohrt Spülverlust ab 1,10 m			
	a <sub>2</sub> )							
0,30	b) hart	c) schwer zu bohren	d) grau	e)				
	f) Kalkstein	g)	h)					
4,30	a <sub>1</sub> ) F E L S bankig-dickbankig, mit Quarzstreifen, schwach rissig, schwach löcherig				Kernbohrung mit Spülung gebohrt			
	a <sub>2</sub> )							
3,20	b) hart	c) schwer zu bohren	d) grau	e)				
	f) Kalkstein	g)	h)					
7,90	a <sub>1</sub> ) F E L S bankig, löcherig, mit Eisensandsteinlagen				Kernbohrung mit Spülung gebohrt			
	a <sub>2</sub> )							
3,60	b) hart	c) schwer zu bohren	d) grau-rostbraun	e)				
	f) Kalkstein	g)	h)					
9,20	a <sub>1</sub> ) F E L S plattig-bankig, rissig, mit Eisensandsteinlagen				Kernbohrung mit Spülung gebohrt			
	a <sub>2</sub> )							
1,30	b) hart	c) schwer zu bohren	d) grau-rostbraun	e)				
	f) Kalkstein	g)	h)					
10,50	a <sub>1</sub> ) F E L S bankig, schwach löcherig von 9,40-9,60 m Eisensandstein				Kernbohrung mit Spülung gebohrt			
	a <sub>2</sub> )							
1,30	b) hart	c) schwer zu bohren	d) hellgrün-rostbraun	e)	Kein Grundwasser vorhanden.			
	f) Kalkstein	g)	h)					

<sup>1)</sup> Eintragung nimmt der wissenschaftliche Bearbeiter vor  
<sup>2)</sup> Eintragung nimmt der wissenschaftliche Bearbeiter nach DIN 18 196 vor  
<sup>3)</sup> Dimensionen siehe Tabelle 1

Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Kernbohrungen 1981 (Schichtenverzeichnisse und Ausbaupläne)	<b>Anlage</b> <b>3.1.20b</b>
Kernbohrungen	
G1/1981	

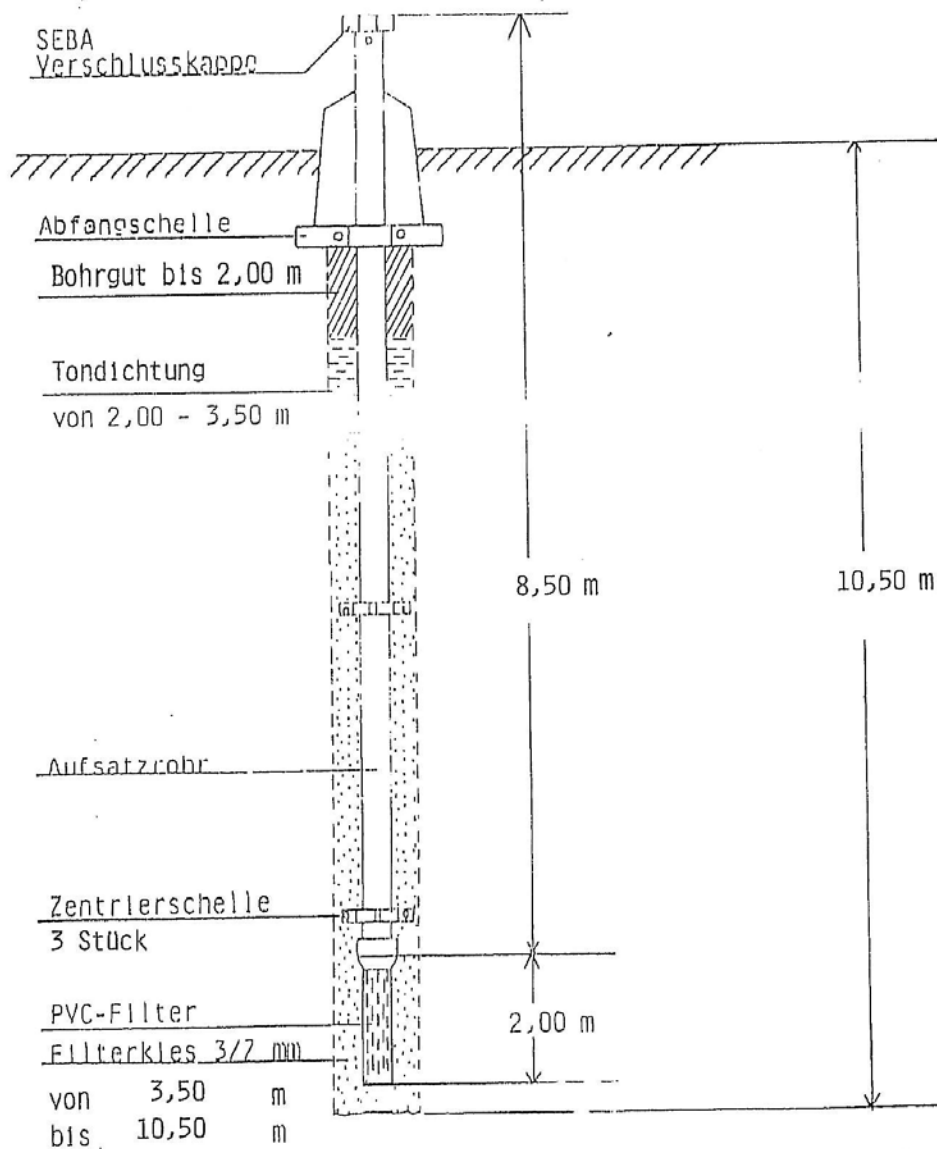


Bauvorhaben: Pumpspeicherwerk Happurg - Oberbecken

Bohrloch-Nr.: PB 3 = G 1

Datum: 02.07.1981

PEGELAUSBAUPLAN 1 1/2 Zoll



Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Kernbohrungen 1981 (Schichtenverzeichnisse und Ausbaupläne)	<b>Anlage</b> <b>3.1.20c</b>
Kernbohrungen	
G1/1981	



# Philipp Behringer

## Bohrunternehmen

8510 Fürth, Kreuzsteinweg 1c - Telefon 0911 / 79 79 88

Kopfblatt zum Schichtenverzeichnis für Bohrungen ohne durchgehende Gewinnung von gekernten Proben

Pegel-Bohrung (Bohr-Nr.): 7 = B 7 Karte i. M. 1: ..... Nr.: .....  
 Name des Kartenblattes: .....  
 Gitterwerte des Bohrpunktes: rechts hoch: .....  
 Ort, in oder bei dem die Bohrung liegt: Happurg O.K. Ornatenton: 494,40 m ü. NN.  
 Zweck der Bohrung: Erkundung Baugrund: Grundwasser  
 Höhe des Ansatzpunktes zu NN: 554,70 oder zu einem anderen Bezugspunkt: .....  
 (Ansatzpunkt gleich m über dem Gelände)  
 Auftraggeber: Großkraftwerk Franken  
 Objekt: Pumpspeicherwerk Happurg - Oberbecken  
 Gebohrt vom 25.06. bis 09.07. 19 81 Endteufe: 62,00 m unter Ansatzpunkt\*\*)  
 Bohrlochdurchmesser: bis 16,00 m 220 mm, bis 62,00 m 179 mm\*\*\*)  
 bis ..... m ..... mm, bis ..... m ..... mm, bis ..... m ..... mm  
 Bohrverfahren: bis 3,50 m Kernbohrung trocken gebohrt, 3,50 - 13,50 m Kernbohrung mit  
 bis 16,00 m Schlagschappe, 16,00 = 62,00 m Kernbohrung mit Spülung gebohrt

Zusätzliche Angaben bei Wasserbohrungen:

Filter: von ..... m bis ..... m unter Ansatzpunkt Ø ..... mm Art: .....  
 von ..... m bis ..... m unter Ansatzpunkt Ø ..... mm Art: .....  
 Kiesschüttung: von ..... m bis ..... m unter Ansatzpunkt, Körnung: .....  
 von ..... m bis ..... m unter Ansatzpunkt, Körnung: .....  
 Abdichtung (Wassersperre): von ..... m bis ..... m unter Ansatzpunkt  
 von ..... m bis ..... m unter Ansatzpunkt  
 Wasserstand in Ruhe: ..... m unter Ansatzpunkt  
 bei Förderung ..... m unter Ansatzpunkt bei ..... m<sup>3</sup>/h bzw. (l/s\*)  
 Beharrungszustand erreicht? ja/nein\*)  
 Pumpversuch vom ..... Uhr bis ..... Uhr

Ort: Fürth Datum: 22.07.81 Unterschrift des Geräteführers  
 gez. Pritzl K.-H.

Fachtechnisch bearbeitet von ..... am .....  
 Proben nach Bearbeitung aufbewahrt ~~beim Bohrer~~ bei Auftraggeber  
 Anzahl: 2 Kernkisten unter Nr.: .....

\*) Nichtzutreffendes bitte streichen    \*\*) Bei Schrägbohrung Bohrlänge    \*\*\*) Verrohrte Strecken unterstreichen

Pegelausbau gem. beiliegendem Ausbauplan

Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Kernbohrungen 1981 (Schichtenverzeichnisse und Ausbaupläne)	<b>Anlage</b> <b>3.1.21a</b>
Kernbohrungen	
G7/1981	

Anlage I zu DIN 4022 Blatt 1								
Schichtenverzeichnis für Bohrungen ohne durchgehende Gewinnung von gekernten Proben								
Ort: Happurg Pegel-Bohrung Nr. 7 Zeit: 25.06.-09.07.81								
a) Bis ... m unter Ansatzpunkt	a <sub>1</sub> ) Benennung und Beschreibung der Schicht				Feststellungen beim Bohren: Wasserführung; Bohrwerkzeuge; Werkzeugwechsel; Sonstiges <sup>2)</sup>	Entnommene Proben		
	a <sub>2</sub> ) Ergänzende Bemerkung <sup>1)</sup>					Art	Nr	Tiefe in m (Unterkannte)
b) Mächtigkeit in m	b) Beschaffenheit gemäß Bohrgut	c) Beschaffenheit gemäß Bohrvorgang	d) Farbe	e) Kalkgehalt	3	4	5	6
1	f) Ortsübliche Bezeichnung	g) Geologische Bezeichnung <sup>1)</sup>	h) Gruppe <sup>2)</sup>					
0,10	a <sub>1</sub> ) WALDBODEN	sandig, bindig, organisch			Kernbohrung trocken gebohrt			
0,10	b) dicht gelagert	c) leicht zu bohren	d) braun	e)				
	f) Humus	g)	h)					
0,50	a <sub>1</sub> ) SCHLUFF	stark sandig, mit Kalksteinbrocken			Kernbohrung trocken gebohrt			
0,40	b) steif	c) leicht zu bohren	d) dkl. braun	e)				
	f) Schluff	g)	h)		Grundwasser bei 2,60 m angebohrt			
2,20	a <sub>1</sub> ) SCHLUFF	stark feinsandig, mit Kalksteinbrocken, schwach kiesig			Kernbohrung trocken gebohrt			
1,70	b) weich-steif	c) leicht zu bohren	d) hellbraun	e)				
	f) Schluff	g)	h)					
4,00	a <sub>1</sub> ) TON	stark sandig, mit Kalksteinbrocken			ab 3,50 m Kernbohrung mit Spülung gebohrt			
1,80	b) steif	c) leicht zu bohren	d) rötlich gelbbraun	e)				
	f) Ton	g)	h)					
6,50	a <sub>1</sub> ) TON	stark sandig, schwach kiesig			Kernbohrung mit Spülung gebohrt			
2,50	b) steif-halbfest	c) leicht zu bohren	d) rötlich gelbbraun	e)				
	f) Ton	g)	h)					
6,80	a <sub>1</sub> ) FELS	Findling			Kernbohrung mit Spülung gebohrt			
0,30	b) hart	c) schwer zu bohren	d) grau	e)				
	f)	g)	h)					

<sup>1)</sup> Eintragung nimmt der wissenschaftliche Bearbeiter vor  
<sup>2)</sup> Eintragung nimmt der wissenschaftliche Bearbeiter nach DIN 18 196 vor  
<sup>3)</sup> Dimensionen siehe Tabelle 1

Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Kernbohrungen 1981 (Schichtenverzeichnisse und Ausbaupläne)	<b>Anlage</b> <b>3.1.21b</b>
Kernbohrungen	
G7/1981	

Anlage II zu DIN 4074 Blatt 1								
Schichtenverzeichnis für Bohrungen ohne durchgehende Gewinnung von gekernten Proben								
Ort: Happurg Pegel- Bohrung/Schnitt Nr.: 7 Zeit: 25.06.-09.07.81								
a) Bis ... m unter Ansatzpunkt	a <sub>1</sub> ) Benennung und Beschreibung der Schicht				Feststellungen beim Bohren: Wasserführung; Bohrwerkzeuge; Werkzeugwechsel; Sonstiges <sup>2)</sup>	Entnommene Proben		
	a <sub>2</sub> ) Ergänzende Bemerkung <sup>1)</sup>					Art	Nr	Tiefe in m (Unter- kante)
b) Mächtigkeit in m	b) Beschaffenheit gemäß Bohrgut	c) Beschaffenheit gemäß Bohrvorgang	d) Farbe	e) Kalkgehalt	3	4	5	6
	f) Ortsübliche Bezeichnung	g) Geologische Bezeichnung <sup>1)</sup>	h) Gruppe <sup>2)</sup>					
1	2				3	4	5	6
10,40	a <sub>1</sub> ) T O N	stark sandig, einzelne Kalksteinbrocken, schwach kiesig			Kernbohrung mit Spülung gebohrt			
3,60	b) steif-halbfest	c) schwer zu bohren	d) rötl.	e) gelbbraun				
	f) Ton	g)	h)					
11,50	a <sub>1</sub> ) S A N D	stark tonig, Kreidesand			Kernbohrung mit Spülung gebohrt			
1,10	b)	c) leicht zu bohren	d) weißgrau	e)		bei 10,40 m Spülverlust		
	f) Kreidesand	g)	h)					
11,90	a <sub>1</sub> ) T O N	stark feinsandig, kiesig			Kernbohrung mit Spülung gebohrt			
0,40	b) steif	c) leicht zu bohren	d) rötl.	e) gelbbraun				
	f) Ton	g)	h)					
12,90	a <sub>1</sub> ) S A N D	stark tonig, Kreidesand			Kernbohrung mit Spülung gebohrt ab 12,00 m Nachfall			
1,00	b)	c) leicht zu bohren	d) weißgrau	e)				
	f) Kreidesand	g)	h)					
14,60	a <sub>1</sub> ) T O N	stark sandig, kiesig			ab 13,50 m Schlag- schappe			
1,70	b) steif-halbfest	c) schwer zu bohren	d) rötl.	e) gelbbraun				
	f) Ton	g)	h)					
16,20	a <sub>1</sub> ) T O N	stark feinsandig mit Kalksteinbrocken			ab 16,00 m Kernbohrung mit Spülung gebohrt			
1,60	b) steif	c) schwer zu bohren	d) gelbl.	e) braun				
	f) Ton	g)	h)					

<sup>1)</sup> Eintragung nimmt der wissenschaftliche Bearbeiter vor  
<sup>2)</sup> Eintragung nimmt der wissenschaftliche Bearbeiter nach DIN 18 196 vor <sup>3)</sup> Dimensionen siehe Tabelle 1

Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Kernbohrungen 1981 (Schichtenverzeichnisse und Ausbaupläne)	<b>Anlage</b> <b>3.1.21c</b>
Kernbohrungen	
G7/1981	

Anlage III zu DIN 4024 (k.1) I								
Schichtenverzeichnis für Bohrungen ohne durchgehende Gewinnung von gekerntem Proben								
Ort: Happurg		Pegel-Bohrung/Schnur Nr.: 7		Zeit: 25.06.-09.07.81				
a) Bis ... m unter Ansatzzpunkt	a <sub>1</sub> ) Benennung und Beschreibung der Schicht				Feststellungen beim Bohren: Wasserführung; Bohrwerkzeuge; Werkzeugwechsel; Sonstiges <sup>2)</sup>	Entnommene Proben		
	a <sub>2</sub> ) Ergänzende Bemerkung <sup>1)</sup>					Art	Nr	Tiefe in m (Unter-kante)
b) Mächtigkeit in m	b) Beschaffenheit gemäß Bohrgut	c) Beschaffenheit gemäß Bohrvorgang	d) Farbe	e) Kalkgehalt				
	f) Ortsübliche Bezeichnung	g) Geologische Bezeichnung <sup>1)</sup>	h) Gruppe <sup>2)</sup>		3	4	5	6
19,30	a <sub>1</sub> ) F E L S	dünnbankig-bankig Mergelschicht 2 cm			Kernbohrung mit Spülung gebohrt			
3,10	b) hart	c) schwer zu bohren	d) grau	e)				
	f) Bankkalkstein	g)	h)					
20,50	a <sub>1</sub> ) F E L S	bankig-dünnbankig			Kernbohrung mit Spülung gebohrt			
1,20	b) hart	c) schwer zu bohren	d) grau	e)				
	f) Bankkalkstein	g)	h)					
22,60	a <sub>1</sub> ) F E L S	dünnbankig-bankig, klüftig, rissig, zum Teil verwittert			Kernbohrung mit Spülung gebohrt			
2,10	b) hart	c) schwer zu bohren	d) blaugrau	e)				
	f) Bankkalkstein	g)	h)					
36,30	a <sub>1</sub> ) F E L S	bankig-dickbankig, klüftig, rissig, zum Teil verwittert			Kernbohrung mit Spülung gebohrt			
13,70	a <sub>2</sub> ) Mergelschicht 3 cm							
	b) hart	c) schwer zu bohren	d) grau	e)				
	f) Bankkalkstein	g)	h)					
47,40	a <sub>1</sub> ) F E L S	dickbankig-bankig, klüftig, rissig, zum Teil stark ver-			Kernbohrung mit Spülung gebohrt			
11,10	a <sub>2</sub> ) wittert							
	b) hart	c) schwer zu bohren	d) grau	e)				
	f) Bankkalkstein	g)	h)					
59,30	a <sub>1</sub> ) F E L S	dickbankig, rissig, klüftig, zum Teil verwittert			Kernbohrung mit Spülung gebohrt			
11,90	a <sub>2</sub> )							
	b) hart	c) schwer zu bohren	d) graublau	e)				
	f) Bankkalkstein	g)	h)					

<sup>1)</sup> Eintragung nimmt der wissenschaftliche Bearbeiter vor  
<sup>2)</sup> Eintragung nimmt der wissenschaftliche Bearbeiter nach DIN 18 196 vor  
<sup>3)</sup> Dimensionen siehe Tabelle 1

Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Kernbohrungen 1981 (Schichtenverzeichnisse und Ausbaupläne)	
Kernbohrungen	<b>Anlage</b>
G7/1981	<b>3.1.21d</b>

Anlage IV zu DIN 4022 Et. 11								
Schichtenverzeichnis für Bohrungen ohne durchgehende Gewinnung von gekerneten Proben								
Ort: Happurg		Pegel-Bohrung/Schicht Nr.: 7		Zeit: 25.06.-09.07.81				
a) Bis ... m unter Ansatzzpunkt	a <sub>1</sub> ) Benennung und Beschreibung der Schicht				Feststellungen beim Bohren: Wasserführung; Bohrwerkzeuge; Werkzeugwechsel; Sonstiges <sup>1)</sup>	Entnommene Proben		
	a <sub>2</sub> ) Ergänzende Bemerkung <sup>1)</sup>					Art	Nr	Tiefe in m (Unter-kante)
b) Mächtigkeit in m	b) Beschaffenheit gemäß Bohrgut	c) Beschaffenheit gemäß Bohrvorgang	d) Farbe	e) Kalkgehalt	3	4	5	6
	f) Ortsübliche Bezeichnung	g) Geologische Bezeichnung <sup>1)</sup>	h) Gruppe <sup>2)</sup>					
1	2				3	4	5	6
60,40	a <sub>1</sub> ) F E L S a <sub>2</sub> )	quarzhaltig, bankig-dickbankig			Kernbohrung mit Spülung gebohrt			
1,10	b) hart f) Bankkalkstein	c) schwer zu bohren	d) grünl. e) blaugrau					
62,00	a <sub>1</sub> ) T O N a <sub>2</sub> )	bankig, rissig, klüftig,			Kernbohrung mit Spülung gebohrt			
1,60	b) hart f) Ornatenton	c) schwer zu bohren	d) schwarz	e)		Grundwasser gemessen am 26.06.81 bei 2,50 m.		
	a <sub>1</sub> ) a <sub>2</sub> )							
	b) b) f)	c) g)	d) h)	e)				
	a <sub>1</sub> ) a <sub>2</sub> )							
	b) b) f)	c) g)	d) h)	e)				
	a <sub>1</sub> ) a <sub>2</sub> )							
	b) b) f)	c) g)	d) h)	e)				

<sup>1)</sup> Eintragung nimmt der wissenschaftliche Bearbeiter vor  
<sup>2)</sup> Eintragung nimmt der wissenschaftliche Bearbeiter nach DIN 18 196 vor  
<sup>3)</sup> Dimensionen siehe Tabelle 1

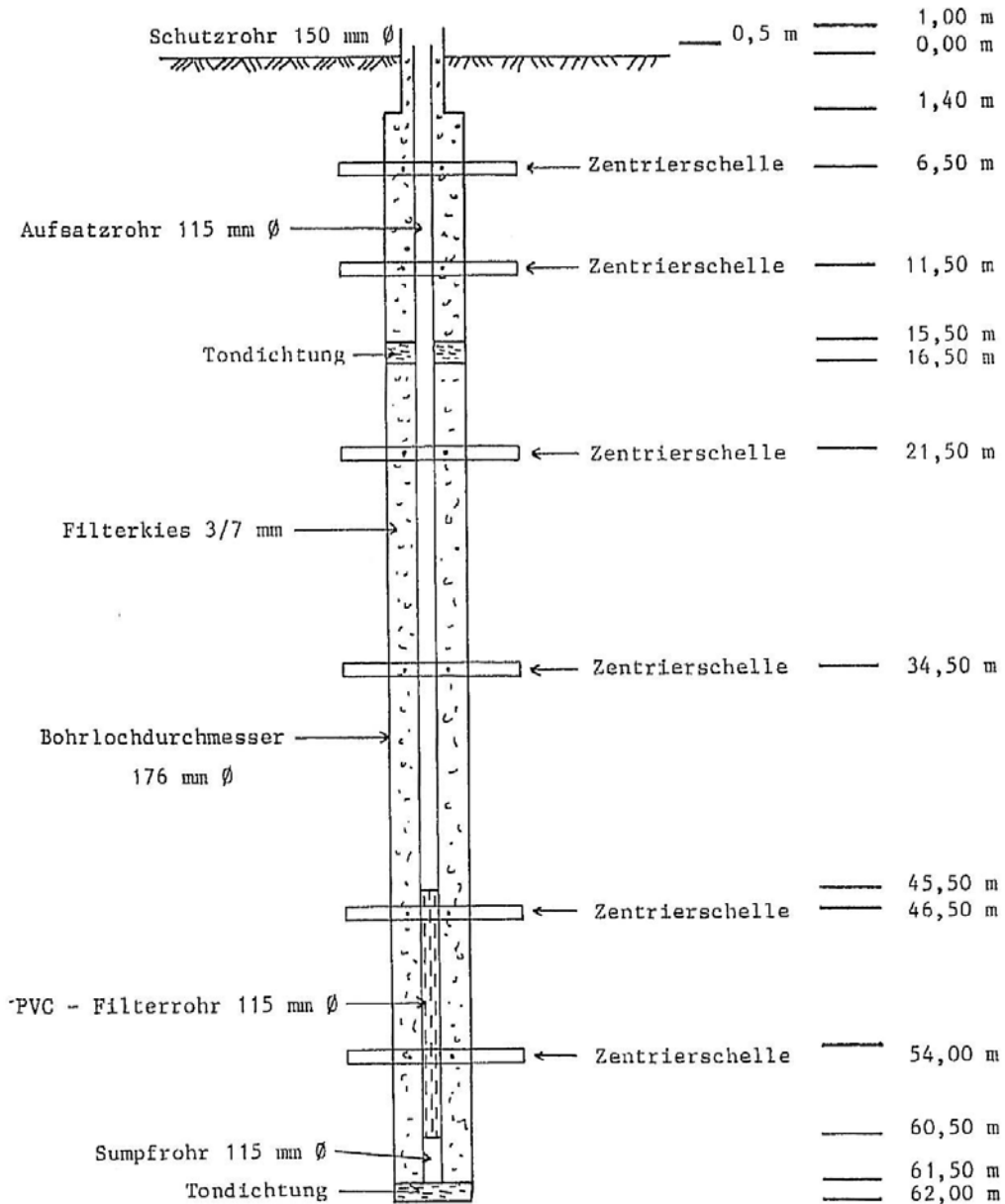
Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Kernbohrungen 1981 (Schichtenverzeichnisse und Ausbaupläne)	<b>Anlage</b> <b>3.1.21e</b>
Kernbohrungen	
G7/1981	

Bauvorhaben: Pumpspeicherwerk Happurg - Oberbecken

Bohrloch - Nr. 7 = B 7

Datum: 09.07.1981

### Pegelausbauplan NW 115



Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011

ohne Maßstab

Kernbohrungen 1981 (Schichtenverzeichnisse und Ausbaupläne)

Kernbohrungen

**Anlage**

G7/1981

**3.1.21f**





Anlage I zu DIN 4024 Blatt 1									
Schichtenverzeichnis für Bohrungen ohne durchgehende Gewinnung von gekerntem Proben									
Ort: Happurg Pegel-Bohrung/Schicht Nr. 4 Zeit: 29.07.-30.07.81									
a) Bis ... m unter Ansatzpunkt	a) Benennung und Beschreibung der Schicht					Feststellungen beim Bohren: Wasserführung; Bohrwerkzeuge; Werkzeugwechsel; Sonstiges*)	Entnommene Proben		
	a <sub>2</sub> ) Ergänzende Bemerkung <sup>1)</sup>						Art	Nr	Tiefe in m (Unterkanle)
b) Mächtigkeit in m	b) Beschaffenheit gemäß Bohrgut	c) Beschaffenheit gemäß Bohrvorgang	d) Farbe	e) Kalkgehalt	3	4	5	6	
	f) Ortsübliche Bezeichnung	g) Geologische Bezeichnung <sup>2)</sup>	h) Gruppe <sup>2)</sup>						
1	2					3	4	5	6
1,60	a <sub>1</sub> ) T O N stark sandig					Schappenbohrung			
	a <sub>2</sub> )								
1,60	b) steif	c) leicht zu bohren	d) braun	e)					
	f) Ton	g)	h)						
2,50	a <sub>1</sub> ) T O N stark sandig, kiesig					Schappenbohrung			
	a <sub>2</sub> )								
0,90	b) steif	c) leicht zu bohren	d) braun	e)					
	f) Ton	g)	h)						
4,10	a <sub>1</sub> ) S C H L U F F stark sandig, kiesig					Schappenbohrung			
	a <sub>2</sub> )								
1,60	b) steil	c) leicht zu bohren	d) braun	e)	ab 4,00 m leichtes Wasser				
	f) Schluff	g)	h)						
5,80	a <sub>1</sub> ) T O N mit einzelnen Sandstreifen, schwach kiesig					Schappenbohrung			
	a <sub>2</sub> )								
1,70	b) steif-halbfest	c) schwer zu bohren	d) rötlich braun	e)					
	f) Ton	g)	h)						
8,80	a <sub>1</sub> ) T O N feinsandig, schwach feinkiesig					Schappenbohrung			
	a <sub>2</sub> )								
3,00	b) steif	c) schwer zu bohren	d) braun	e)					
	f) Ton	g)	h)						
10,00	a <sub>1</sub> ) FEIN - MITTELSAND tonig					Schappenbohrung			
	a <sub>2</sub> )								
1,20	b) fest gelagert	c) leicht zu bohren	d) rötlich braun	e)	Nach Beendigung der Bohrung, Grundwasser bei 9,75 m.				
	f) Sand	g)	h)						

1) Eintragung nimmt der wissenschaftliche Bearbeiter vor  
 2) Eintragung nimmt der wissenschaftliche Bearbeiter nach DIN 18 156 vor

\*) Dimensionen siehe Tabelle 1

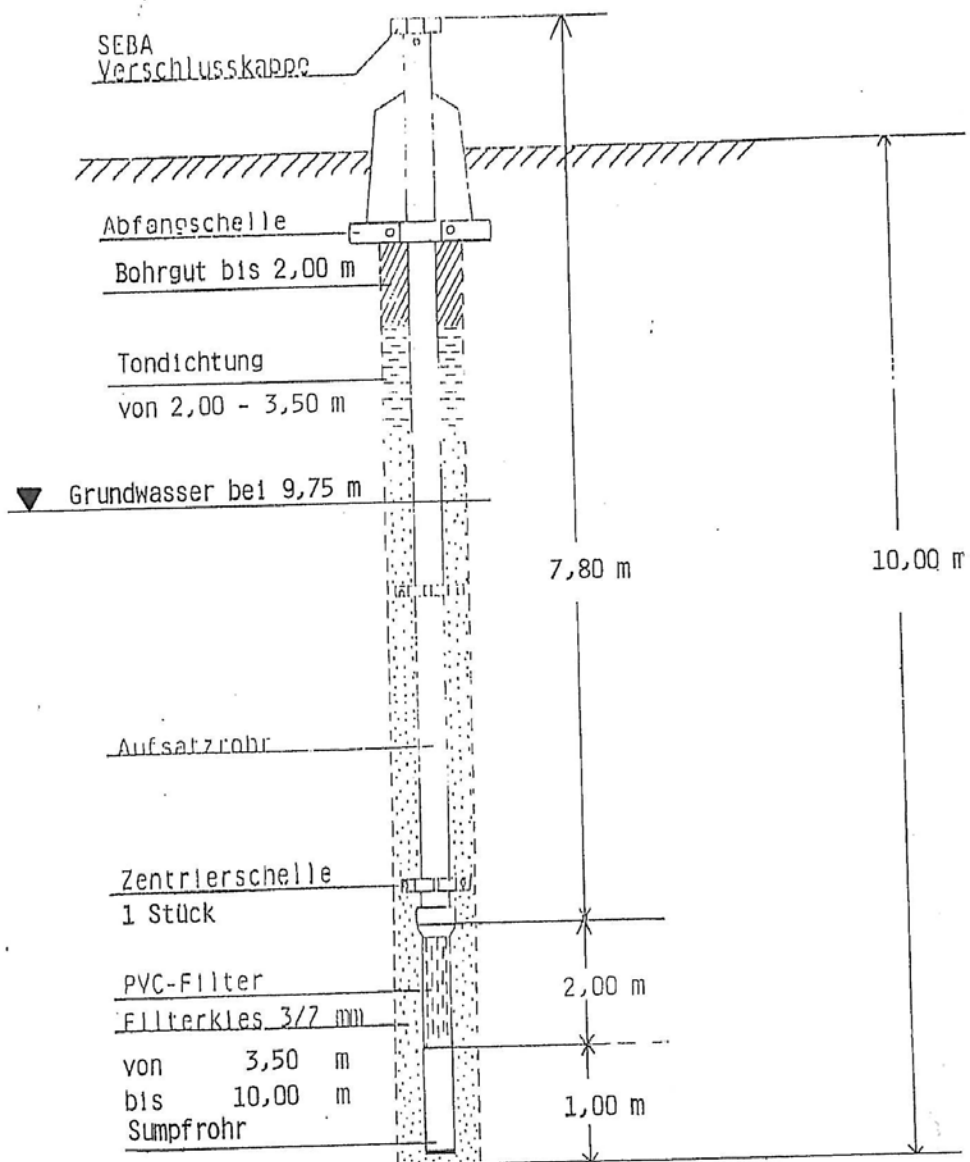
Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Kernbohrungen 1981 (Schichtenverzeichnisse und Ausbaupläne)	
Kernbohrungen	<b>Anlage</b>
G13/1981	<b>3.1.22b</b>

Bauvorhaben: Pumpspeicherwerk Happurg - Oberbecken

Bohrloch-Nr.: PB 4 = G 13

Datum: 30.07.1981

PEGELAUSBAUPLAN 1 1/2 Zoll



Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011

ohne Maßstab

Kernbohrungen 1981 (Schichtenverzeichnisse und Ausbaupläne)

Kernbohrungen

**Anlage**

G13/1981

**3.1.22c**



# Philipp Behringer

## Bohrunternehmen

8510 Fürth, Kreuzsteinweg 1c - Telefon 0911 / 79 79 88

Kopfblatt zum Schichtenverzeichnis für Bohrungen ohne durchgehende Gewinnung von gekernten Proben

Pegel-Bohrung (Sack-Nr.): 6 = B.6 Karte i. M. 1: ..... Nr.: .....

Örtlichkeit des Bohrpunktes: rechts hoch: .....  
 Ort, in oder bei dem die Bohrung liegt: Happurg O.K. Ornatenton: 492,60

Zweck der Bohrung: Erkundung Baugrund/Gewässer: .....  
 Höhe des Ansatzpunktes zu NN: 564,60 oder zu einem anderen Bezugspunkt: .....

(Ansatzpunkt gleich m ~~über/unter~~ Gelände)  
 Auftraggeber: Großkraftwerk Franken

Objekt: Pumpspeicherwerk Happurg - Oberbecken

Bohrt vom 13.05. bis 22.06. 19 81 Endteufe: 73,60 m unter Ansatzpunkt\*\*)

Bohrlochdurchmesser: bis 2,80 m 210 mm, bis 73,60 m 176 mm\*\*)

Bohrverfahren: bis 2,80 m Kernbohrung trocken gebohrt

bis 73,60 m Kernbohrung mit Spülung gebohrt

Zusätzliche Angaben bei Wasserbohrungen:  
 Filter: von ..... m bis ..... m unter Ansatzpunkt  $\phi$  ..... mm Art: .....  
 von ..... m bis ..... m unter Ansatzpunkt  $\phi$  ..... mm Art: .....  
 Kiesschlüttung: von ..... m bis ..... m unter Ansatzpunkt, Körnung: .....  
 von ..... m bis ..... m unter Ansatzpunkt, Körnung: .....  
 Abdichtung (Wassersperre): von ..... m bis ..... m unter Ansatzpunkt  
 von ..... m bis ..... m unter Ansatzpunkt  
 Wasserstand in Ruhe: ..... m unter Ansatzpunkt  
 bei Förderung ..... m unter Ansatzpunkt bei ..... m<sup>3</sup>/h bzw. l/s\*)  
 Beharrungszustand erreicht? ja/nein\*)  
 Pumpversuch vom ..... Uhr bis ..... Uhr

Ort Fürth Datum 09.07.81 Unterschrift des Geräteführers  
gez. Menacher

Fachtechnisch bearbeitet von ..... am .....  
 Proben nach Bearbeitung aufbewahrt ~~bei Verrohrter~~ bei Auftraggeber  
 Anzahl: 2 Kernkisten unter Nr.: .....  
3 Sack Tonkugeln

\*) Nichtzutreffendes bitte streichen    \*\*) Bei Schrägbohrung Bohrlänge    \*\*\*) Verrohrte Strecken unterstreichen  
 Pegelausbau gem. beiliegendem Ausbauplan

Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Kernbohrungen 1981 (Schichtenverzeichnisse und Ausbaupläne)	
Kernbohrungen	<b>Anlage</b>
Brunnen B6/1981	<b>3.1.23a</b>

Anlage I zu DIN 4022 Blatt 1								
Schichtenverzeichnis für Bohrungen ohne durchgehende Gewinnung von gekerntem Proben								
Ort: Happurg Pegel-Bohrung/Schicht Nr.: 6 Zeit: 13.05.-22.06.81								
a) Bis ... m unter Ansatzpunkt	a <sub>1</sub> ) Benennung und Beschreibung der Schicht				Feststellungen beim Bohren: Wasserführung; Bohrwerkzeuge; Werkzeugwechsel; Sonstiges <sup>2)</sup>	Entnommene Proben		
	a <sub>2</sub> ) Ergänzende Bemerkung <sup>1)</sup>					Art	Nr	Tiefe in m (Unterkannte)
b) Mächtigkeit in m	b) Beschaffenheit gemäß Bohrgut	c) Beschaffenheit gemäß Bohrvorgang	d) Farbe	e) Kalkgehalt	3	4	5	6
	f) Ortsübliche Bezeichnung	g) Geologische Bezeichnung <sup>1)</sup>	h) Gruppe <sup>2)</sup>					
1	2				3	4	5	6
2,00	a <sub>1</sub> ) S C H L U F F Kies und Steine				Kernbohrung trocken gebohrt			
	a <sub>2</sub> )							
2,00	b)	c) leicht zu bohren	d) dkl. braun	e)				
	f)	g)	h)					
2,80	a <sub>1</sub> ) T O N stark sandig, kiesig				Kernbohrung trocken gebohrt			
	a <sub>2</sub> )							
0,80	b) steif	c) leicht zu bohren	d) braun	e)				
	f) Ton	g)	h)					
3,50	a <sub>1</sub> ) F E L S auf Spalten einzelne Ton- u. Sandlagen, plattig				Kernbohrung mit Spülung gebohrt			
	a <sub>2</sub> )							
0,70	b) hart	c) schwer zu bohren	d) grau	e)	Spülverlust ab 3,60 m			
	f) Bankkalkstein	g)	h)					
8,00	a <sub>1</sub> ) F E L S einzelne Tonlagen auf Spalten ab 4,80 m längsrissig				Kernbohrung mit Spülung gebohrt			
	a <sub>2</sub> ) bankig							
4,50	b) hart	c) schwer zu bohren	d) grau	e)				
	f) Bankkalkstein	g)	h)					
12,00	a <sub>1</sub> ) F E L S längsrissig, bankig				Kernbohrung mit Spülung gebohrt			
	a <sub>2</sub> )							
4,00	b) hart	c) schwer zu bohren	d) grau	e)	Spülwasser ab 18,40 m konstant			
	f) Bankkalkstein	g)	h)					
21,00	a <sub>1</sub> ) F E L S einzelne dünne Mergellagen zum Teil rissig, bankig				Kernbohrung mit Spülung gebohrt			
	a <sub>2</sub> )							
9,00	b) hart	c) schwer zu bohren	d) grau	e)	ab 21,60 m totaler Spülverlust			
	f) Bankkalkstein	g)	h)					

<sup>1)</sup> Eintragung nimmt der wissenschaftliche Bearbeiter vor  
<sup>2)</sup> Eintragung nimmt der wissenschaftliche Bearbeiter nach DIN 18 196 vor <sup>3)</sup> Dimensionen siehe Tabelle 1

Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Kernbohrungen 1981 (Schichtenverzeichnisse und Ausbaupläne)	
Kernbohrungen	<b>Anlage</b>
Brunnen B6/1981	<b>3.1.23b</b>

Anlage II zu DIN 4022 Blatt 1														
Schichtenverzeichnis für Bohrungen ohne durchgehende Gewinnung von gekernteten Proben														
Ort: Happurg Pegel-Bohrung/Schicht-Nr.: 6 Zeit: 13.05.-22.06.81														
a) Bis ... m unter Ansatzpunkt	a <sub>1</sub> ) Benennung und Beschreibung der Schicht					Feststellungen beim Bohren: Wasserführung; Bohrwerkzeuge; Werkzeugwechsel; Sonstiges <sup>2)</sup>	Entnommene Proben							
	b) Mächtigkeit in m	a <sub>2</sub> ) Ergänzende Bemerkung <sup>1)</sup>					Kalkgehalt	Art	Nr	Tiefe in m (Unterkannte)				
b)		c)	d)	e)	f)	g)					h)	1	2	3
26,00	a <sub>1</sub> ) F E L S einzelne Mergellagen, bankig					Kernbohrung mit Spülung gebohrt								
5,00	b)	c)	d)	e)	f)									
		hart	schwer zu bohren	grau	Bankkalkstein									
31,00	a <sub>1</sub> ) F E L S bankig					Kernbohrung mit Spülung gebohrt								
5,00	b)	c)	d)	e)	f)									g)
		hart	schwer zu bohren	grau	Bankkalkstein									
38,00	a <sub>1</sub> ) F E L S bankig					Kernbohrung mit Spülung gebohrt								
7,00	b)	c)	d)	e)	f)									g)
		hart	schwer zu bohren	grau	Bankkalkstein									
42,70	a <sub>1</sub> ) F E L S bankig-dickbankig					Kernbohrung mit Spülung gebohrt								
4,70	b)	c)	d)	e)	f)									g)
		hart	schwer zu bohren	grau	Bankkalkstein									
47,70	a <sub>1</sub> ) F E L S bankig					Kernbohrung mit Spülung gebohrt								
5,00	b)	c)	d)	e)	f)									g)
		hart	schwer zu bohren	grau	Bankkalkstein									
52,60	a <sub>1</sub> ) F E L S bankig-dickbankig					Kernbohrung mit Spülung gebohrt								
4,90	b)	c)	d)	e)	f)									g)
		hart	schwer zu bohren	grau	Bankkalkstein									

<sup>1)</sup> Eintragung nimmt der wissenschaftliche Bearbeiter vor  
<sup>2)</sup> Eintragung nimmt der wissenschaftliche Bearbeiter nach DIN 18 196 vor  
<sup>3)</sup> Dimensionen siehe Tabelle 1

Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Kernbohrungen 1981 (Schichtenverzeichnisse und Ausbaupläne)	<b>Anlage</b> <b>3.1.23c</b>
Kernbohrungen	
Brunnen B6/1981	

Anlage III zu DIN 4022 Blatt 1								
Schichtenverzeichnis für Bohrungen ohne durchgehende Gewinnung von gekernten Proben								
Ort: Happing		Pegel-Bohrung/Schicht-Nr.: 6		Zeit: 13.05.-22.06.81				
a) Bis ... m unter Anzapf-punkt	a <sub>1</sub> ) Benennung und Beschreibung der Schicht				Feststellungen beim Bohren: Wasserführung; Bohrwerkzeuge; Werkzeugwechsel; Sonstiges <sup>2)</sup>	Entnommene Proben		
	a <sub>2</sub> ) Ergänzende Bemerkung <sup>1)</sup>					Art	Nr	Tiefe in m (Unter-kante)
b) Mäch-tigkeit in m	b) Beschaffenheit gemäß Bohrgut	c) Beschaffenheit gemäß Bohrvorgang	d) Farbe	e) Kalkgehalt				
	f) Ortsübliche Bezeichnung	g) Geologische Bezeichnung <sup>1)</sup>	h) Gruppe <sup>2)</sup>					
1	2				3	4	5	6
55,30	a <sub>1</sub> ) F E L S bankig, von 63,20-63,40 m Mergellagen, auch von 64,60-64,75 m				Kernbohrung mit Spülung gebohrt			
2,70	b) hart	c) schwer zu bohren	d) grau	e)				
	f) Bankkalkstein	g)	h)					
72,20	a <sub>1</sub> ) F E L S bankig, von 66,50-67,70 m Mergellagen 10-25 cm Stärke				Kernbohrung mit Spülung gebohrt			
16,90	b) hart	c) schwer zu bohren	d) grau	e)		O.K. Ornatenton		
	f) Bankkalkstein	g)	h)	-72,00 m				
73,60	a <sub>1</sub> ) F E L S (TONSTEIN) bankig				Kernbohrung mit Spülung gebohrt			
1,40	b) fest	c) schwer zu bohren	d) schwarz	e)		Grundwasser am 26.06.81		
	f) Ornatenton	g)	h)	bei 47,20 m.				
	a <sub>1</sub> )							
	a <sub>2</sub> )							
	b)	c)	d)	e)				
	f)	g)	h)					
	a <sub>1</sub> )							
	a <sub>2</sub> )							
	b)	c)	d)	e)				
	f)	g)	h)					
	a <sub>1</sub> )							
	a <sub>2</sub> )							
	b)	c)	d)	e)				
	f)	g)	h)					

<sup>1)</sup> Eintragung nimmt der wissenschaftliche Bearbeiter vor  
<sup>2)</sup> Eintragung nimmt der wissenschaftliche Bearbeiter nach DIN 18 186 vor  
<sup>3)</sup> Dimensionen siehe Tabelle 1

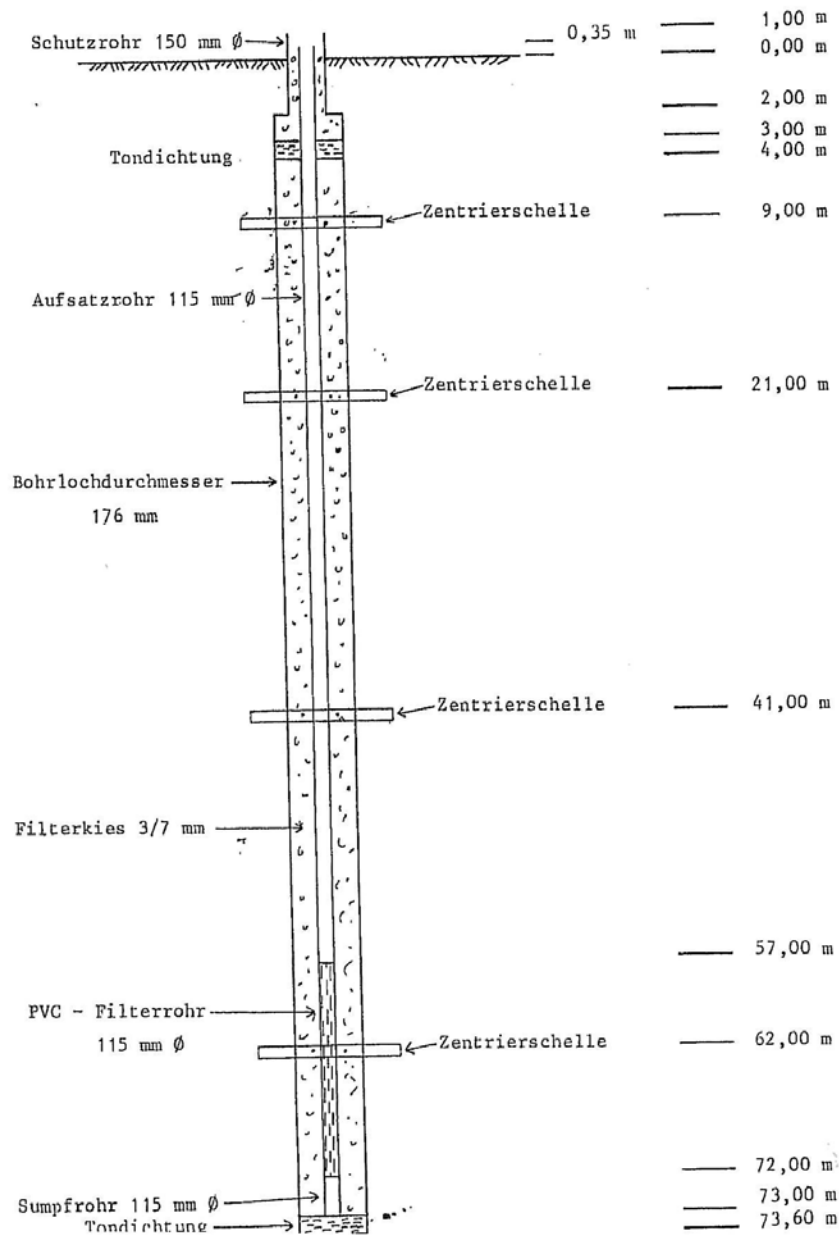
Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Kernbohrungen 1981 (Schichtenverzeichnisse und Ausbaupläne)	<b>Anlage</b> <b>3.1.23d</b>
Kernbohrungen	
Brunnen B6/1981	

Bauvorhaben: Pumpspeicherwerk Happurg - Oberbecken

Bohrloch-Nr. 6 = B 6

Datum: 22.06.1981

### Pegelausbauplan NW 115



Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Kernbohrungen 1981 (Schichtenverzeichnisse und Ausbaupläne)	<b>Anlage</b> <b>3.1.23e</b>
Kernbohrungen	
Brunnen B6/1981	



# Philipp Behringer

## Bohrunternehmen

8510 Fürth, Kreuzsteinweg 1c - Telefon 0911 / 79 79 88

Kopfbblatt zum Schichtenverzeichnis für Bohrungen ohne durchgehende Gewinnung von gekernlen Proben

Pegel-Bohrung (Bohm-Nr.): 7 = B 7 Karte i. M. 1: Nr.:  
 Name des Kartenblattes:  
 Gitterwerte des Bohrpunktes: rechts hoch:  
 Ort, in oder bei dem die Bohrung liegt: Happurg O.K. Ornatenton: 494,40 m ü.NN.  
 Zweck der Bohrung: Erkundung Baugrund:~~Grundwasser~~  
 Höhe des Ansatzpunktes zu NN: 554,70 oder zu einem anderen Bezugspunkt:  
 (Ansatzpunkt gleich ~~im über~~ ~~unter~~ Gelände)  
 Auftraggeber: Großkraftwerk Franken  
 Objekt: Pumpspeicherwerk Happurg - Oberbecken  
 Gebohrt vom 25.06. bis 09.07. 19 81 Endteufe: 62,00 m unter Ansatzpunkt\*\*)  
 Bohrlochdurchmesser: bis 16,00 m 220 mm, bis 62,00 m 179 mm\*\*\*)  
 bis m mm, bis m mm, bis m mm  
 Bohrverfahren: bis 3,50 m Kernbohrung trocken gebohrt, 3,50 - 13,50 m Kernbohrung mit Spülung gebohrt  
 bis 16,00 m Schlagschappe, 16,00 - 62,00 m Kernbohrung mit Spülung gebohrt

Zusätzliche Angaben bei Wasserbohrungen:

Filter: von m bis m unter Ansatzpunkt Ø mm Art:  
 von m bis m unter Ansatzpunkt Ø mm Art:  
 Kiesschüttung: von m bis m unter Ansatzpunkt, Körnung:  
 von m bis m unter Ansatzpunkt, Körnung:  
 Abdichtung (Wassersperre): von m bis m unter Ansatzpunkt  
 von m bis m unter Ansatzpunkt  
 Wasserstand in Ruhe: m unter Ansatzpunkt  
 bei Förderung m unter Ansatzpunkt bei m<sup>3</sup>/h bzw. l/s\*)  
 Beharrungszustand erreicht? ja/kein\*)  
 Pumpversuch vom Uhr bis Uhr

Ort: Fürth Datum: 22.07.81 Unterschrift des Geräteführers  
 gez. Pritzl K.-H.

Fachtechnisch bearbeitet von am  
 Proben nach Bearbeitung aufbewahrt ~~bzw. nicht~~ bei Auftraggeber  
 Anzahl: 2 Kernkisten unter Nr.:

\*) Nichtzutreffendes bitte streichen \*\*) Bei Schrägbohrung Bohrlänge \*\*\*) Verrohrte Strecken unterstreichen

Pegelausbau gem. beiliegendem Ausbauplan

Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Kernbohrungen 1981 (Schichtenverzeichnisse und Ausbaupläne)	<b>Anlage</b> <b>3.1.24a</b>
Kernbohrungen	
Brunnen B7/1981	



Anlage I zu DIN 4022 Blatt 1						Schichtenverzeichnis für Bohrungen ohne durchgehende Gewinnung von gekernten Proben					
Ort: Happurg						Pegel-Bohrung Nr. 7		Zeit: 25.06.-09.07.81			
a) Bis ... m unter Ansatzpunkt	a <sub>1</sub> ) Benennung und Beschreibung der Schicht					Feststellungen beim Bohren: Wasserführung; Bohrwerkzeuge; Werkzeugwechsel; Sonstiges <sup>2)</sup>	Entnommene Proben				
	b) Mächtigkeit in m	a <sub>2</sub> ) Ergänzende Bemerkung <sup>1)</sup>					Kalkgehalt	Art	Nr	Tiefe in m (Unterkannte)	
b) Beschaffenheit gemäß Bohrgut		c) Beschaffenheit gemäß Bohrvorgang	d) Farbe	e)	f) Ortsübliche Bezeichnung	g) Geologische Bezeichnung <sup>1)</sup>					h) Gruppe <sup>2)</sup>
0,10	a <sub>1</sub> ) WALDBODEN sandig, bindig, organisch					Kernbohrung trocken gebohrt					
0,10	b) dicht gelagert	c) leicht zu bohren	d) braun	e)	f) Humus						
0,50	a <sub>1</sub> ) SCHLUFF stark sandig, mit Kalksteinbrocken					Kernbohrung trocken gebohrt					
0,40	b) steif	c) leicht zu bohren	d) dkl. braun	e)	f) Schluff						
2,20	a <sub>1</sub> ) SCHLUFF stark feinsandig, mit Kalksteinbrocken, schwach kiesig					Kernbohrung trocken gebohrt					
1,70	b) weich-steif	c) leicht zu bohren	d) hellbraun	e)	f) Schluff						
4,00	a <sub>1</sub> ) TON stark sandig, mit Kalksteinbrocken					ab 3,50 m Kernbohrung mit Spülung gebohrt					
1,80	b) steif	c) leicht zu bohren	d) rötlich gelbbraun	e)	f) Ton						
6,50	a <sub>1</sub> ) TON stark sandig, schwach kiesig					Kernbohrung mit Spülung gebohrt					
2,50	b) steif-halbfest	c) leicht zu bohren	d) rötlich gelbbraun	e)	f) Ton						
6,80	a <sub>1</sub> ) FELS Findling					Kernbohrung mit Spülung gebohrt					
0,30	b) hart	c) schwer zu bohren	d) grau	e)	f)						

<sup>1)</sup> Eintragung nimmt der wissenschaftliche Bearbeiter vor  
<sup>2)</sup> Eintragung nimmt der wissenschaftliche Bearbeiter nach DIN 18 196 vor  
<sup>3)</sup> Dimensionen siehe Tabelle 1

Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Kernbohrungen 1981 (Schichtenverzeichnisse und Ausbaupläne)	
Kernbohrungen	<b>Anlage</b>
Brunnen B7/1981	<b>3.1.24b</b>

Anlage II zu DIN 4024 Blatt 1								
Schichtenverzeichnis für Bohrungen ohne durchgehende Gewinnung von gekernteten Proben								
Ort: Happurg Pegel- Bohrung/Schnitt Nr.: 7 Zeit: 25.06.-09.07.81								
a) Bis ... m unter Ansatzpunkt	a <sub>1</sub> ) Benennung und Beschreibung der Schicht				Feststellungen beim Bohren: Wasserführung; Bohrwerkzeuge; Werkzeugwechsel; Sonstiges <sup>2)</sup>	Entnommene Proben		
	a <sub>2</sub> ) Ergänzende Bemerkung <sup>1)</sup>					Art	Nr	Tiefe in m (Unter- kante)
b) Mächtigkeit in m	b) Beschaffenheit gemäß Bohrgut	c) Beschaffenheit gemäß Bohrvorgang	d) Farbe	e) Kalkgehalt	3	4	5	6
	f) Ortsübliche Bezeichnung	g) Geologische Bezeichnung <sup>1)</sup>	h) Gruppe <sup>2)</sup>					
1	2				3	4	5	6
10,40	a <sub>1</sub> ) T O N	stark sandig, einzelne Kalksteinbrocken, schwach kiesig			Kernbohrung mit Spülung gebohrt			
3,60	b) steif-halbfest	c) schwer zu bohren	d) rötll.	e) gelbbraun				
	f) Ton	g)	h)					
11,50	a <sub>1</sub> ) S A N D	stark tonig, Kreidesand			Kernbohrung mit Spülung gebohrt			
1,10	b) leicht zu bohren	c) weißgrau	d)	e)		bei 10,40 m Spülverlust		
	f) Kreidesand	g)	h)					
11,90	a <sub>1</sub> ) T O N	stark feinsandig, kiesig			Kernbohrung mit Spülung gebohrt			
0,40	b) steif	c) leicht zu bohren	d) rötll.	e) gelbbraun				
	f) Ton	g)	h)					
12,90	a <sub>1</sub> ) S A N D	stark tonig, Kreidesand			Kernbohrung mit Spülung gebohrt			
1,00	b) leicht zu bohren	c) weißgrau	d)	e)		ab 12,00 m Nachfall		
	f) Kreidesand	g)	h)					
14,60	a <sub>1</sub> ) T O N	stark sandig, kiesig			ab 13,50 m Schlag-schappe			
1,70	b) steif-halbfest	c) schwer zu bohren	d) rötll.	e) gelbbraun				
	f) Ton	g)	h)					
16,20	a <sub>1</sub> ) T O N	stark feinsandig mit Kalksteinbrocken			ab 16,00 m Kernbohrung mit Spülung gebohrt			
1,60	b) steif	c) schwer zu bohren	d) gelbl.	e) braun				
	f) Ton	g)	h)					

<sup>1)</sup> Eintragung nimmt der wissenschaftliche Bearbeiter vor  
<sup>2)</sup> Eintragung nimmt der wissenschaftliche Bearbeiter nach DIN 18 196 vor <sup>3)</sup> Dimensionen siehe Tabelle 1

Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Kernbohrungen 1981 (Schichtenverzeichnisse und Ausbaupläne)	
Kernbohrungen	<b>Anlage</b>
Brunnen B7/1981	<b>3.1.24c</b>

Anlage III zu DIN 4022 Ek.1) I								
Schichtenverzeichnis für Bohrungen ohne durchgehende Gewinnung von gekernten Proben								
Ort: Happing		PegeI-Bohrung/Schicht Nr: 7		Zeit: 25.06.-09.07.81				
a) Bis ... m unter Ansatzpunkt	a <sub>1</sub> ) Benennung und Beschreibung der Schicht				Feststellungen beim Bohren: Wasserführung; Bohrwerkzeuge; Werkzeugwechsel; Sonstiges <sup>2)</sup>	Entnommene Proben		
	a <sub>2</sub> ) Ergänzende Bemerkung <sup>1)</sup>					Kalkgehalt	Art	Nr
b) Mächtigkeit in m	b) Beschaffenheit gemäß Bohrgut	c) Beschaffenheit gemäß Bohrvorgang	d) Farbe	e)				
	f) Ortsübliche Bezeichnung	g) Geologische Bezeichnung <sup>1)</sup>	h) Gruppe <sup>2)</sup>		3	4	5	6
19,30	a <sub>1</sub> ) F E L S	dünnbankig-bankig Mergelschicht 2 cm			Kernbohrung mit Spülung gebohrt			
3,10	b)	b) hart	c) schwer zu bohren	d) grau				
	f) Bankkalkstein	g)	h)					
20,50	a <sub>1</sub> ) F E L S	bankig-dünnbankig			Kernbohrung mit Spülung gebohrt			
1,20	b)	b) hart	c) schwer zu bohren	d) grau				
	f) Bankkalkstein	g)	h)					
22,60	a <sub>1</sub> ) F E L S	dünnbankig-bankig, klüftig, rissig, zum Teil verwittert			Kernbohrung mit Spülung gebohrt			
2,10	b)	b) hart	c) schwer zu bohren	d) blaugrau				
	f) Bankkalkstein	g)	h)					
36,30	a <sub>1</sub> ) F E L S	bankig-dickbankig, klüftig, rissig zum Teil verwittert Mergelschicht 3 cm			Kernbohrung mit Spülung gebohrt			
13,70	b)	b) hart	c) schwer zu bohren	d) grau				
	f) Bankkalkstein	g)	h)					
47,40	a <sub>1</sub> ) F E L S	dickbankig-bankig, klüftig, rissig zum Teil stark verwittert			Kernbohrung mit Spülung gebohrt			
11,10	b)	b) hart	c) schwer zu bohren	d) grau				
	f) Bankkalkstein	g)	h)					
59,30	a <sub>1</sub> ) F E L S	dickbankig, rissig, klüftig, zum Teil verwittert			Kernbohrung mit Spülung gebohrt			
11,90	b)	b) hart	c) schwer zu bohren	d) graublau				
	f) Bankkalkstein	g)	h)					

<sup>1)</sup> Eintragung nimmt der wissenschaftliche Bearbeiter vor  
<sup>2)</sup> Eintragung nimmt der wissenschaftliche Bearbeiter nach DIN 18 196 vor  
<sup>3)</sup> Dimensionen siehe Tabelle 1

Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Kernbohrungen 1981 (Schichtenverzeichnisse und Ausbaupläne)	<b>Anlage</b> <b>3.1.24d</b>
Kernbohrungen	
Brunnen B7/1981	

Anlage IV zu DIN 4022 Blatt 1								
Schichtenverzeichnis für Bohrungen ohne durchgehende Gewinnung von gekerntem Proben								
Ort: Happurg Pegel-Bohrung/Schicht Nr.: 7 Zeit: 25.06.-09.07.81								
a) Bis ... m unter Ansatzpunkt	a) Benennung und Beschreibung der Schicht				Feststellungen beim Bohren: Wasserführung; Bohrerwerkzeuge; Werkzeugwechsel; Sonstiges <sup>2)</sup>	Entnommene Proben		
	a <sub>2</sub> ) Ergänzende Bemerkung <sup>1)</sup>					Art	Nr	Tiefe in m (Unter-kante)
b) Mächtigkeit in m	b) Beschaffenheit gemäß Bohrgut	c) Beschaffenheit gemäß Bohrvorgang	d) Farbe	e) Kalkgehalt	3	4	5	6
	f) Ortsübliche Bezeichnung	g) Geologische Bezeichnung <sup>1)</sup>	h) Gruppe <sup>2)</sup>					
1	2				3	4	5	6
60,40	a <sub>1</sub> ) F E L S quarzhaltig, bankig-dickbankig				Kernbohrung mit Spülung gebohrt			
1,10	b) hart	c) schwer zu bohren	d) grünl.	e) blaugrau				
	f) Bankkalkstein							
62,00	a <sub>1</sub> ) T O N bankig, rissig, klüftig,				Kernbohrung mit Spülung gebohrt			
1,60	b) hart	c) schwer zu bohren	d) schwarz	e)				
	f) Ornatenton				Grundwasser gemessen am 26.06.81 bei 2,50 m.			
	a <sub>1</sub> )							
	a <sub>2</sub> )							
	b)	c)	d)	e)				
	f)	g)	h)					
	a <sub>1</sub> )							
	a <sub>2</sub> )							
	b)	c)	d)	e)				
	f)	g)	h)					
	a <sub>1</sub> )							
	a <sub>2</sub> )							
	b)	c)	d)	e)				
	f)	g)	h)					

<sup>1)</sup> Eintragung nimmt der wissenschaftliche Bearbeiter vor  
<sup>2)</sup> Eintragung nimmt der wissenschaftliche Bearbeiter nach DIN 18 196 vor

<sup>3)</sup> Dimensionen siehe Tabelle I

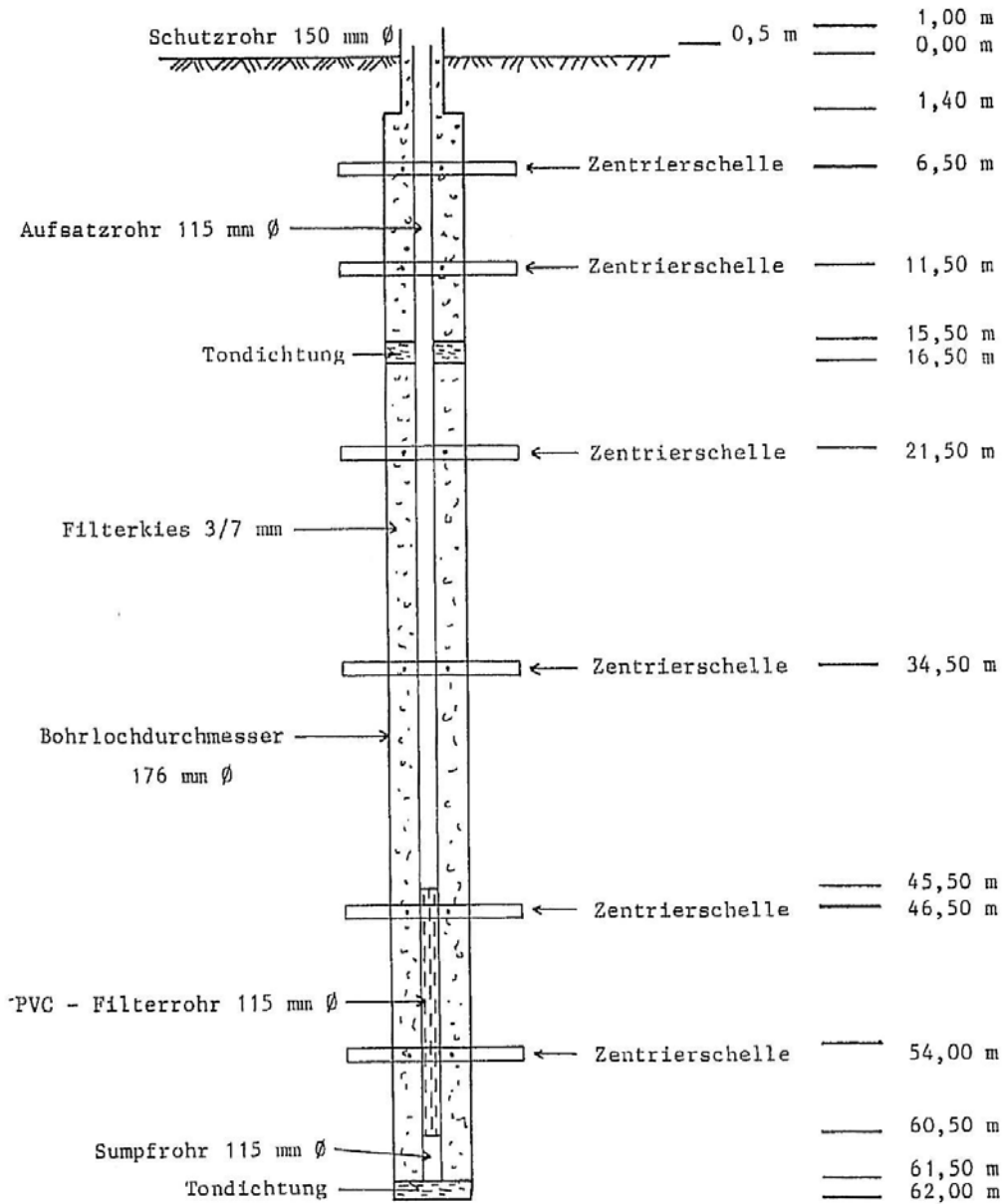
Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Kernbohrungen 1981 (Schichtenverzeichnisse und Ausbaupläne)	
Kernbohrungen	<b>Anlage</b>
Brunnen B7/1981	<b>3.1.24e</b>

Bauvorhaben: Pumpspeicherwerk Happurg - Oberbecken

Bohrloch - Nr. 7 = B 7

Datum: 09.07.1981

### Pegelausbauplan NW 115



Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Kernbohrungen 1981 (Schichtenverzeichnisse und Ausbaupläne)	<b>Anlage</b> <b>3.1.24f</b>
Kernbohrungen	
Brunnen B7/1981	

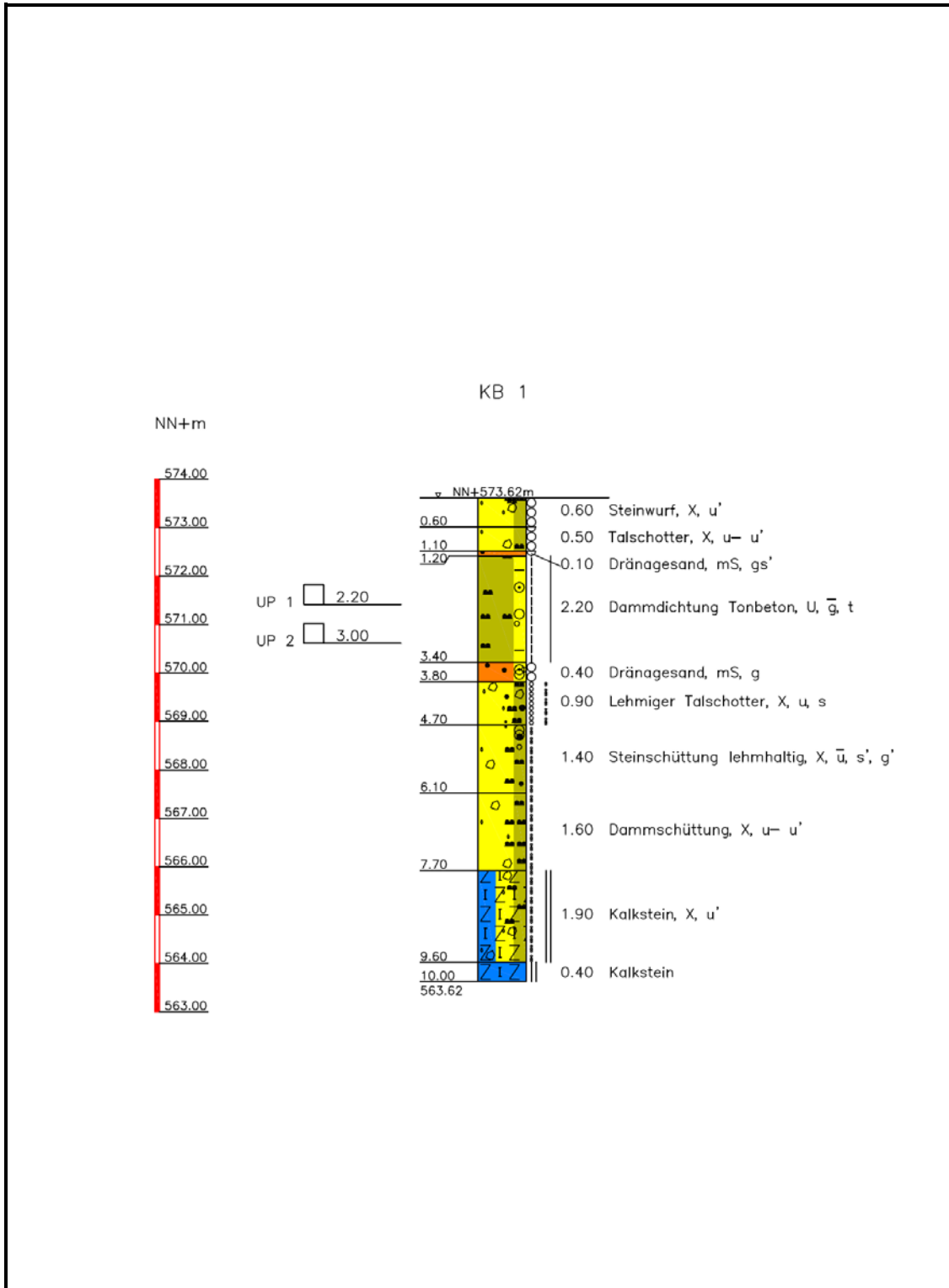
**Pumpspeicherkraftwerk Happurg · Sanierung Oberbecken  
Untergrundsanieerung im Bereich der Störzone**

**Baugrund- und Sanierungsgutachten**

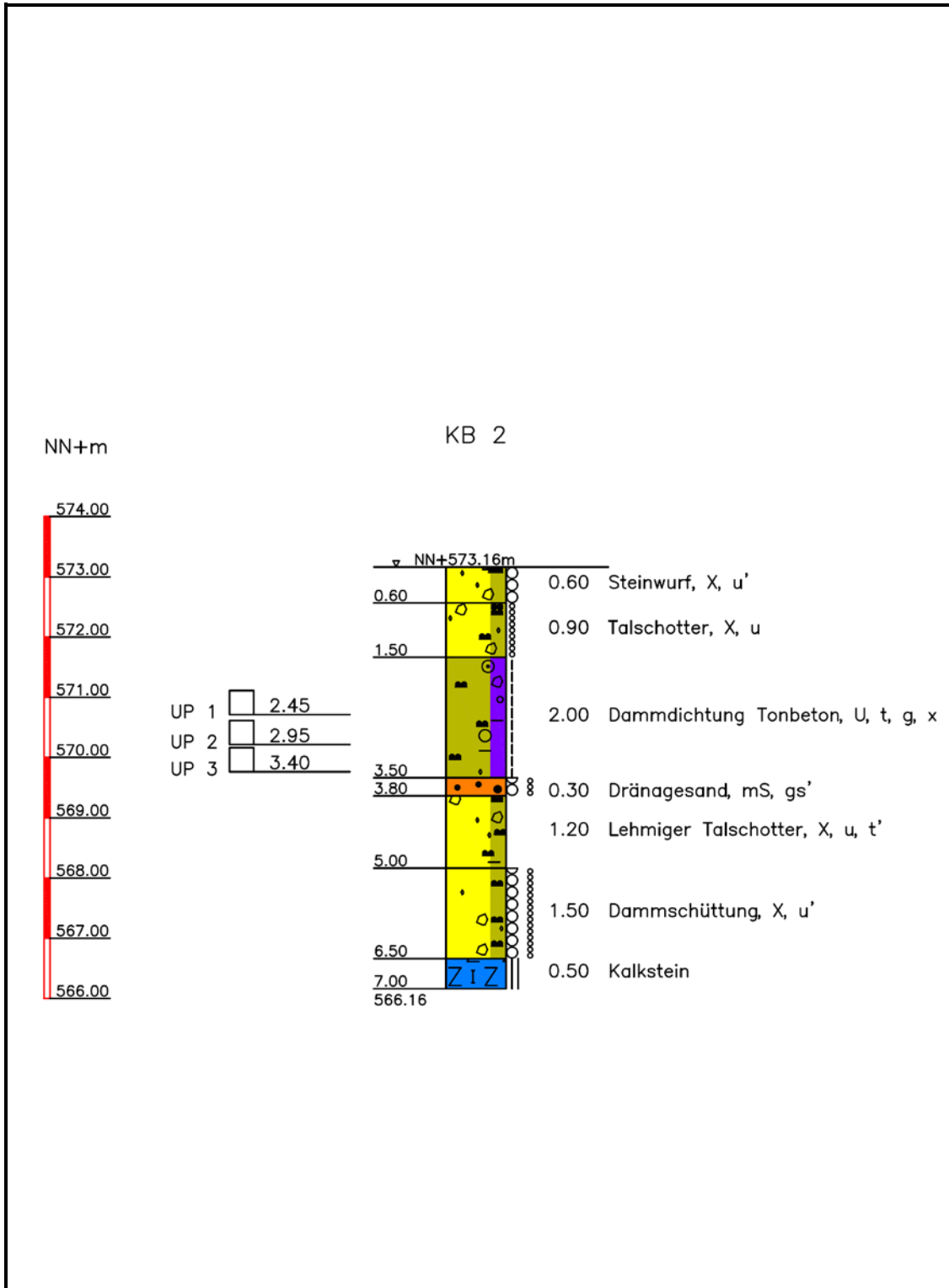
**Anlage 3**

**Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011**

**▪ Baugrunderkundung 2005 (CDM) 3.2**

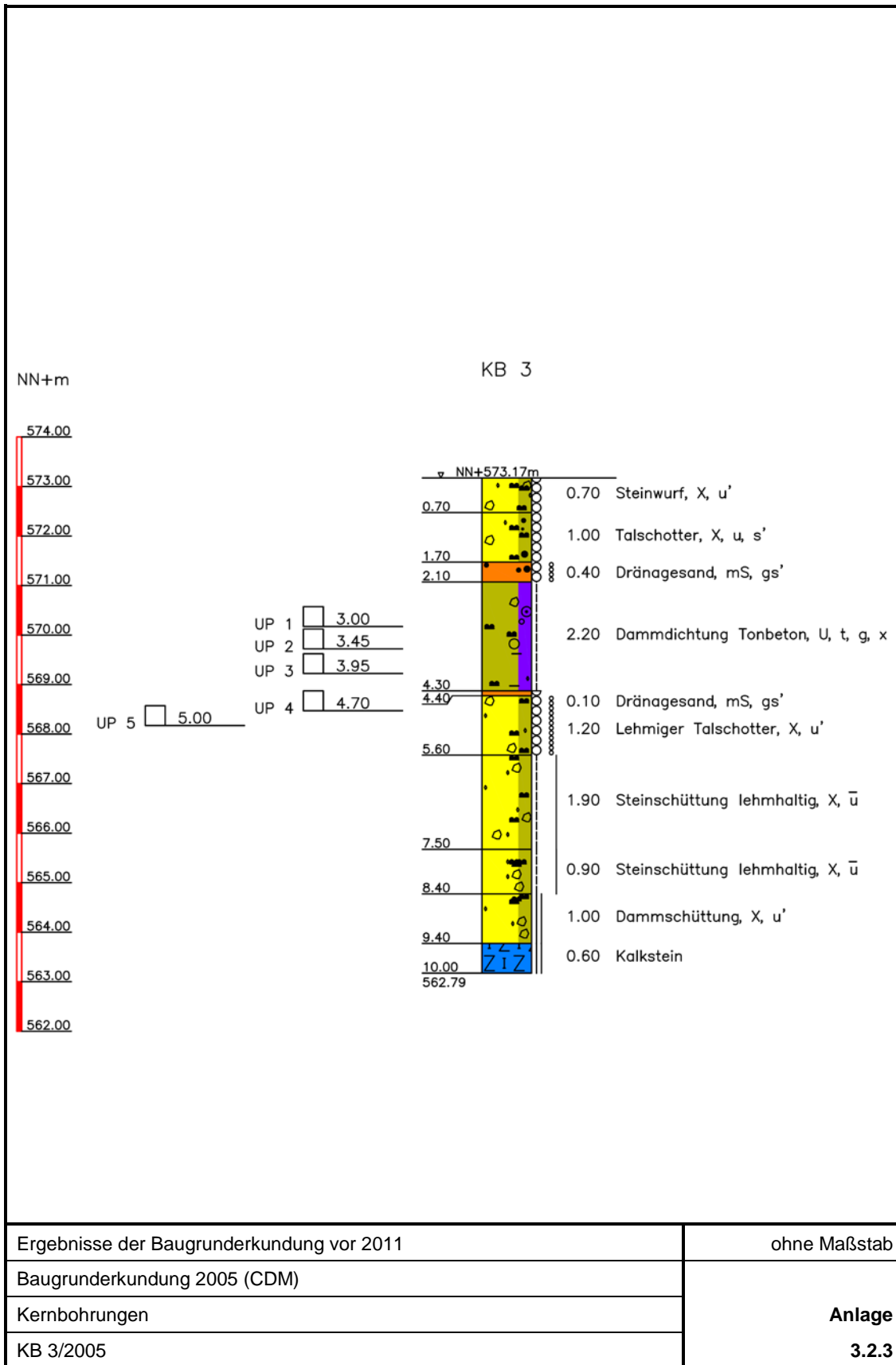


Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Baugrunderkundung 2005 (CDM)	<b>Anlage</b> <b>3.2.1</b>
Kernbohrungen	
KB 1/2005	

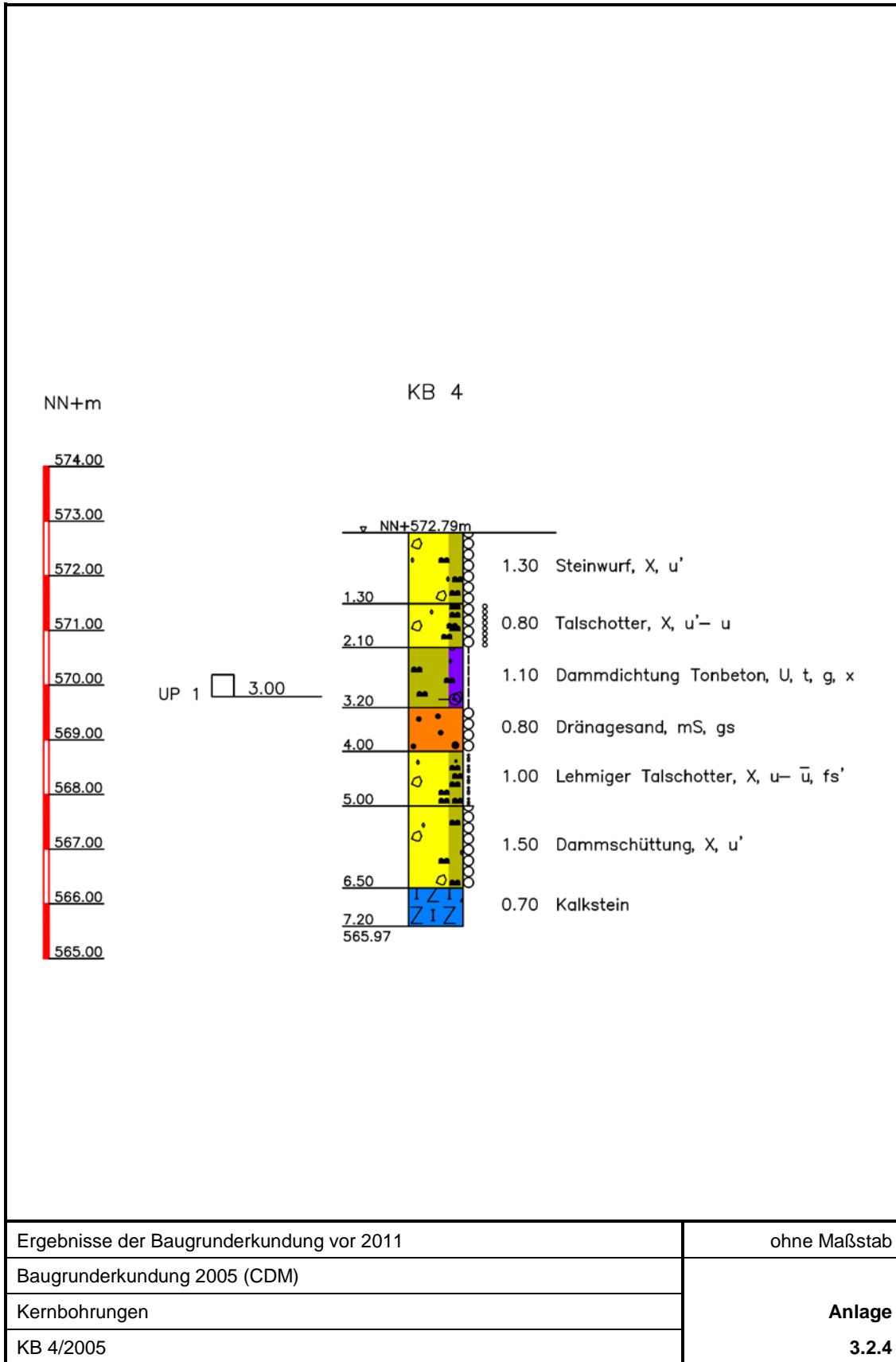


Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Baugrunderkundung 2005 (CDM)	<b>Anlage</b> <b>3.2.2</b>
Kernbohrungen	
KB 2/2005	

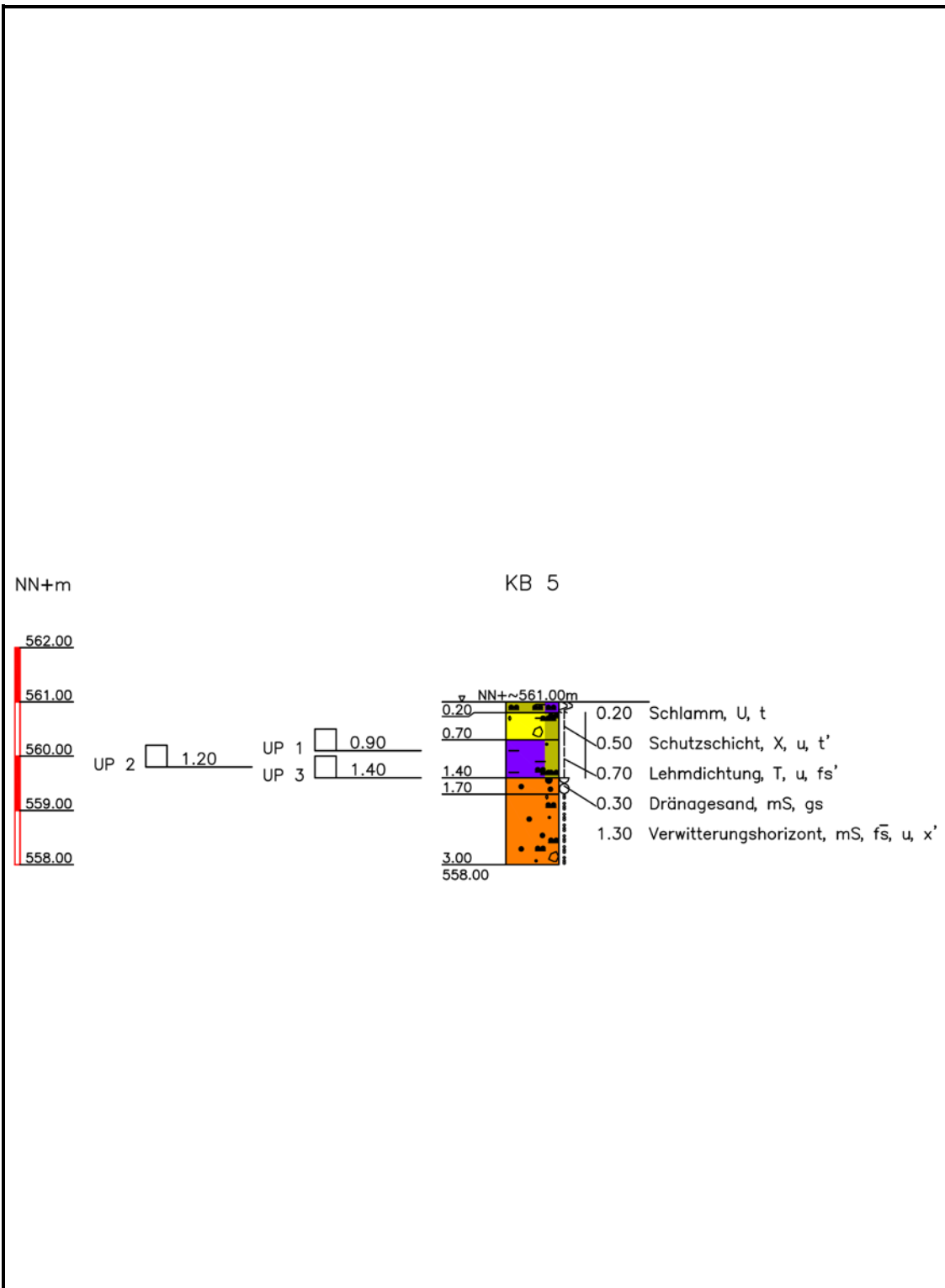




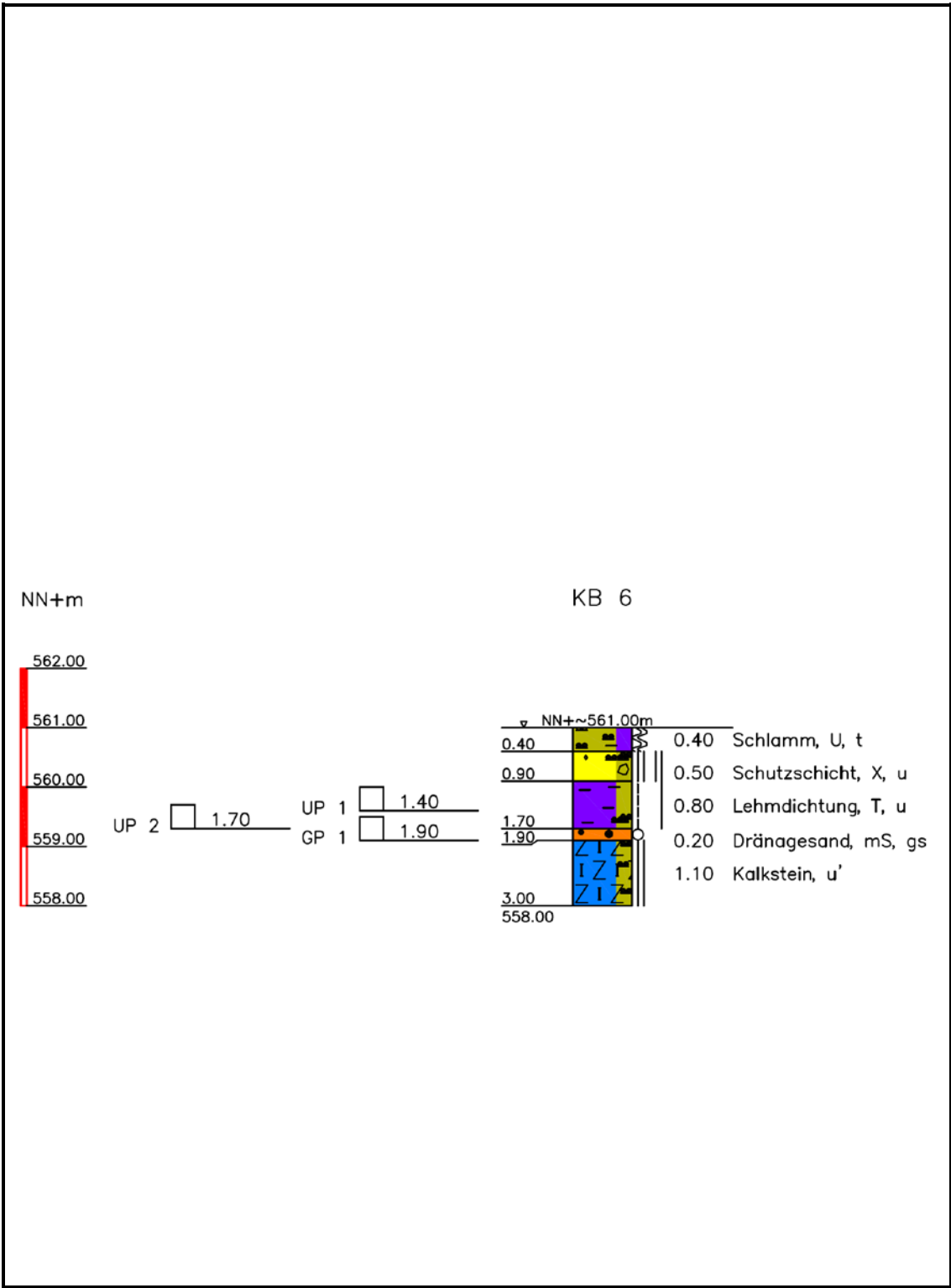
Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Baugrunderkundung 2005 (CDM)	<b>Anlage</b> <b>3.2.3</b>
Kernbohrungen	
KB 3/2005	



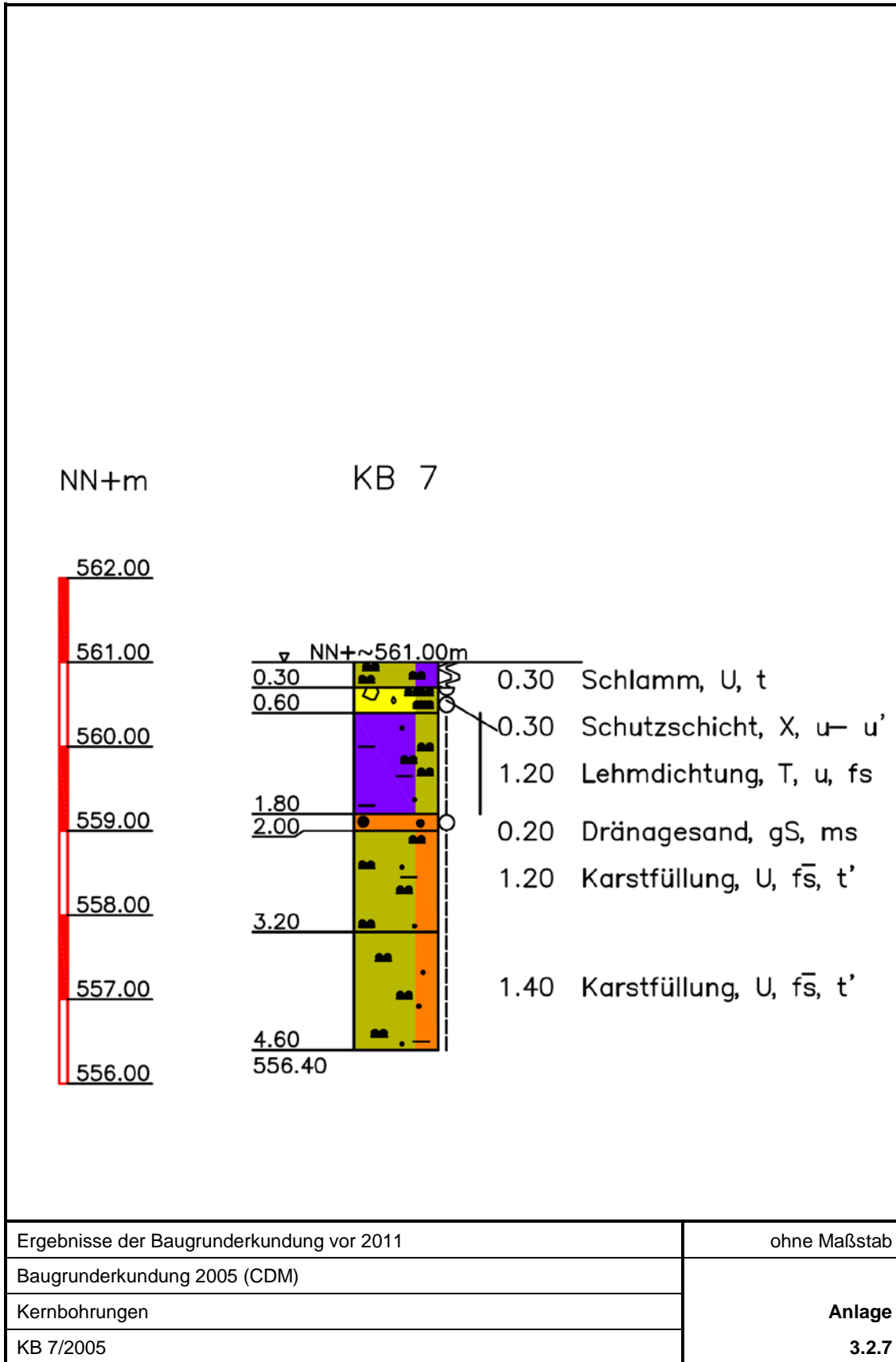
Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Baugrunderkundung 2005 (CDM)	<b>Anlage</b> <b>3.2.4</b>
Kernbohrungen	
KB 4/2005	

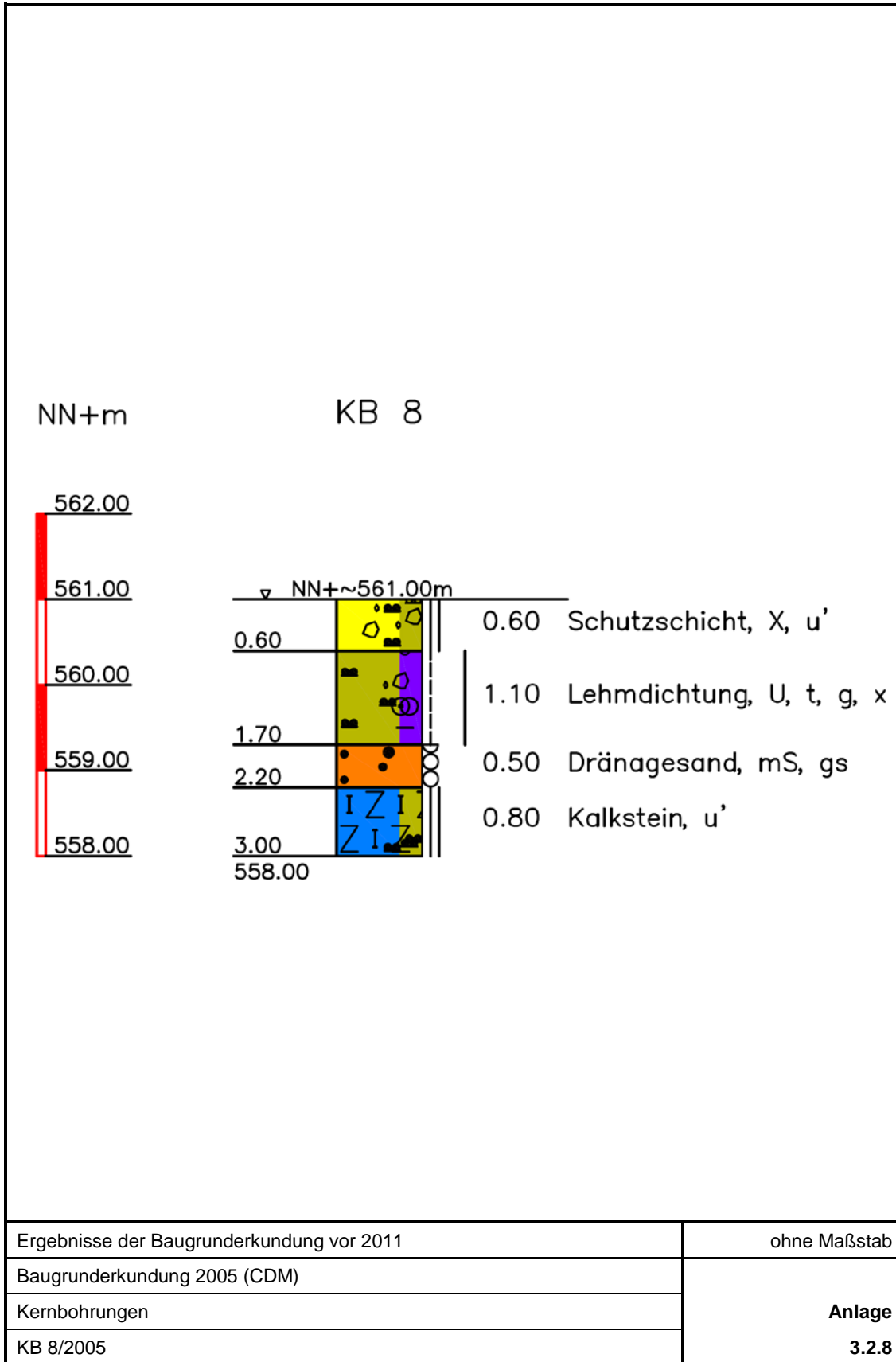


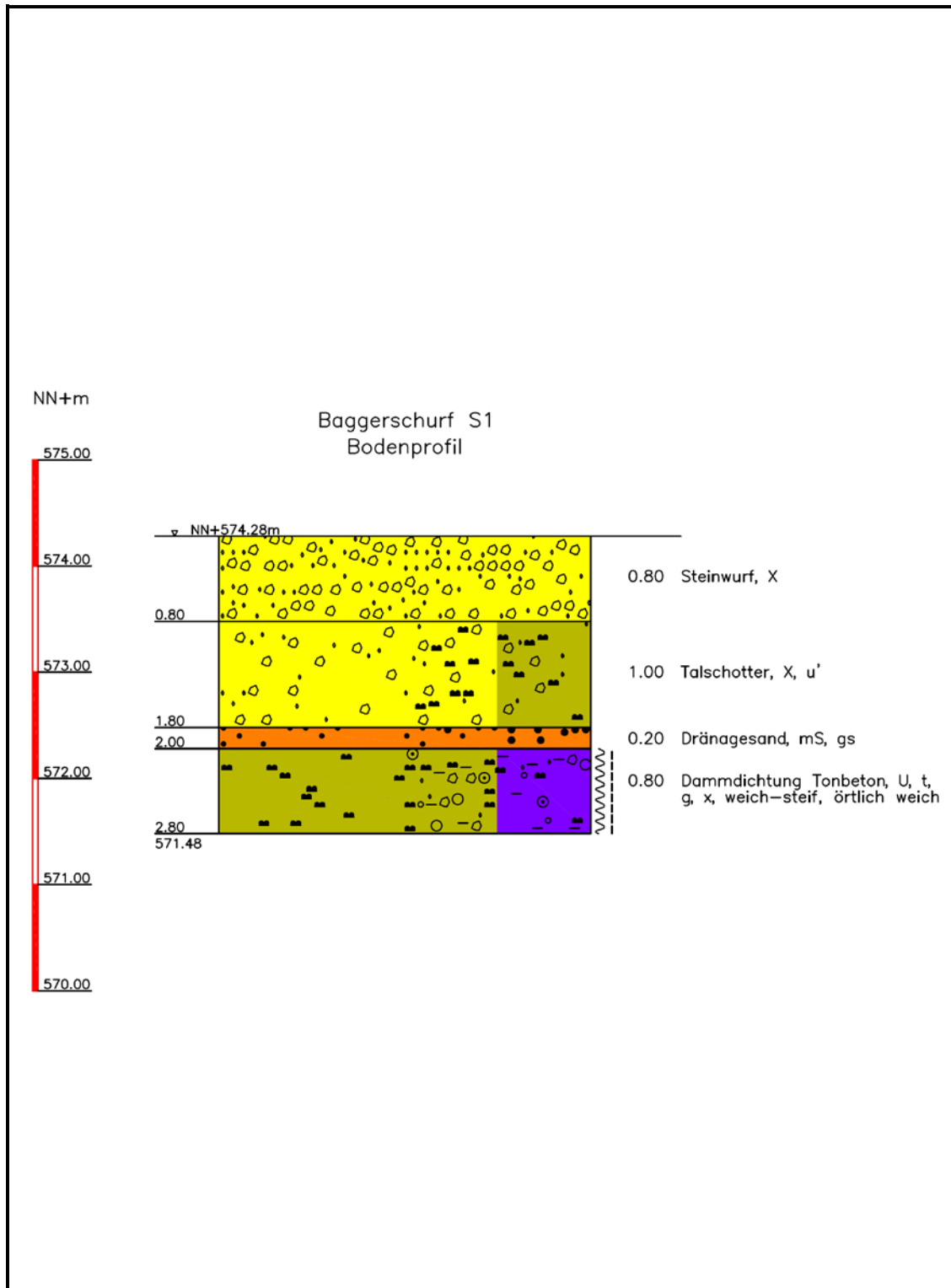
Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Baugrunderkundung 2005 (CDM)	<b>Anlage</b> <b>3.2.5</b>
Kernbohrungen	
KB 5/2005	



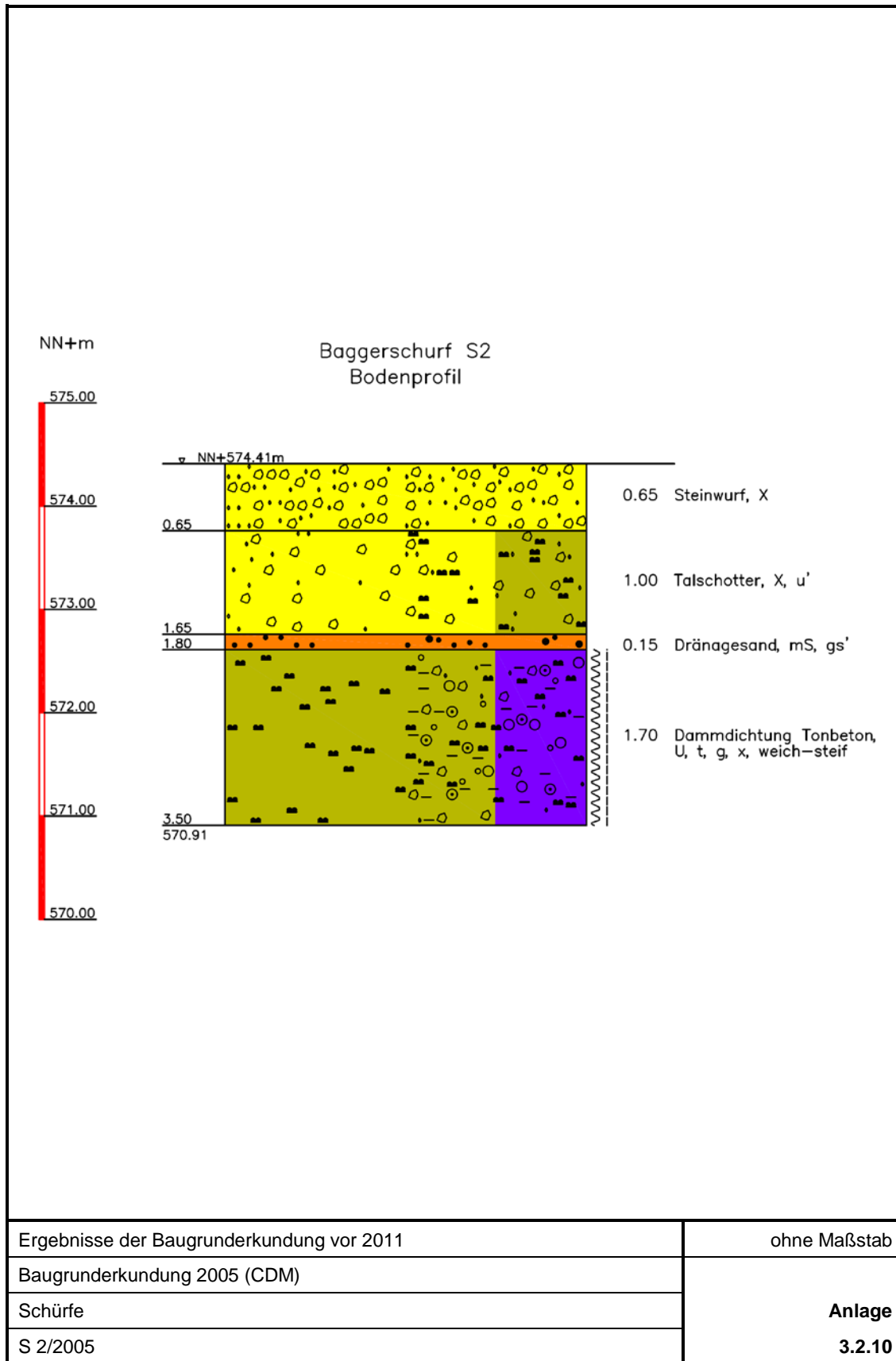
Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Baugrunderkundung 2005 (CDM)	<b>Anlage</b> <b>3.2.6</b>
Kernbohrungen	
KB 6/2005	



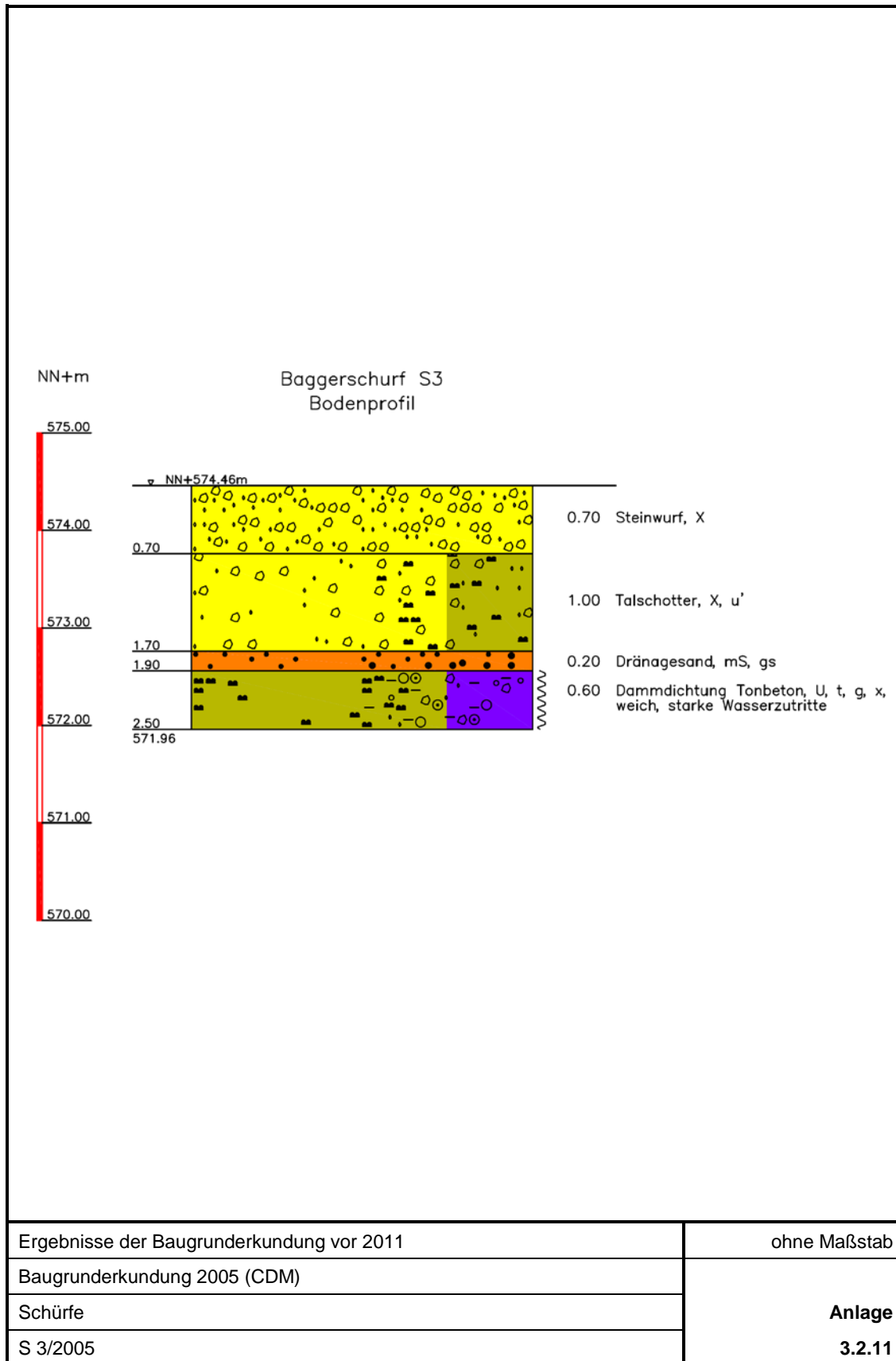


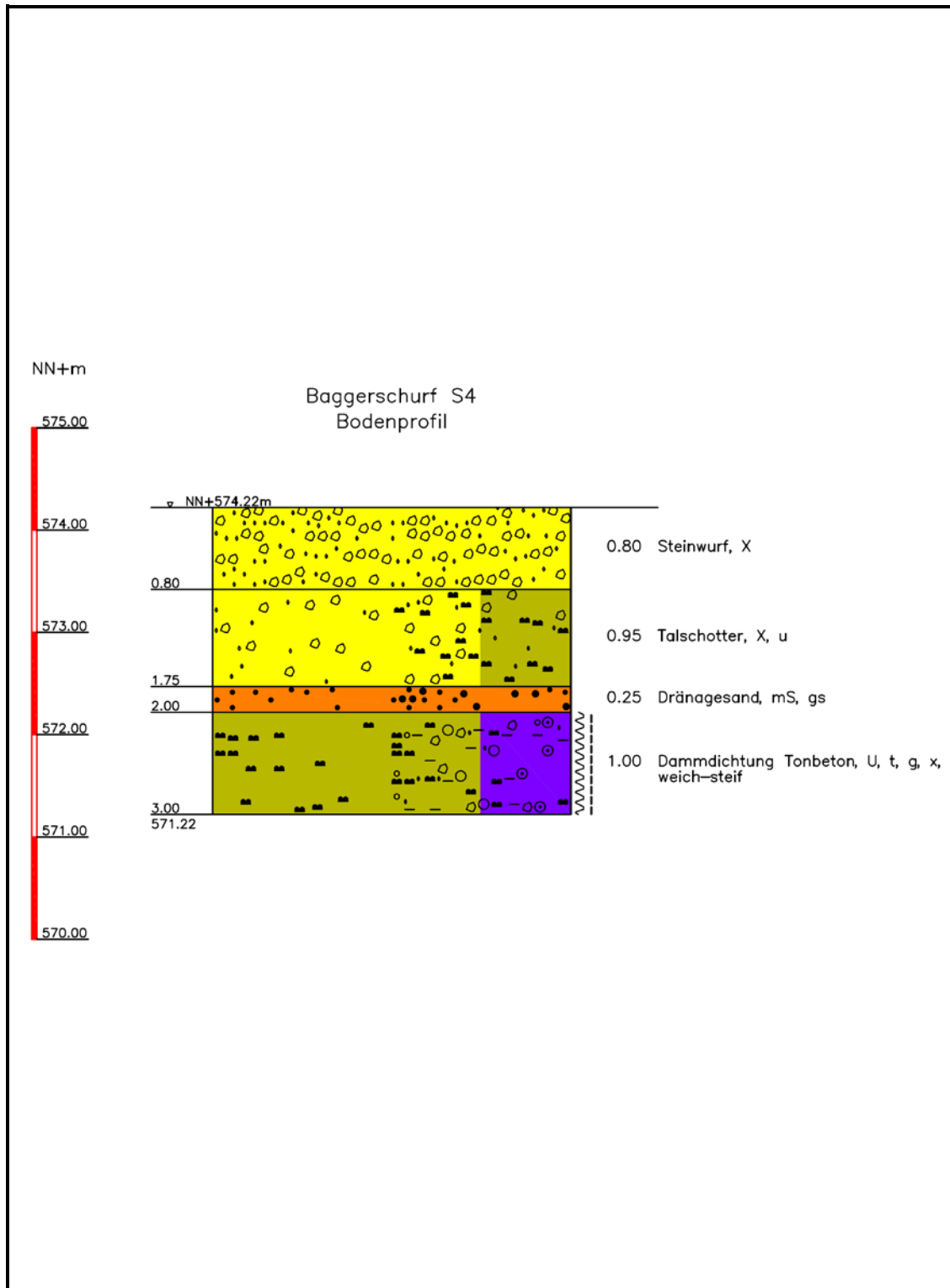


Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Baugrunderkundung 2005 (CDM)	<b>Anlage</b> <b>3.2.9</b>
Schürfe	
S 1/2005	









Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Baugrunderkundung 2005 (CDM)	<b>Anlage</b> <b>3.2.12</b>
Schürfe	
S 4/2005	

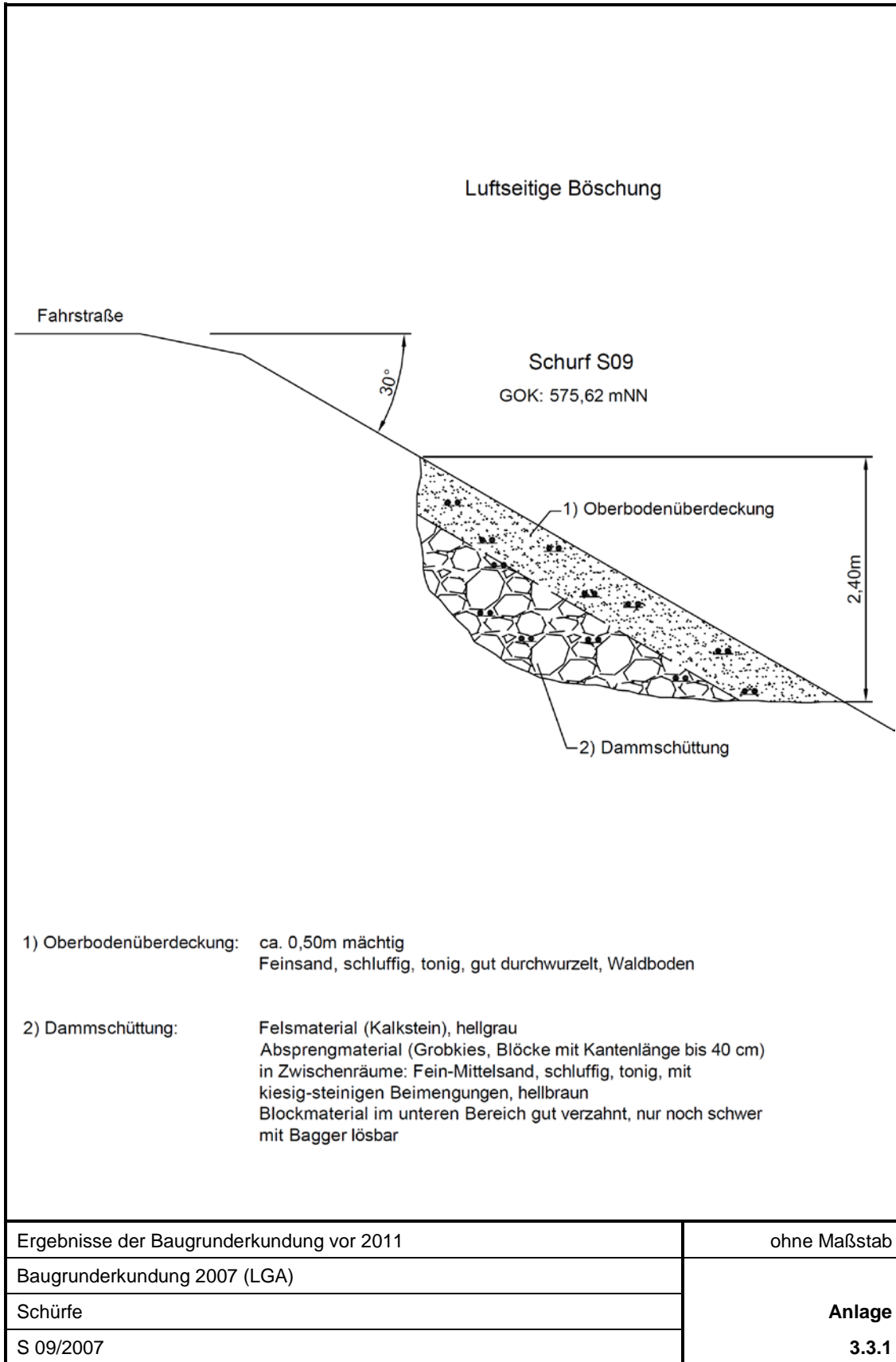
**Pumpspeicherkraftwerk Happurg · Sanierung Oberbecken  
Untergrundsanieerung im Bereich der Störzone**

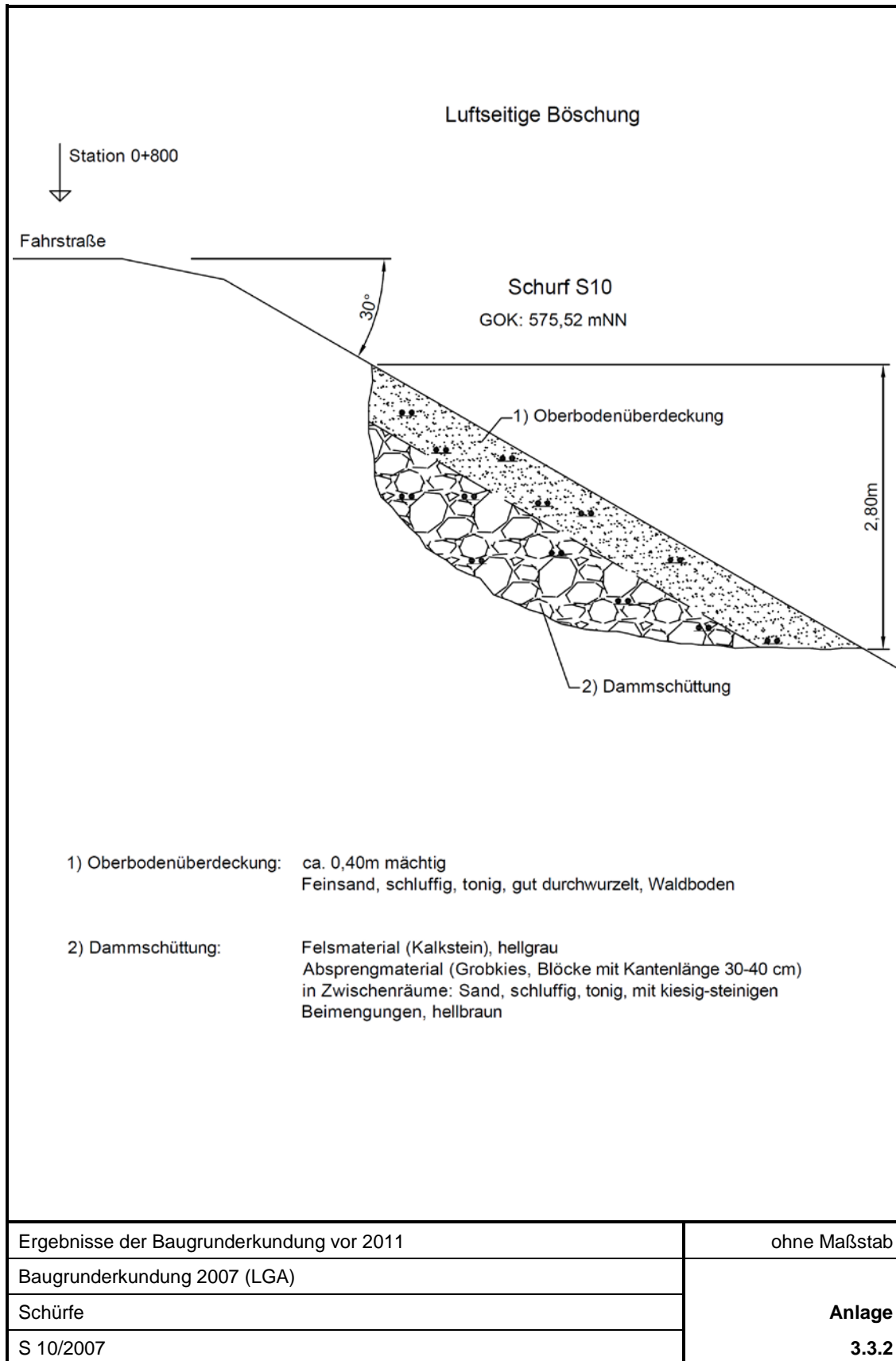
**Baugrund- und Sanierungsgutachten**

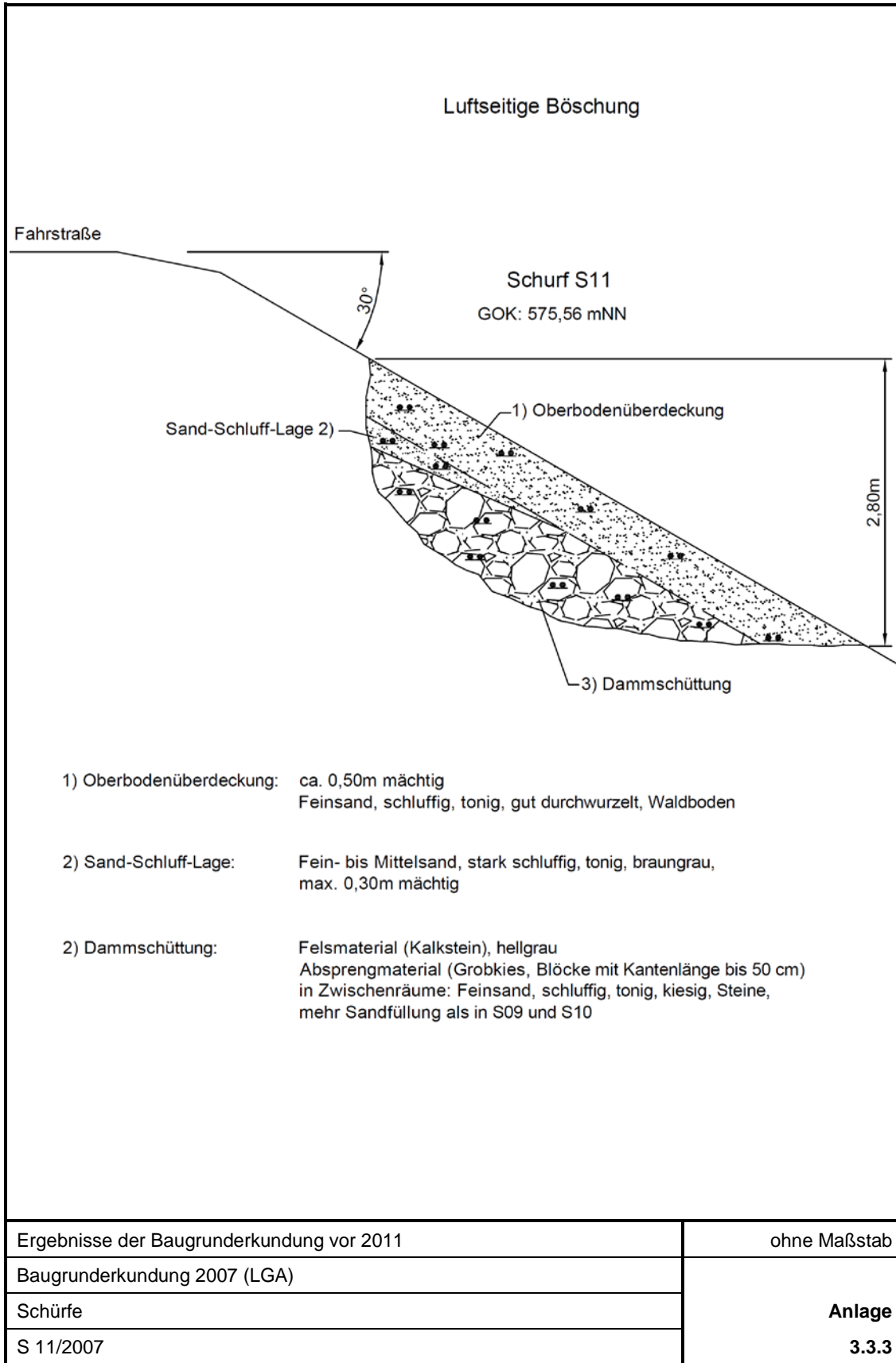
**Anlage 3**

**Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011**

**▪ Baugrunderkundung 2007 (LGA) 3.3**

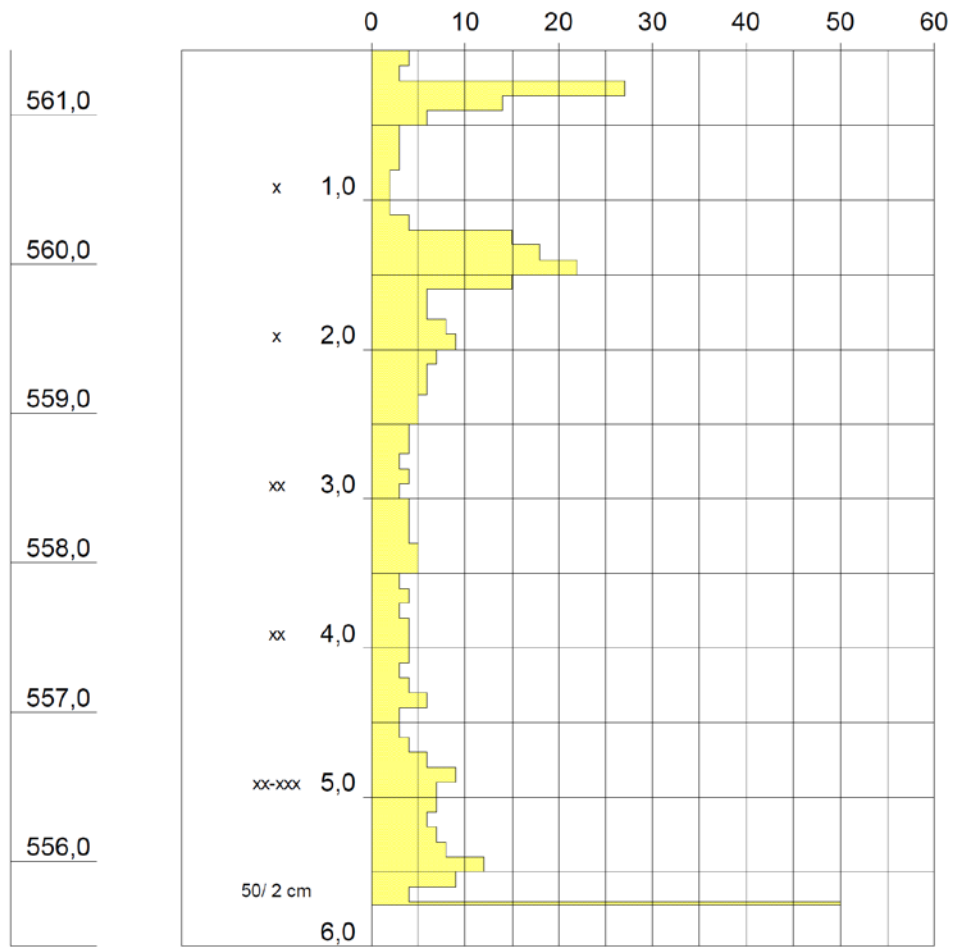






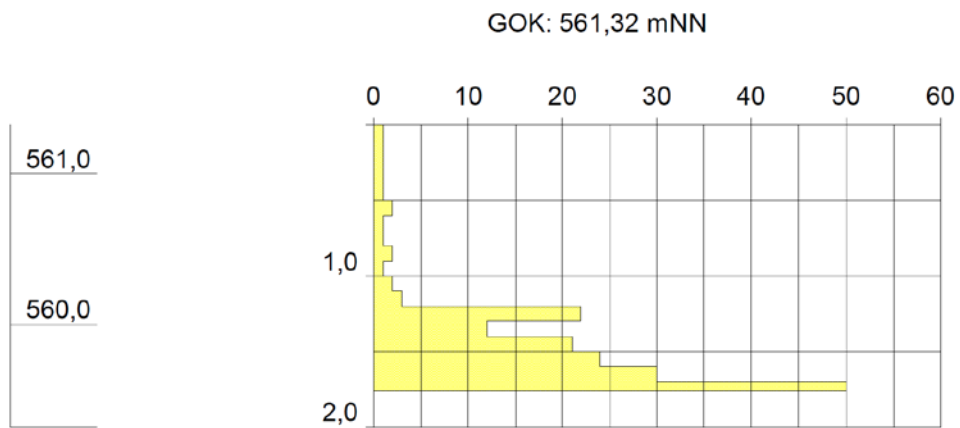
Rechtswert: 4461111,5 Hochwert: 5482345,7

GOK: 561,43 mNN



Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Baugrunderkundung 2007 (LGA)	<b>Anlage</b> <b>3.3.4</b>
Schwere Rammsondierungen	
DPH A1/2007	

Rechtswert: 4461082,9 Hochwert: 5482375,3

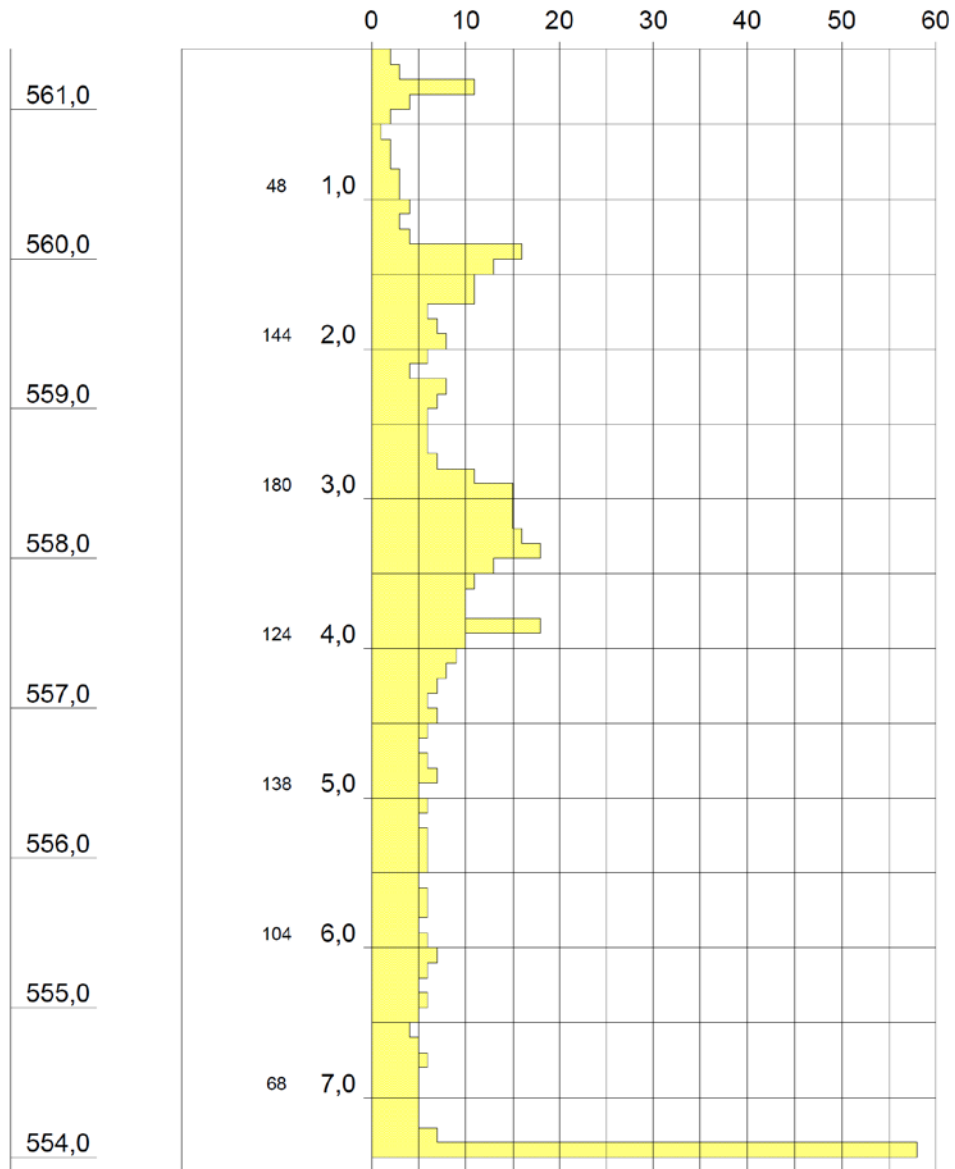


Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Baugrunderkundung 2007 (LGA)	<b>Anlage</b> <b>3.3.5</b>
Schwere Rammsondierungen	
DPH A2/2007	

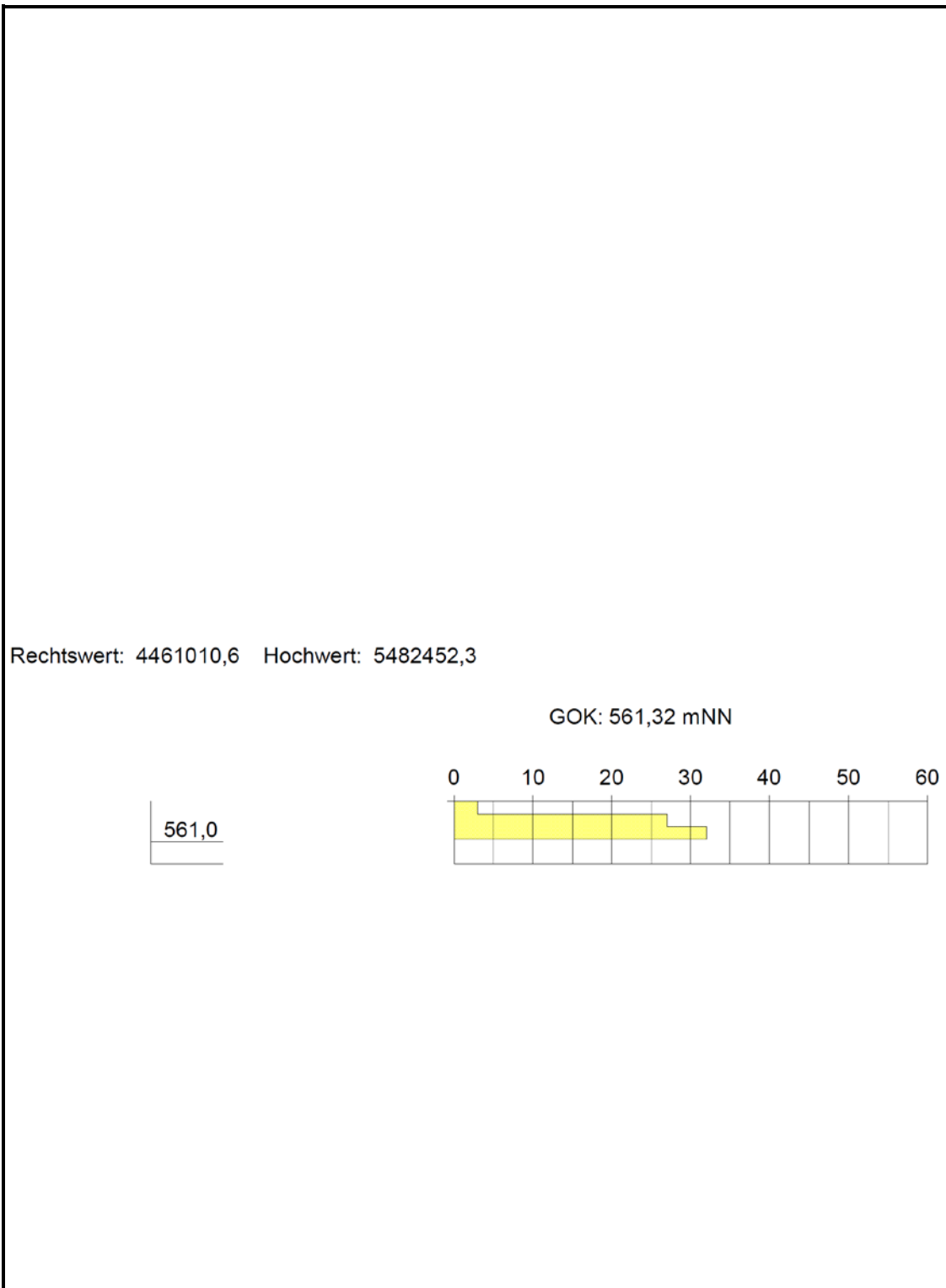


Rechtswert: 4461041,6 Hochwert: 5482419,8

GOK: 561,40 mNN

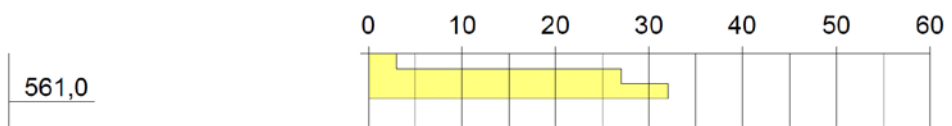


Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Baugrunderkundung 2007 (LGA)	<b>Anlage</b> <b>3.3.6</b>
Schwere Rammsondierungen	
DPH A3/2007	



Rechtswert: 4461010,6    Hochwert: 5482452,3

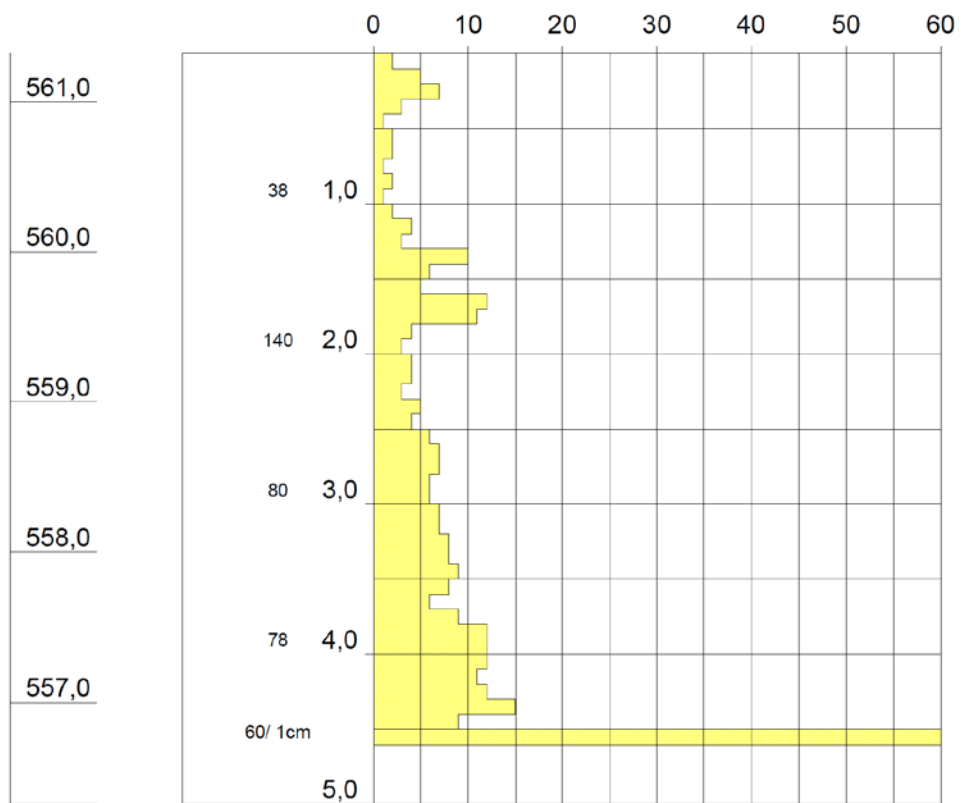
GOK: 561,32 mNN



Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Baugrunderkundung 2007 (LGA)	<b>Anlage</b> <b>3.3.7</b>
Schwere Rammsondierungen	
DPH A4/2007	

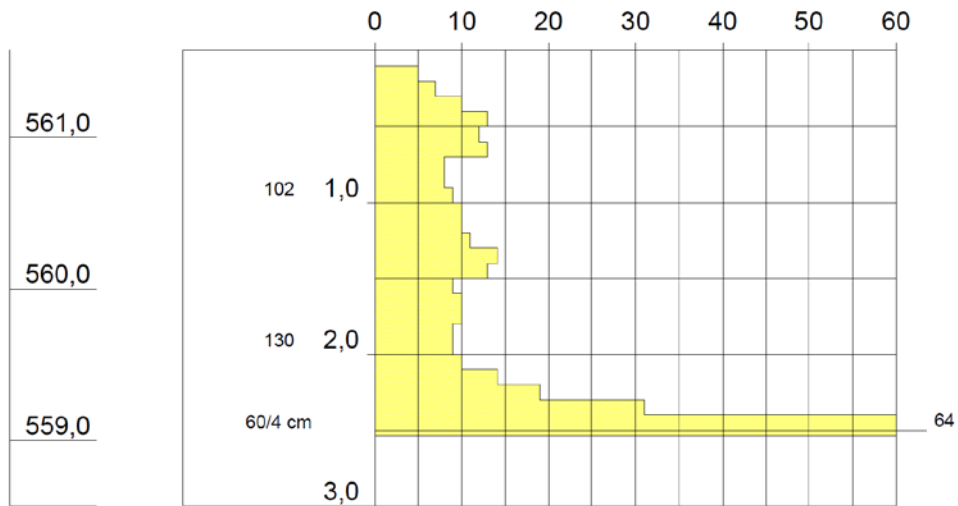
Rechtswert: 4461010,6 Hochwert: 5482452,3

GOK: 561,32 mNN



Rechtswert: 4460975,2 Hochwert: 5482490,1

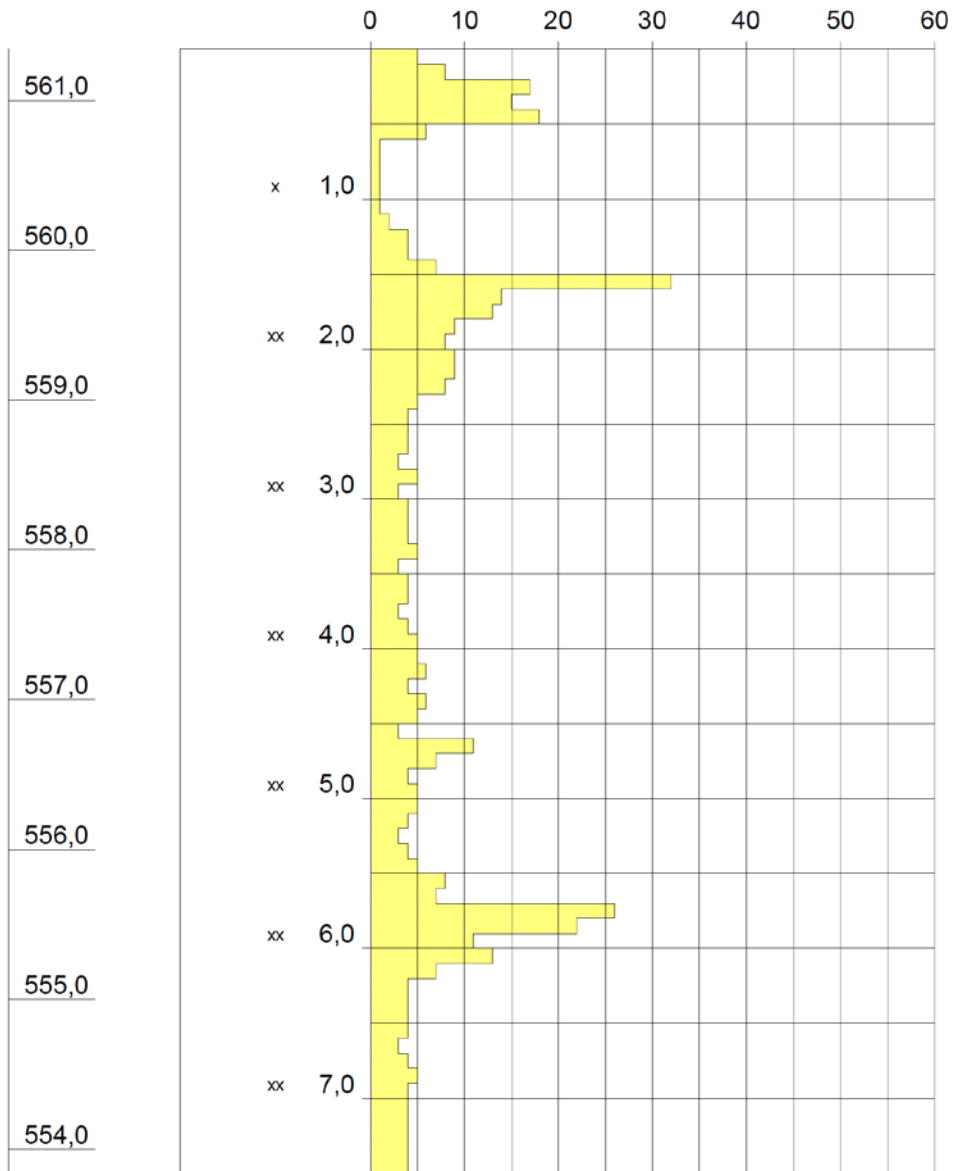
GOK: 561,57 mNN



Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Baugrunderkundung 2007 (LGA)	<b>Anlage</b> <b>3.3.9</b>
Schwere Rammsondierungen	
DPH A5/2007	

Rechtswert: 4460941,5 Hochwert: 5482526,8

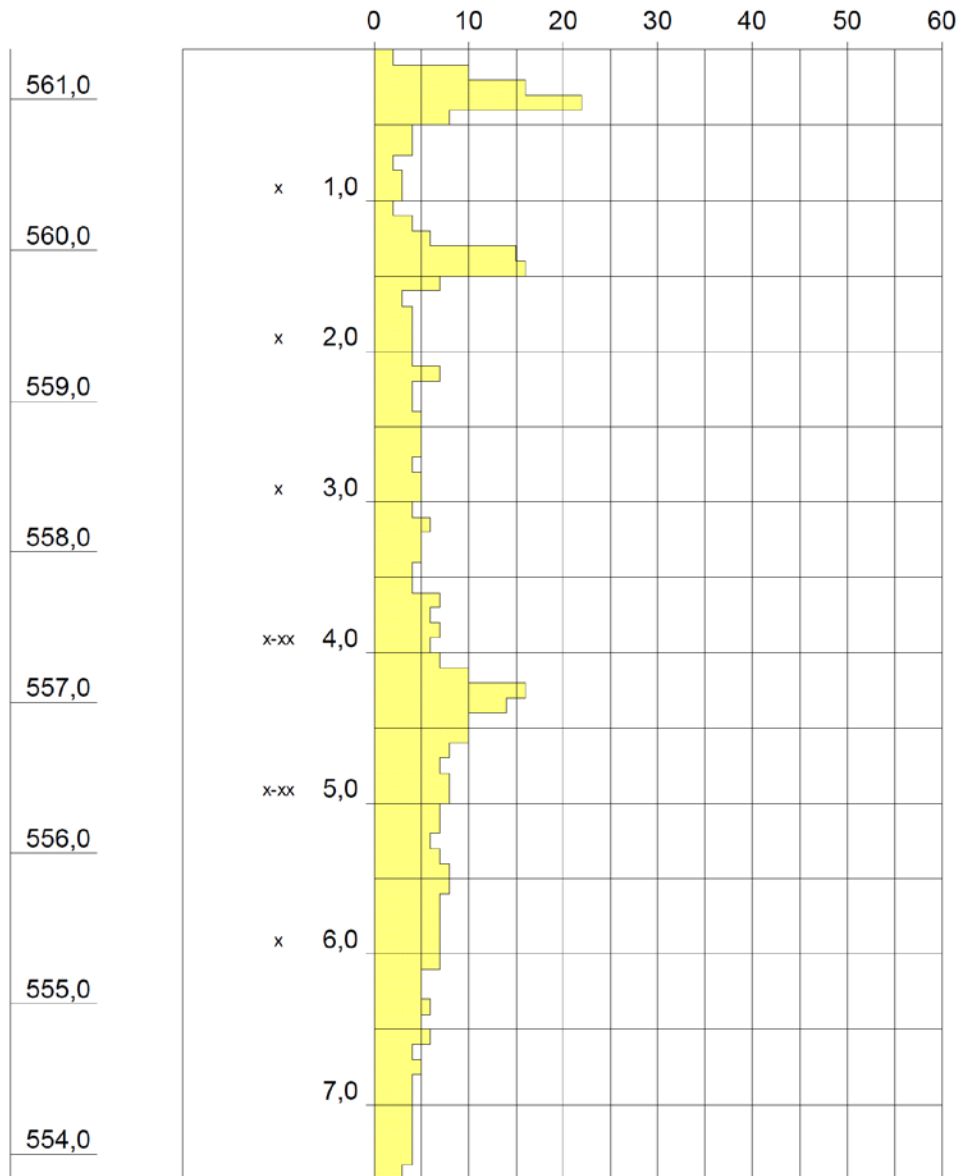
GOK: 561,34 mNN



Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Baugrunderkundung 2007 (LGA)	<b>Anlage</b> <b>3.3.10</b>
Schwere Rammsondierungen	
DPH A6/2007	

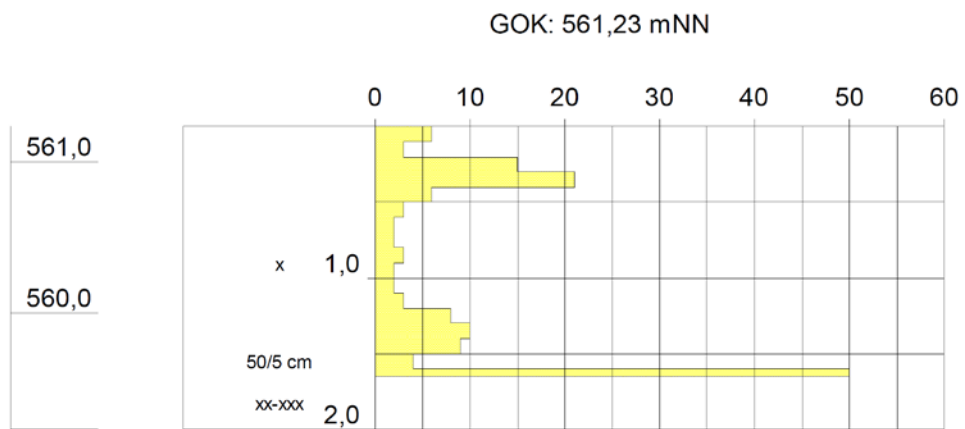
Rechtswert: 4460908,5 Hochwert: 5482562,2

GOK: 561,33 mNN



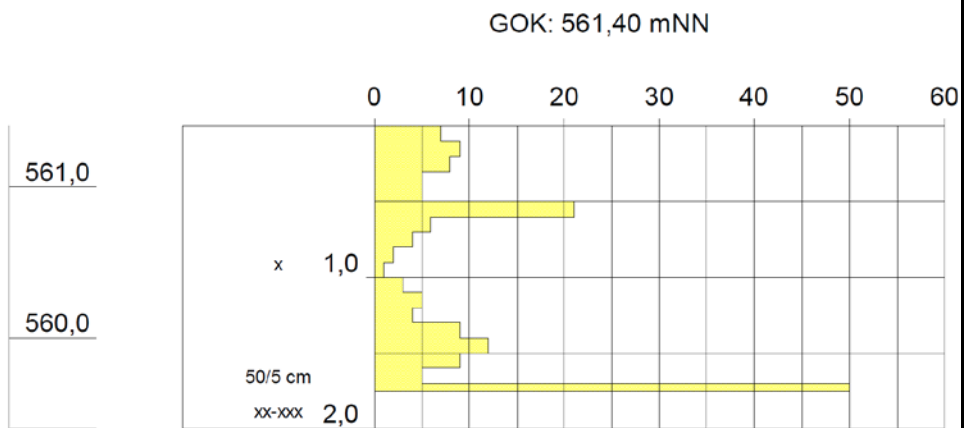
Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Baugrunderkundung 2007 (LGA)	<b>Anlage</b> <b>3.3.11</b>
Schwere Rammsondierungen	
DPH A7/2007	

Rechtswert: 4461146,2 Hochwert: 5482380,8



Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Baugrunderkundung 2007 (LGA)	<b>Anlage</b> <b>3.3.12</b>
Schwere Rammsondierungen	
DPH B1/2007	

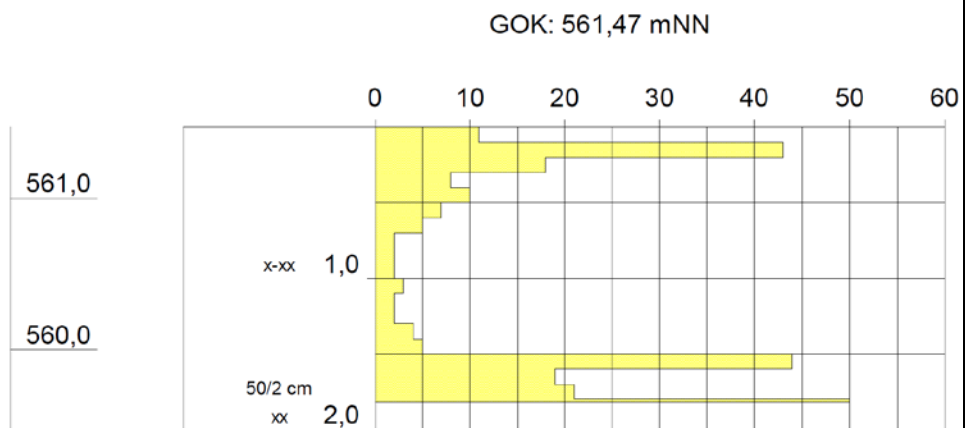
Rechtswert: 4461120,7 Hochwert: 5482406,0



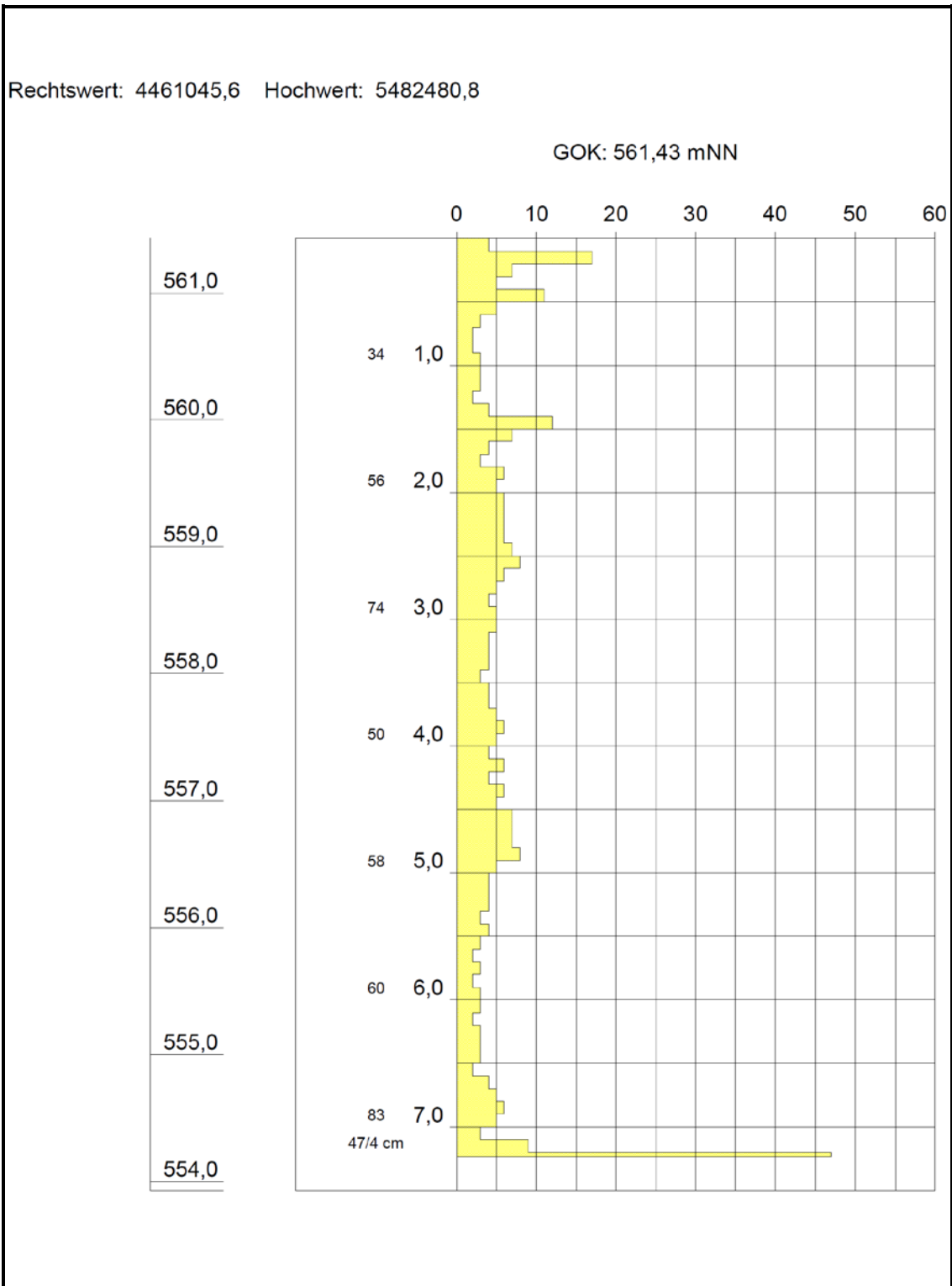
Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Baugrunderkundung 2007 (LGA)	<b>Anlage</b> <b>3.3.13</b>
Schwere Rammsondierungen	
DPH B2/2007	



Rechtswert: 4461079,5 Hochwert: 5482450,6

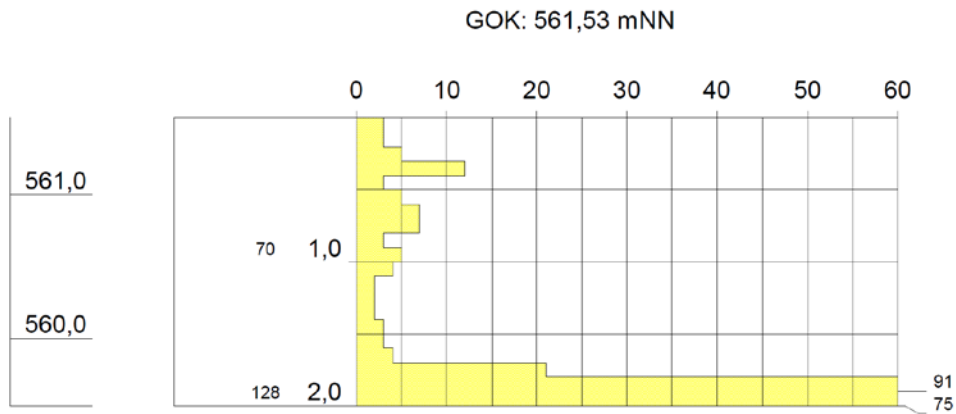


Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Baugrunderkundung 2007 (LGA)	<b>Anlage</b> <b>3.3.14</b>
Schwere Rammsondierungen	
DPH B3/2007	



Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Baugrunderkundung 2007 (LGA)	<b>Anlage</b> <b>3.3.15</b>
Schwere Rammsondierungen	
DPH B4/2007	

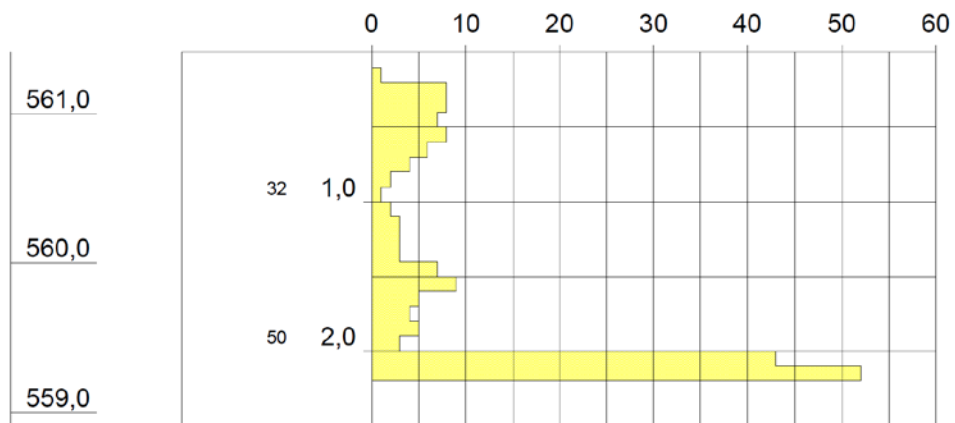
Rechtswert: 4461009,8 Hochwert: 5482519,2



Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Baugrunderkundung 2007 (LGA)	<b>Anlage</b> <b>3.3.16</b>
Schwere Rammsondierungen	
DPH B5/2007	

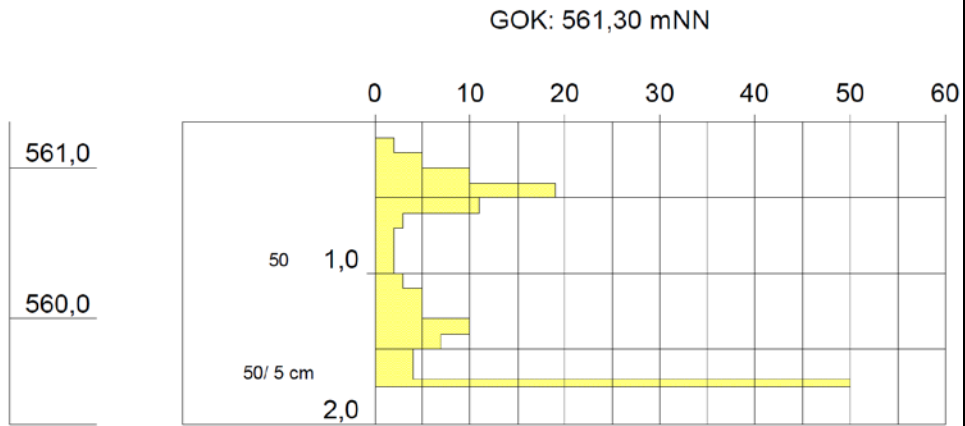
Rechtswert: 4460973,4 Hochwert: 5482558,0

GOK: 561,41 mNN



Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Baugrunderkundung 2007 (LGA)	<b>Anlage</b> <b>3.3.17</b>
Schwere Rammsondierungen	
DPH B6/2007	

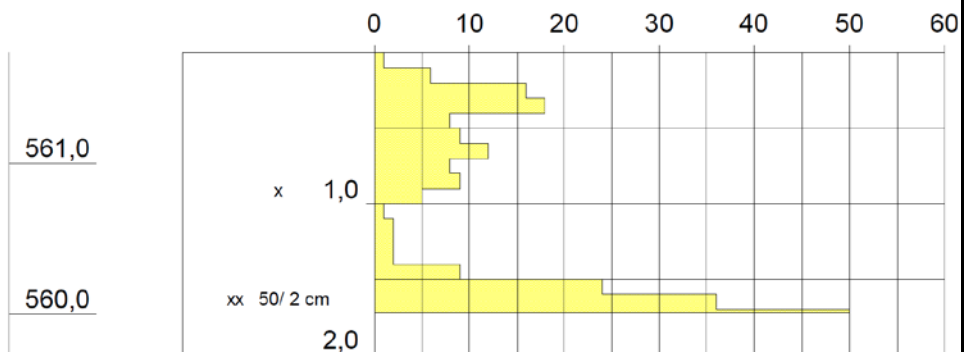
Rechtswert: 4460942,1 Hochwert: 5482591,0



Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Baugrunderkundung 2007 (LGA)	<b>Anlage</b> <b>3.3.18</b>
Schwere Rammsondierungen	
DPH B7/2007	

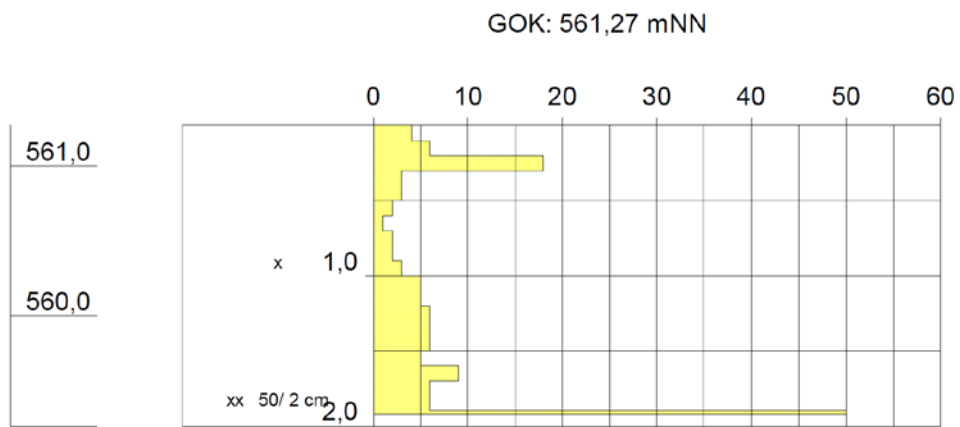
Rechtswert: 4460907,3 Hochwert: 5482631,3

GOK: 561,73 mNN



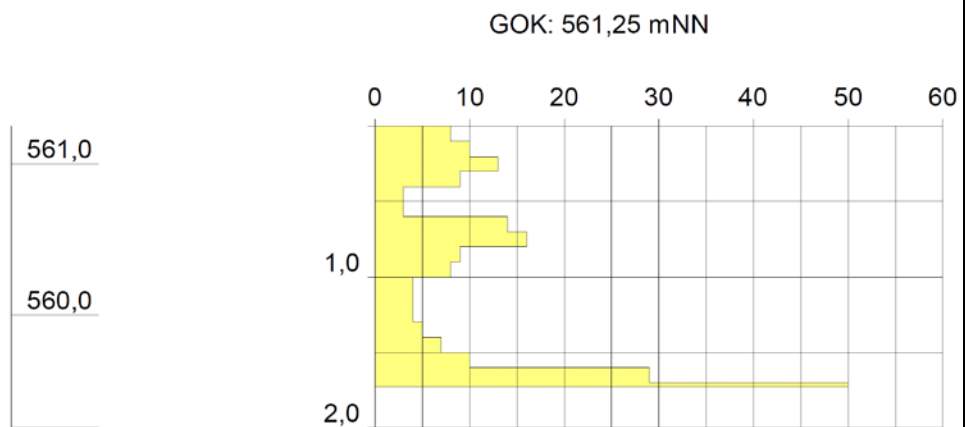
Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Baugrunderkundung 2007 (LGA)	<b>Anlage</b> <b>3.3.19</b>
Schwere Rammsondierungen	
DPH B8/2007	

Rechtswert: 4461182,0 Hochwert: 5482411,8



Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Baugrunderkundung 2007 (LGA)	<b>Anlage</b> <b>3.3.20</b>
Schwere Rammsondierungen	
DPH C1/2007	

Rechtswert: 4461159,0 Hochwert: 5482437,1



Ergebnisse der Baugrunderkundung vor 2011	ohne Maßstab
Baugrunderkundung 2007 (LGA)	<b>Anlage</b> <b>3.3.21</b>
Schwere Rammsondierungen	
DPH C2/2007	