

Anpassung der Talsperre Bleiloch an die allgemein anerkannten Regeln der Technik – Standsicherheit und Maßnahmen

1 Objektbeschreibung

Die Staumauer Bleiloch liegt am Oberlauf der Saale und bildet die erste Staustufe der sogenannten Saalekaskade. Die Errichtung der Staumauer erfolgte von 1930 bis 1932 als Schwergewichtsstaumauer aus Gussbeton ohne zusätzliche Abdichtungsmaßnahmen zum Untergrund.

Die Talsperre hat bei Vollstau einen Inhalt von 215 Mio. m³ und eine Speicheroberfläche von 9,2 km². Damit ist sie, gemessen am Fassungsvermögen, die größte Talsperre Deutschlands. Die Staumauer ist in acht Felder unterteilt bei einer Gesamtlänge der Mauerkrone von ca. 208 m und einer maximalen Höhe von 65 m. Die Staumauer verfügt über ein vertikales Dränagesystem mit horizontalen Sammlern in den Ebenen der Kontrollgänge und des Mauerfußes.

Das Krafthaus ist der Mauer unterwasserseitig vorgelagert. Es enthält zwei horizontal angeordnete Pumpspeichersätze mit je 2 Turbinen und einer Pumpe, die zusammen eine Nennleistung von 80 MW besitzen. Zwei Triebwasserleitungen von 85 m Länge und 4,80 m Innendurchmesser führen in den Feldern 4 und 5 von dem wasserseitig vorgesetzten Einlaufbauwerk durch die Mauer zu den Maschinen.

Die Mauer enthält einen oberen (ca. 382,8 m NN) und einen unteren (ca. 356,7 m NN) Kontrollgang von 1.5 x 2.0 m Querschnitt, die durch eine Treppe miteinander verbunden sind. Beide Gänge liegen im wasserseitigen Drittel der Mauer. Im Feld 2 und 4 befindet sich je ein Gang zur Luftseite, im Feld 7 und 8 eine Treppe zur Mauerkrone.

Unterhalb der Staumauer Bleiloch befindet sich das Ausgleichbecken Burgkammer, welches zur Gewährleistung des möglichen Pumpspeicherbetriebes bis zum Auslaufbauwerk des PSW Bleiloch zurückstaut.

2 Veranlassung und Zielstellung

1998 wurde für die Staumauer der Talsperre Bleiloch die Standsicherheitsberechnung für den Ist-Zustand der Mauerfelder 2 (Hangfeld) und 6 (höchstes Mauerfeld, Talau) mittels Balkenstatik und für das Feld 5 (vorgelagertes Einlaufbauwerk, reduzierter Mauerquerschnitt durch 2 Triebwasserleitungen) mittels FEM-Berechnung durchgeführt. Auf Grund mangelnder Kenntnis der Sohlwasserdruckverhältnisse wurde in dieser Berechnung das auch als kritisch zu bewertende Feld 7 ausgegliedert. Nach dem Abteufen neuer SWD-Messstellen 1999 wurden mit den nun aktuellen Stau- und Sohlwasserdruckverhältnissen die Felder 6 und 7 in einer Kontrollberechnung (April 2000) neu beurteilt.

Die 1999 niedergebrachten SWD- und KWBR-Messstellen waren so angelegt, dass in Kombination mit den vorhandenen SWD-Messstellen (Messglocken aus der Bauzeit, ingenieurgeologische Erkundungsbohrungen 1995) eine Potenzialverteilung über den Mauerquerschnitt der Gründungssohle in 7 Profilen messbar wurde (**Abb. 1**).



Mit beiden Berechnungen konnte für den maßgeblichen Lastfall LF 1a-A, Stauziel, die Standsicherheit der Mauer, bedingt durch einen z.T. extrem hohen Sohlwasserdruck, in den Feldern 6 und 7 nicht normgerecht nachgewiesen werden. Zur Einhaltung der Sicherheitskriterien für diesen Lastfall war in den 7 Berechnungsprofilen eine z.T. drastische Herabminderung des vorhandenen Sohlwasserdruckes erforderlich, beispielsweise für das kritische Profil 5 (Feld 6) von $m=0.860$ auf $m=0.204$.

Für das Erreichen dieser Zielstellung wurde als Sanierungslösung das Niederbringen eines unterschiedlich dimensionierten Dichtungsschleiers in Kombination mit Entlastungsbohrungen vorgesehen. Dabei soll der Dichtungsschleier vorrangig die Sickerwassermenge aus dem Bereich der Gründungsfuge und des Untergrundes vor allem am rechten Hang und der rechten Talsohle auf ein vertretbares Maß herabsetzen. Der Abminderung des vorhandenen Sohlwasserdruck dienten vorrangig die Entlastungsbohrungen.

Nach Abschluss der Sanierungsarbeiten sollte die Standsicherheit in den 7 Berechnungsprofilen mit den aktuellen Werten der SWD-Verteilung durchgeführt werden, um die Einhaltung der Sicherheitskriterien nach DIN 19 700, Teil 11 und DVWK-Merkblatt 242/1996 nachzuweisen.

3 Geologisch-hydrogeologische Verhältnisse

Den Sperrenuntergrund bilden überwiegend magmatische Gesteine (Diabas), welche zur Zeit des Unteren Oberdevon oberflächennah in die vorher abgelagerten Tonschiefer des Mitteldevons eingedrungen sind.

In der Umgebung der Sperrstelle unterscheidet man ein unteres und oberes Diabaslager, die durch eine Tonschieferfolge getrennt werden, welche am linken Hangfuß (Feld 1) eine Mächtigkeit von 25 m erreicht.

Der Diabas ist dunkel-graugrün mit feinkörniger bis dichter, dunkler Grundmasse und größeren Einsprenglingen (bis 1,5 mm) von Augit und Plagioklas. Das Gestein ist frisch, im Wesentlichen unverwittert, sehr fest und zäh und sondert massig ab.

Nach der statistischen Auswertung im Gefügediagramm spielen die primär angelegten Kontraktionsklüfte keine bedeutende Rolle im Trennflächenverband, sondern mehr die sekundär tektonisch angelegten Klüfte, die annähernd der rheinischen ($126/68^0$), erzgebirgischen ($355/70^0$) und eggischen ($74/70^0$) Streichrichtung folgen.

Die 1995 niedergebrachten Erkundungsbohrungen, in denen zahlreiche WD-Versuche durchgeführt wurden sowie die durchgehenden WD-Versuche in den Injektionsbohrungen im Bereich des Dichtungsschleiers (Feld 5-8) zeigten die hydrogeologischen Verhältnisse im Untergrund der Staumauer eindeutig auf.

Für den Bereich der Gründungsfuge fällt zunächst die große Streubreite der WD-Werte von 0 bis 120 l/min. x m sowohl in der Talsohle als auch an den Hängen auf, wobei die hohen Werte (über 10 l/min. x m) der Talsohle auf das Feld 6, Werte über 20 l/min. x m auf die Hangfelder (vor allem Feld 7 und 8) beschränkt sind. Die Mittelwerte der Durchlässigkeit in der Gründungsfuge liegen weit über der Gebirgsdurchlässigkeit. Die WD-Versuche machten deutlich, dass auf der Gründungsfuge der Mauer eine verstärkte Wasserzirkulation gegenüber den liegenden Gebirge auftritt, die aber nicht durchgängig ausgebildet ist. Vereinzelt zeigen Bereiche einen relativ dichten Anschluss der Mauer am Gebirge.

Generell ist die Gebirgsdurchlässigkeit am rechten Hang höher als am linken Hang und an beiden Hängen höher als in der Talsohle.

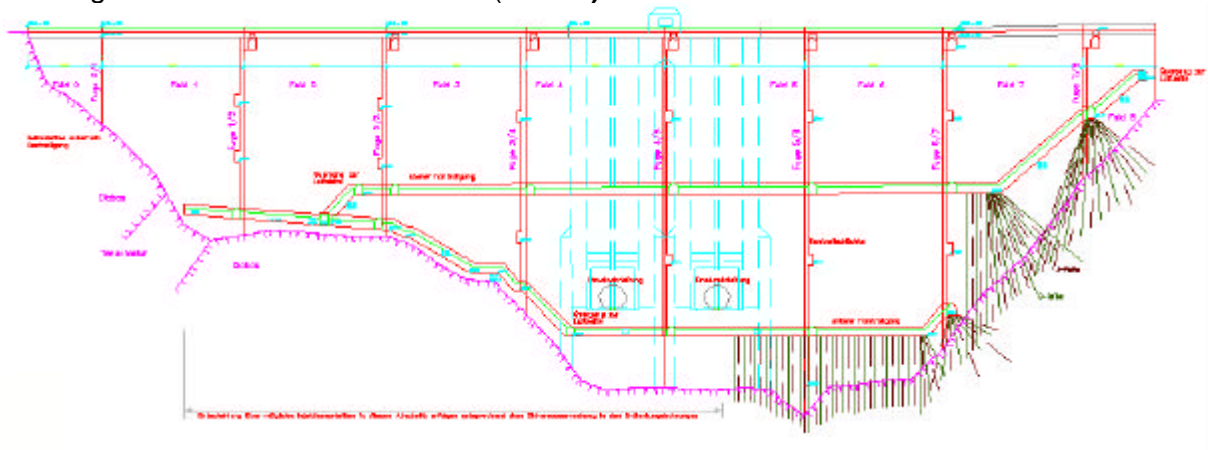
Aus der folgenden Tabelle ist unschwer abzulesen, dass sowohl an den Hangbereichen als auch in der Talsohle die WD-Werte eine deutliche Teufenabhängigkeit erkennen lassen und dass das Gebirge in der Talsohle 6 m, an den Hängen 8 m unter Gründungsfuge nur noch schwach durchlässig bis praktisch dicht ist.

Teufe (m)	Linker Hang	Talsole	Rechter Hang
GF	29,5	12.1	65,2
- 2	9,1	2,3	24,5
-4	8,4	1,3	14.5
-6	3,8	0.2	7,8
-8	0.4	0.1	0.0
-10	0.2	0.1	0.0

Tabelle 1 Abhängigkeit der WD-Werte (l/min. x m bei 5 bar) von der Teufe und Lokalität (Mittelwerte)

4 Sanierungsmaßnahmen

Der Schwerpunkt der Verpressarbeiten für den Dichtungsschleier lag in den Feldern 6 bis 8 mit hohen Sohlwasserdrücken bei gleichzeitig hohem Sickerwasserandrang aus der Gründungsfuge bzw. dem Untergrund. Dabei erfolgten die Injektionsarbeiten sowohl vom unteren wie auch vom oberen Kontrollgang und endeten nach den Ergebnissen der bisherigen Messdaten in Mitte Feld 5 (**Abb. 2**).



Generell wurde ein zweireihiger Schleier mit Bohrlochabständen von 2 m und einem Reihenabstand von 1 m in Höhe der Gründungsfuge ausgeführt, wobei generell zuerst die Bohrungen der wasserseitigen A-Reihe, anschließend die Bohrungen der luftseitigen B-Reihe verpresst wurden. Die Tiefe der Schleierbohrungen richtete sich nach den Ergebnissen der vor den Verpressarbeiten durchgeführten WD-Versuche. Sie reichten generell bis in den praktisch dichten bis schwach durchlässigen Gebirgsabschnitt, der in den Feldern 5 und 6 ab max. 6 m, in den Feldern 7 und 8 ab max. 8 m unter Gründungssohle begann. Vereinzelt Injektionsbohrungen wurden bis 12 m unter Gründungsfuge niedergebracht, um die Tiefenlage des praktisch dichten Gebirges zu bestätigen. Die Injektionsbohrungen wurden in Abhängigkeit vom Bohrlochansatzpunkt und dem Verlauf der Gründungsfuge mit unterschiedlichem Azimut und Neigungen zwischen 0 und 40° z. V. abgeteuft. Zunächst wurden die Bohrungen bis 1 m unter Gründungssohle geführt und bei hohen WD-Werten im Gründungsbereich „von oben nach unten“ verpresst. Nach dem Aufbohren und dem Weiterbohren bis zur Endteufe wurden dann die 2 - 3 m langen Verpressetagen „von unten nach oben“ bis zum Bohrlochmund injiziert. Lag der WD-Wert im Gründungsbereich unter 5 l/min. x m bei 0,5 MPa Prüfdruck wurde das gesamte Bohrloch „von unten nach oben“ verpresst

Nach Abschluss der Injektionsarbeiten in den jeweiligem Verpressabschnitt wurde der Dichtungserfolg durch WD-Versuche in Kontrollbohrungen überprüft, die mittig zwischen der A- und B-Reihe angeordnet wurden.

Der max. Verpressdruck beträgt 1 MPa. Am Ende der Injektion wurde bei Erreichen der Sättigung des Gebirges der Enddruck 10 Minuten gehalten.

Bei den WD-Versuchen und Injektionsarbeiten wurden pneumatisch zu spannende Einfachpacker (Manschettenlänge 600 mm) verwendet. Bei den WD-Versuchen erfolgt die Druckmessung in der Prüfetage, bei den Verpressarbeiten unmittelbar neben dem Bohransatzpunkt. Die Registrierung erfolgt sowohl bei den WD-Versuchen als auch bei den Injektionsarbeiten über elektronische Druck-Mengenschreiber.

Als Injektionsgut diente eine Suspension auf Zementbasis mit einem Zusatz von Bentonit (ca. 4 % des Zementgewichtes) zur Stabilisierung. Auf Grund der weichen Wässer im Einzugsgebiet wurde ein sulfatbeständiger Portlandzement mit hoher Mahlfineinheit (Blaine-Wert 5400 cm²/g), einem günstigen Erstarrungsverhalten und ein geringes Absetzmaß eingesetzt. Die Wasserzementzahl betrug je nach Kluftspezifik und Aufnahmevermögen zwischen 0.8 und 3.0.

Nach Abschluss der Verpressarbeiten wurden an der Luftseite des Unteren Kontrollganges im Abstand von 2 m Entlastungsbohrungen in den Feldern 1 bis 7 niedergebracht, d.h., auch in den Feldern, in denen kein Dichtungsschleier ausgeführt wurde. Sie wurden unter 10^0 z. V. luftseitig geneigt und reichen i.M. 5 m unter die Gründungsfuge der Mauer.

5 Sanierungsergebnisse

5.1 Feststoffaufnahme und Durchlässigkeit des injizierten Gebirges

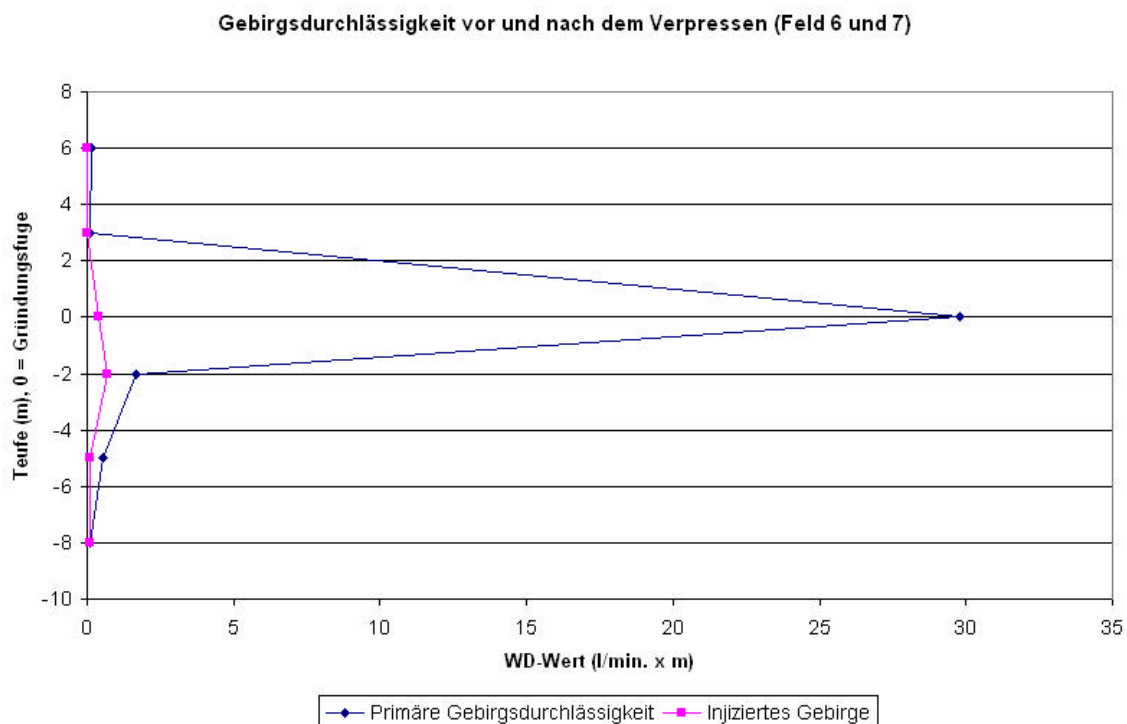
In Abhängigkeit von der Wasserdurchlässigkeit traten erwartungsgemäß in der Gründungsfuge bei der zuerst geteufte A-Reihe die weitaus höchsten Feststoffaufnahmen in den Feldern 6-8 auf, wobei der Mittelwert von 41 kg/m einen vergleichsweise niedrigen Wert darstellt, aber deutlich über der Feststoffaufnahme des Gebirges liegt. Die maximalen Aufnahmemengen lagen zwischen 100 und 250 kg/m. Durch das Verpressen auf der A-Reihe wurde schon eine gewisse Vorverdichtung der Gründungsfuge erreicht, so dass die anschließend niedergebrachte B-Reihe erkennbar niedrigere Aufnahmemengen im Bereich der Gründungsfuge aufwies (i.M. 16 kg/m).

Die Feststoffaufnahme des Gebirges war minimal und erreichte in der Verpressetage unmittelbar unter den Gründungsbereich i.M. 13 kg/m, 6 m unter der Gründungsfuge sank sie i.M. auf 6 kg/m.

Eine Ausnahme bildete das Feld 5, wo die Feststoffaufnahme durchgehend sehr gering war und im Gründungsbereich (i.M. 13,7 kg/m) nicht wesentlich über der des liegenden Gebirges (9,2 kg/m) lag. Einen Unterschied zwischen den Aufnahmemengen der A- und B-Reihe gab es nicht.

Die Feststoffaufnahme ca. 4 - 6 m unter Gründungsfuge lag in den Talfeldern 5 und 6 in der gleichen Größenordnung wie die Feststoffaufnahme im Beton des Mauerkörpers.

Mit den durchgeführten Verpressarbeiten konnte trotz der geringen Feststoffaufnahmen die primäre Gebirgsdurchlässigkeit (siehe Kap. 3) drastisch herabgemindert werden (**Abb. 3**).



Die Restdurchlässigkeit im Schleierbereich betrug nach dem Ergebnis der Kontrollbohrungen i.M. 0,7 l/min. x m bei 5 bar Prüfdruck, wobei die Restdurchlässigkeit im Bereich der Gründungsfuge etwas geringer als die im Gebirge ist. Sowohl in der Talaue als auch am rechten Hang wurde ein Dichtungserfolg von 97 % erreicht.

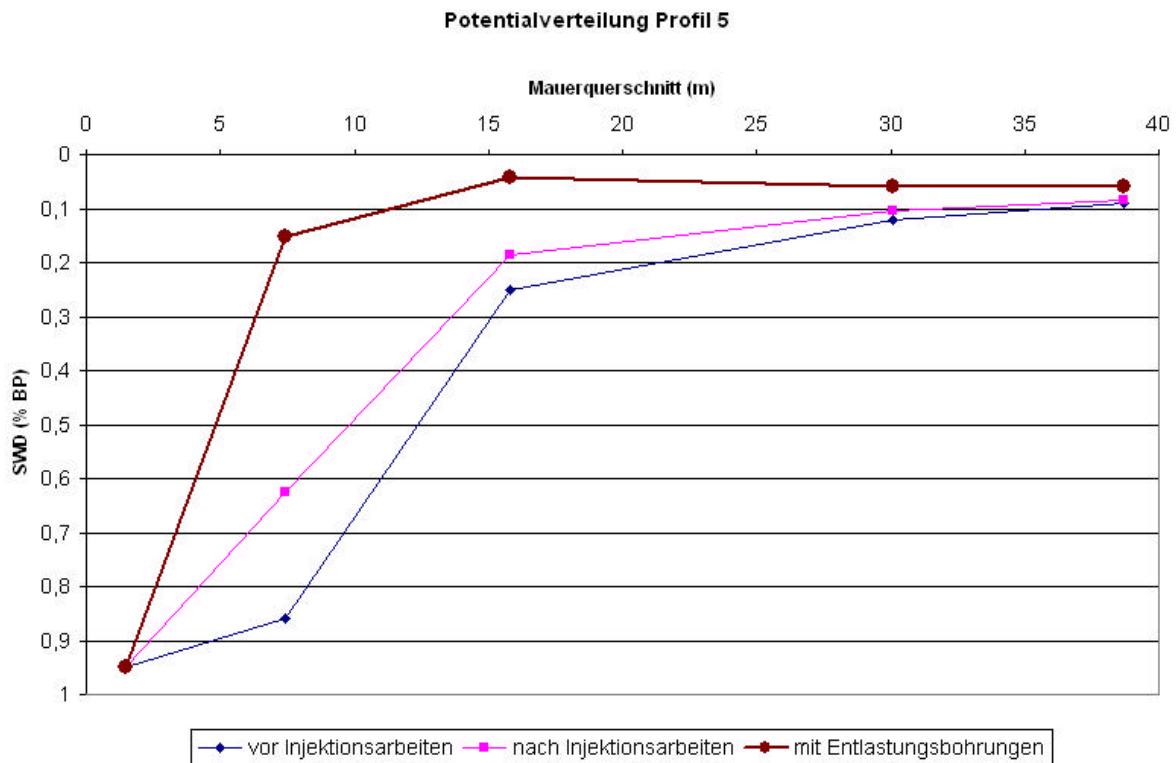
5.2 Sohlwasserdruck

Die deutliche Herabminderung des Sohlwasserdruckes in den als kritisch zu bewertenden Feldern 6 und 7, war oberstes Ziel der Sanierungsarbeiten mittels Dichtungsschleiers und Entlastungsbohrungen. In diesen Feldern erfolgte eine zwischenzeitliche Messung des Sohlwasserdruckes nach Beendigung der Injektionsarbeiten vor Niederbringung der luftseitigen Entlastungsbohrungen, um den Anteil der beiden Maßnahmen an der Reduzierung des Sohlwasserdruckes festzustellen. In dem Berechnungsfeld 4 ohne Verpressarbeiten bewirken nur die Entlastungsbohrungen eine Reduzierung des Sohlwasserdruckes. Die Ergebnisse (in % des Beckenpegels) sind der folgenden Tabelle zu entnehmen.

Feld	SWD-Wert vor den Sanierungsmaßnahmen	SWD-Wert nach den Verpressarbeiten	SWD-Wert nach Abteufen der Entlastungsbohrungen
2	55		14
6	86	62	14
7	65	31	2

Tabelle 2 SWD-Werte in % des Beckenpegels in der Ebene luftseitiger Kontrollgang (ca.7 m luftseitig des wasserseitigen Mauerfußes)

Mit den durchgeführten Sanierungsmaßnahmen konnte eine drastische Reduzierung des Sohlwasserdruckes vor allem in den kritischen Feldern 6 und 7 über den gesamten Mauerquerschnitt erreicht werden (**Abb. 4**).



5.3 Sickerwasser

Die größte messbare Sickerwassermenge aus dem Untergrund tritt wasserseitig der Kontrollgangachse im Schacht der FF 7/8 sowie luftseitig (max. 1,5 l/s) der gleichen Fuge auf.

Einen Überblick über die Höhe der anfallenden Sickerwassermenge im Schnitt Kontrollgang vor den Sanierungsmaßnahme ergab sich beim Öffnen der vorhandenen SWD-Messstellen. Die Sickerwassermenge aus den SWD-Messstellen der Felder 1 bis 5 war, unabhängig von der Größe des Sohlwasserdruckes, gering bis sehr gering (max. 87 ml/s SWD 30 in Feld 1). In den Feldern 6 und 7 lag sie bedeutend höher und erreichte Werte bis 1500 ml/s (SWD 6.1 in Feld 6). Nach den gemessenen Sickerwassermengen erfolgte die Beschränkung des Dichtungsschleiers auf die Felder 5 bis 8.

Nach Abschluss der Sanierungsmaßnahmen betrug die messbare Sickerwassermenge aus den Entlastungsbohrungen im Kontrollgang für die Felder 1 bis 3 ca. 280 ml/s, für die Felder 4 bis 7 ca. 130 ml/s. Die letztgenannte Sickerwassermenge kann näherungsweise für die Größe der Dichtungsschleierdurchströmung angesetzt werden und weist neben den Ergebnissen der Kontrollbohrungen die optimale Wirksamkeit des Dichtungsschleiers nach.

6 Standsicherheit

Nach Abschluss der Sanierungsarbeiten wurde die Standsicherheit in den 7 Berechnungsprofilen mit den aktuellen Werten der SWD-Verteilung durchgeführt. Aus den Berechnungsergebnissen der Balkenstatik lassen sich für die Mauer der Talsperre Bleiloch eine ausreichende Standsicherheit und Gebrauchsfähigkeit entsprechend den Vorgaben der DIN 19 700/Teil 11 und dem DVWK-Merkblatt 242/1996 ableiten.

Für den maßgebenden Lastfall 1.1 A – Vollstauziel, dessen Nachweis vor den Sanierungsmaßnahmen in den Feldern 6 und 7 nicht normgerecht geführt werden konnte, wurden in allen horizontalen Schnittebenen des Mauerkörpers rechnerisch über die gesamte Querschnittsbreite in allen Berechnungsprofilen Druckspannungen ausgewiesen. Die maximalen Spannungen treten jeweils am luftseitigen Mauerfuß auf und erreichen ihre höchsten Werte im Berechnungsprofil 5 (größter Mauerquerschnitt):

Normalspannung	$\sigma_y = - 1.129 \text{ MN/m}^2$
Hauptspannung	$\sigma_{II} = - 1.698 \text{ MN/m}^2$

Bei diesem Lastfall treten keine Zugspannungen auf.

Mit den ermittelten Spannungsgrößen können alle Sicherheitskriterien eingehalten werden. Die minimale Gleitsicherheit im Mauerkörper wird in der untersten Schnittebene erreicht und schwankt zwischen $\eta_{\text{erf.}} = 6.89$ (Berechnungsprofil 5) und 14.41 (Berechnungsprofil 4).

Damit ist $\eta_{\text{vorh.}} = 6.89 > \eta_{\text{erf.}} = 1.5$.

In der Gründungssohle der jeweiligen Berechnungsprofile liegt die minimale Gleitsicherheit zwischen $\eta_{\text{vorh.}} = 4.76$ (Berechnungsprofil 3) und 8.59 (Berechnungsprofil 4). Für die errechnete Gleitsicherheit ist kein Kohäsionsanteil erforderlich.

Die Kriterien für die Standsicherheit und Gebrauchsfähigkeit der Mauer werden rechnerisch uneingeschränkt erfüllt.

Verfasser

Dr. rer. nat. Jochen Meister
Hydroprojekt Ingenieurgesellschaft mbH
Dittelstedter Grenze 3
99099 Erfurt
Tel.: 036/43 74 64 00
E-Mail: cw@hydroprojekt.de

Dipl.-Ing. Steffen Linke
Vattenfall Europe Generation AG & Co. KG
Chauseestraße 23
10115 Berlin