

# Neubau Weserschleuse Minden

## Geotechnische Fragestellungen bei Planung, Entwurf und Ausführung

Dipl.-Ing. Regina Kauther, Dr.-Ing. Markus Herten, Bundesanstalt für Wasserbau

---

Im Beitrag werden neben einer kurzen Einführung in die lokale Geologie die dreiphasige Erkundung des Baugrundes und die Bestimmung wesentlicher geotechnischer Berechnungsparameter beschrieben. Zur Minimierung der Verformungen der Schachtschleuse wurde auf der Westseite ein verformungsarmer Baugrubenverbau in Form einer überschnittenen Bohrpfahlwand und auf der Ostseite eine deutlich kostengünstigere Baugrubenböschung ausgeführt. Mit Hilfe von Finite-Element-Berechnungen wurden sowohl die Verformungen der benachbarten Schachtschleuse als auch die des Verbaus prognostiziert. Mit dem gleichen Modell wurde auch bereits während der Entwurfsphase die Erddruckeinwirkung und damit der Erddruckansatz für die statischen Berechnungen in der Entwurfsphase und für die folgende Ausführungsplanung im Lastenheft festgelegt. Die Standicherheit der steilen Felsböschungen wurde sowohl mit Hilfe numerischer als auch analytischer Methoden berechnet.

Langfristige Projektaufgaben, wie die geotechnische und geohydraulische Beratung während der Planung, dem Entwurf und der Ausführung der neuen Weserschleuse, bieten neben der Bearbeitung der Routineaufgaben auch die Möglichkeit, neue Verfahren und Vorgehensweisen zu testen und damit auch Entwicklungen voranzutreiben und Forschungen auch in Kooperation mit externen Partnern anzustoßen, wofür hier drei Beispiele beschrieben werden.

### 1 Einleitung

Der Mittellandkanal (MLK) kreuzt bei Minden das rund 3 km breite Wesertal. An der Kreuzungsstelle liegt der Kanalwasserspiegel rund 13 m über dem Mittelwasserstand der Weser und rund 10 m über dem umgebenden Gelände. Zwei kurze Kanäle verbinden die Wasserstraßen. Im Nordabstieg befindet sich die zwischen 1911 und 1914 erbaute Schachtschleuse mit Kammerabmessungen von 85 m x 10 m und einer Drempeltiefe von 4 m, während im Südadstieg zwei Schleusen mit ähnlichen Abmessungen, jedoch geringeren Drempeltiefen von 3,30 m in Betrieb sind.

Nach ihrer nunmehr 100-jährigen Betriebszeit wurde die Schachtschleuse durch ein neues Schleusenbauwerk ersetzt, das die heute üblichen Frachtschiffstypen aufnehmen kann. Mit einer Kammernutzlänge von 139 m, einer Breite von 12,50 m und einer Drempeltiefe von 4 m können Großmotorgüterschiffe (GMS) diese Schleuse durchfahren. Die neue Schleuse wurde mit einem Achsabstand von 52 m östlich der Schachtschleuse errichtet. Ihr Unterhaupt ist gegenüber dem der Schachtschleuse ca. 20 m nach Norden verschoben.

## 2 Baugrundverhältnisse und Grundwassersituation

### 2.1 Geologie

Die Schleuse Minden liegt geografisch im Grenzgebiet zwischen dem norddeutschen Flachland und dem Nordrand der deutschen Mittelgebirgsschwelle. Die regionale Schwelle des Wiehen- und Wesergebirges wird von der Weser bei Porta Westfalica in einem engen Taldurchbruch durchquert. Nördlich von Porta Westfalica fließt die Weser in ungefährer Süd-Nord-Richtung in einem breiten flachen Tal, der Weserniederung. Westlich der Schleuse verläuft der 15 m bis 25 m hohe Steilhang, der die Hochfläche von Minden-Hahlen-Friedewald-Petershagen mit dem Wesertal verbindet. Der geologische Bericht weist den Fels im unmittelbaren Schleusenbereich als dunkelgraues bis schwarzgraues fein- bis feinstkörniges kreidezeitliches Sedimentgestein (Schluff/Tonstein) aus dem Unter-Hauterive aus. Im Tonstein treten Toneisensteingeoden auf. Geoden sind ovale oder auch knotig-längliche Konkretionen, d. h. verfestigte Sedimentgesteinskörper, die härter und verwitterungsresistenter sind als das Wirtsgestein. Die überlagernden quartären Schichten bestehen aus fluviatilen Ablagerungen aus Sand und Kies, bereichsweise auch aus Auelehm sowie anthropogenen Auffüllungen, die vor allem im Zusammenhang mit dem Bau des Mittellandkanals und der Kanalisierung der Weser entstanden sind.

### 2.2 Baugrunderkundungsprogramm

Der Baugrund im Bereich des Baufelds wurde mit Hilfe von 39 Bohrungen und 39 Druck- und Rammsondierungen erkundet. Etwa die Hälfte der Bohrungen wurde zu Grundwassermessstellen ausgebaut. Der Baugrundaufschluss erfolgte in Abstimmung mit dem Bauherrn in drei Phasen. In der Phase I, in der die Lage der neuen Schleuse noch nicht genau feststand, wurden Informationen aus vorhandenen Bohrprofilen sowie aus den Bauunterlagen für die Schachtschleuse ausgewertet. Aufgrund der unzureichenden Tiefe dieser Bohrungen bestanden Informationsdefizite, insbesondere über eine mögliche Zonierung und die Baugrundkennwerte der Tonsteinschicht. Um hier möglichst schnell zu Informationen zu gelangen, die in die Entwurfsplanung einfließen können, wurde in

der Phase II der Umfang der Baugrundaufschlüsse auf sechs Bohrungen (bis in eine Tiefe von 10 m unter der zukünftigen Schleusensole) sowie sechs Spitzendrucksondierungen (CPT) beschränkt. Die Bohrungen wurden direkt im Baufeld ausgeführt und intensiv beprobt. Zielstellung der in-situ Versuche war die Ermittlung der Elastizitätsparameter sowie der Durchlässigkeit des Fels als Grundlage für geomechanische und geohydraulische FE-Berechnungen. Im Quartär wurden mehrere Kurzpumptests, im Fels acht Wasserdrucktests (WD-Tests) und neun Bohrlochaufweitungsversuche (BAV) als Dilatometerversuche unter Verwendung des Dilatometers IF 096 durchgeführt. Um Elastizitätsparameter und Durchlässigkeitswerte einander zuordnen zu können, wurden die Versuche alternierend beim Abteufen der Bohrungen ausgeführt. Auf der Grundlage der Baugrunduntersuchungsphasen I und II wurde der Entwurf der Weserschleuse erarbeitet.

Nach Vorliegen der konkreten Entwurfsplanung für den Neubau wurde in einer dritten Phase ein Baugrundaufschlussprogramm als Hauptuntersuchung nach DIN 4020 bzw. EAU E1 durchgeführt. Durch die gewählte Vorgehensweise konnte die Forderung des EC 7, Band 2, belastbare geotechnische Informationen in den verschiedenen Projektphasen zur Verfügung zu stellen, erfüllt werden. Von Vorteil war auch, dass die Baugrundaufschlüsse so unmittelbar im Bereich der endgültigen Lage der Teilbauwerke, wie z. B. dem Oberhaupt, angeordnet werden konnten. Die Ausführung der Bohrarbeiten in den Erkundungsphasen II und III erfolgten durch die Firma Wöltjen GmbH. Bild 1 gibt eine Übersicht über Anzahl und Lage der Aufschlussbohrungen in den drei beschriebenen Phasen.

Im Rahmen der Erkundungsphase III wurden in drei Bohrungen im Fels geophysikalische Messungen durch die Firma BLM Gesellschaft für Bohrlochmessungen GmbH mit den Zielstellungen einer quantitativen und qualitativen Trennflächenanalyse zur Bestimmung des Durchtrennungsgrades des Fels sowie der Ermittlung der Dichte des Tonsteins ausgeführt. Voraussetzung war hier, dass das Bohrloch für die Zeit der Messungen standsicher ist. Trotz anfänglicher Bedenken hinsichtlich einer zu starken Trübung des Wassers im Bohrloch durch Tonsteinzerreißel und an der Bohrlochwandung verbliebenen Bohrschmand wurde auch ein optischer Bohrlochscanner mit sehr gutem Erfolg eingesetzt. Zusätzlich wurden in vier ca. 10 m voneinander entfernten

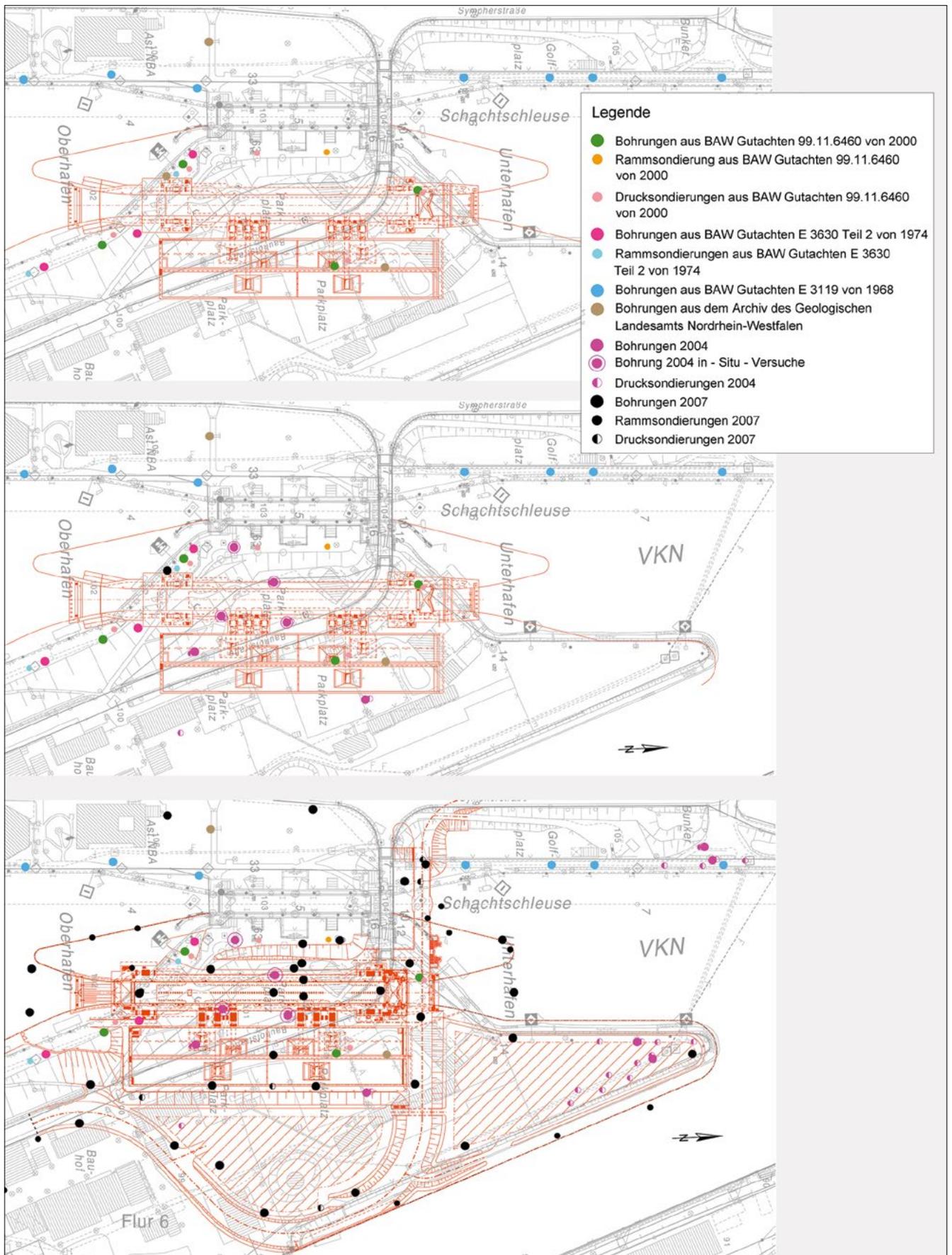


Bild 1: Lage der Bohrungen und Sondierungen im Baufeld in den drei Baugrunderkundungsphasen

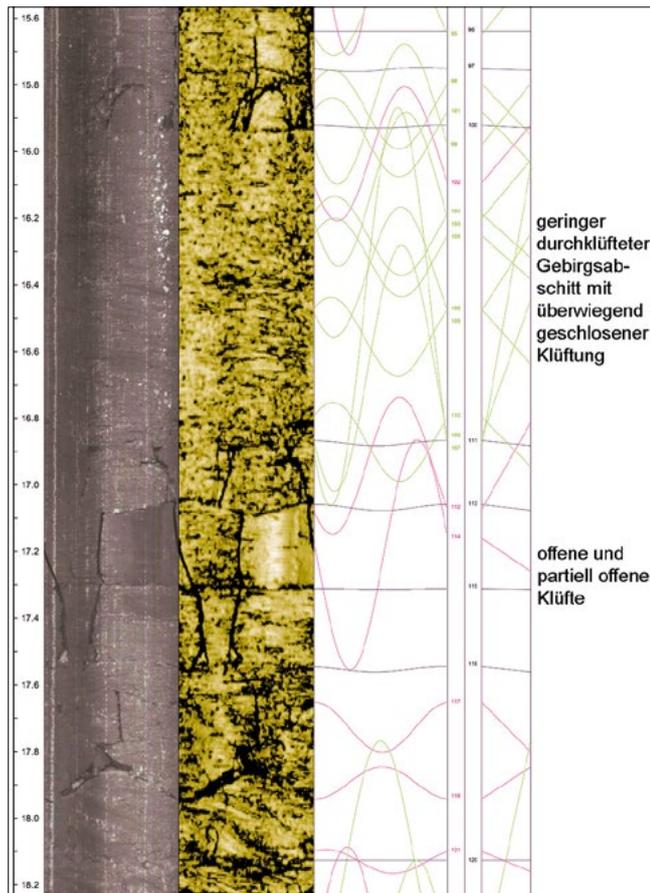


Bild 2: Ausschnitt aus dem optischen und akustischen Scan der Bohrung BKF 43 (Quelle: BLM, Gommern)

Bohrungen Crossholemessungen von der Firma GeoFact GmbH durchgeführt. Hierbei werden die Laufzeiten der durch stoßartige Anregung erzeugten Kompressions- und Scherwellen zwischen den Bohrungen gemessen. Von besonderem Interesse war auch hier die Abhängigkeit aller Parameter von der Tiefe. Bild 2 zeigt einen Ausschnitt aus dem optischen und akustischen Scan der Bohrung BKF 43 mit der Auswertung der vorhandenen Trennflächen.

Durch das Baugrundaufschlussprogramm konnte der im geologischen Bericht beschriebene Schichtenaufbau im Bereich des Baufeldes bestätigt werden. Die Schichtmächtigkeit der Auffüllung beträgt bis zu 12 m. Die Böden der aufgefüllten fluvio-glazialen Ablagerungen ließen sich von den natürlich anstehenden fluvio-glazialen Ablagerungen anhand von Klassifizierungsversuchen kaum unterscheiden. Deutliche Unterschiede bestehen jedoch zwischen der Festigkeit der Auffüllungsböden und der Festigkeit des nicht-bindigen Anteils der fluvio-glazialen Ablagerungen. Hier konnte auf der Grundlage der Sondiererergebnisse für die fluvio-glazialen Ablagerungen von einer über-

wiegend großen bis sehr großen Festigkeit ausgegangen werden. Die Grenze zwischen der Auffüllung mit geringer Festigkeit und den fluvio-glazialen Ablagerungen wurde deshalb mit Hilfe der Ergebnisse aus den Drucksondierungen festgelegt. Die Oberfläche der Tonsteinschicht steht im Bereich der neuen Schleuse horizontstabil an und fällt im Bereich der Sparbecken bis zum Bauhafen um bis zu 4 m ab. Der Tonstein besitzt ein ausgeprägtes orthogonales Trennflächensystem mit einer flach einfallenden Schichtung und dem Vorherrschen von steilen bis senkrechten Klüften. Der Schichtflächenabstand reicht von fein laminiert bis dick nach der Einteilung der Tabelle 6 der DIN EN ISO 14689-1. Der Klüftflächenabstand liegt zwischen außerordentlich engständig bis mittelständig nach Tabelle 8 der gleichen Norm. Nach der Tabelle 5 kann die Festigkeit des Tonsteins im bergfrischen Zustand in die Kategorien „gering“ bis „mäßig hoch“ eingeordnet werden, die mit einaxialen Festigkeiten von  $q_{u, \text{Einax}}$  von 5-25 MPa bzw.  $q_{u, \text{Einax}} = 25-50$  MPa korreliert sind. Auf der gleichen Grundlage können die Tonsteinproben als „schwach verwittert bis frisch“ klassifiziert werden. Ein gradueller Übergang im Sinne eines Verwitterungsprofils bis zum frischen Fels konnte nicht nachgewiesen werden. Allerdings ließ sich in einigen Bohrungen ab der Festgesteinsoberkante eine bis in eine gewisse Tiefe zusammenhängende Zone reduzierter Festigkeit beobachten. Die Bereiche reduzierter Festigkeit können bis einige Meter in den Fels hineinreichen. Die Bohrkernaufnahme in Bild 3 zeigt die charakteristische Schichtenfolge.

Der kreidezeitliche Tonstein aus Minden ist zudem ein typischer Vertreter der veränderlich-festen Gesteine. Veränderlich-feste Gesteine verlieren unter Witterungseinflüssen, d. h. bei Trocknungs-Befeuchtungswechsel innerhalb relativ kurzer Zeit ihre Festigkeit. Da dieser Festigkeitsverlust nicht reversibel ist, müssen entsprechende Schutzmaßnahmen getroffen werden.

Die Auswertung der Grundwasserstandsmessungen ergab großräumig sowohl für den quartären Porengrundwasserleiter als auch für den aus dem Tonstein gebildeten Klüftgrundwasserleiter eine Grundwasserströmung von Westen zur Weser, die den regionalen Hauptvorfluter darstellt. Die hydraulische Durchlässigkeit der quartären Sedimente wurde auf der Grundlage der Kurzpumptests und von Laborversuchen in einer Größenordnung von  $k = 10^{-3}$  m/s ermittelt. Die Auswertung der WD-Tests, die in der Erkundungsphase II in vier Aufschlussbohrungen in



Bild 3: Charakteristische Schichtenfolge im Baufeld der Weserschleuse

jeweils zwei Höhenlagen im Tonstein durchgeführt wurden, ergab eine Durchlässigkeit des Fels von ca.  $k = 2 \cdot 10^{-6}$  m/s.

Aus heutiger Sicht wurde die Durchlässigkeit des Tonsteins durch die aus den WD-Tests ermittelten Werte deutlich unterschätzt. In drei zusätzliche Bohrungen wurden deshalb insgesamt zehn geohydraulische Tests (Bohrlochversuche) mit Einfachpackern in verschiedenen Bohrlochabschnitten durchgeführt. Die geohydraulischen Tests, die hier als Slug-Tests und Injektionstests mit konstanter Fließrate ausgeführt wurden, ermöglichen aufgrund der Versuchsdurchführung eine vollständige Auswertung der instationären Grundwasserdruck- und Durchflussmessungen und damit eine wesentlich zuverlässigere Ermittlung der Durchlässigkeit von Fels (Kauther et al., 2013). Die Abweichung zwischen den aus den unterschiedlichen Versuchen ermittelten Durchlässigkeiten des Fels ist wahrscheinlich im Wesentlichen auf einen lokalen hydraulischen Widerstand an der Bohrlochoberfläche zurückzuführen. Dieser kann durch bei der Auswertung von lediglich quasistationären Fließzuständen im WD-Test nicht berücksichtigt werden.

Zusätzlich wurden die Bohrungen nach der Durchführung der Bohrlochtests zu Entnahmebrunnen ausgebaut und darin Pumpversuche durchgeführt. Pumpversuche sind aufgrund der längeren Versuchsdauer und der zumeist größeren Versuchsstrecke i. A. geeigneter, um die großräumigen Durchlässigkeitsverhältnisse zu charakterisieren. Bohrlochversuche ermöglichen dagegen eine höhendifferenzierte, kleinräumigere Ermittlung der Durchlässigkeit. In diesem Fall ergab sich jedoch eine gute Übereinstimmung zwischen den aus den Bohrlochversuchen und den aus den Pumpversuchen ermittelten Durchlässigkeiten des Fels von ca.  $k = 2 \cdot 10^{-5}$  m/s. Die für einen aus Tonstein bestehenden Kluftgrundleiter relativ hohe ermittelte Durchlässigkeit lag damit um eine Zehnerpotenz über dem aus den WD-Tests ermittelten Wert. Beobachtungen und Messungen bei der Bauausführung bestätigten die Größenordnung der durch die Bohrlochversuche und Pumpversuche auf Grundlage instationärer Auswertungsverfahren ermittelten hohen Durchlässigkeit des Tonsteins.

### 3 Bestimmung der Elastizitäts- und Festigkeitsparameter

#### 3.1 Laboruntersuchungen

Da bei den Tonsteinproben schon bei geringen Standzeiten der Probe von ca. einer Stunde in der Raumluft Trockenrisse auftraten, wurde zur Vermeidung von Feuchtigkeitsverlusten jedes Kernstück, das im Labor weiteruntersucht werden sollte, in Alupapier eingeschlagen und mit flüssigem Paraffin beschichtet. Zusätzlich wurden die Kerne anschließend in alubeschichtete Kunststofffolien eingeschweißt. Aufgrund dieser Probenvorbehandlung wiesen die Proben im Ergebnis der Trocknungsversuche nahezu in-situ Wassergehalte  $w$  in der Größenordnung von 6 % auf.

Zur Ermittlung der Elastizitäts- und Festigkeitsparameter des Tonsteins wurden außer den beschriebenen Untersuchungen im Bohrloch auch einaxiale Druckversuche, Triaxialversuche, direkte Scherversuche auf den Schicht- und Kluftflächen des Tonsteins, Spaltzugversuche und Untersuchungen zum Kriechverhalten durchgeführt. Diese Untersuchungen wurden an das Institut für Gebirgsmechanik GmbH (IfG) in Leipzig vergeben.

Zusätzlich standen Ergebnisse eines Großscherversuchs aus dem Jahr 1976 in einem benachbarten Streckenabschnitt des Mittellandkanals zur Verfügung. Ausgewählte Ergebnisse aus dem Laborprogramm zur Bestimmung relevanter Berechnungsparameter werden im Folgenden dargestellt.

### 3.1.1 Einaxiale Druckversuche

Zur Quantifizierung gefügeinduzierter Anisotropie wurde die einaxiale Druckfestigkeit sowohl parallel zur Schichtung (quer zum Bohrkern) als auch senkrecht zur Schichtung (längs zum Bohrkern) bestimmt. Für den Tonstein in Minden ergaben sich bei qualitativer Ähnlichkeit der Spannungs-Dehnungskurven von parallel und senkrecht zur Schichtung belasteten Proben systematische Unterschiede für die Bruchspannung und die maximale Dehnung bis zum Bruch. Die Bruchfestigkeit der parallel zur Schichtung geprüften Proben beträgt im Mittel  $\sigma_{u,q} = 9,2 \text{ MN/m}^2$  mit einer Standardabweichung von  $1,9 \text{ MN/m}^2$ , senkrecht zur Schichtung ergab sich ein Mittelwert von  $\sigma_{u,l} = 7,7 \text{ MN/m}^2$  mit einer Standardabweichung von  $1,7 \text{ MN/m}^2$ . Die ermittelten einaxialen Festigkeiten sind damit geringer als diejenigen, die bei der Ansprache nach DIN 14689 bestimmt wurden. Der Bruch trat bei den parallel zur Schichtung belasteten Proben bei signifikant kleineren Bruchdehnungen als bei den senkrecht zur Schichtung belasteten Proben auf (Bild 4).

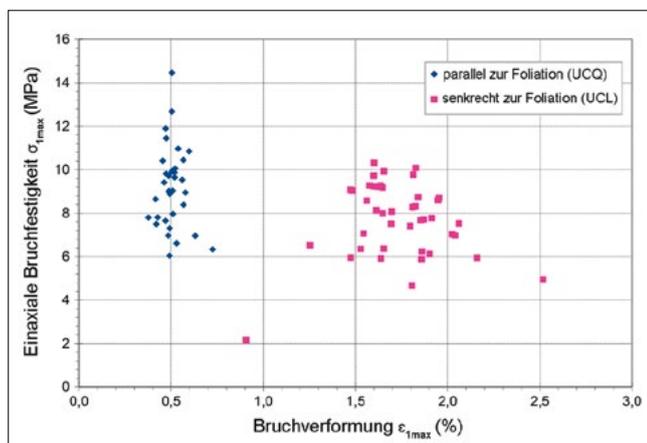


Bild 4: Einaxiale Druckfestigkeiten in Abhängigkeit der gemessenen Bruchverformungen (Quelle: IfG, Leipzig)

### 3.1.2 Elastizitätsparameter des Tonsteins

Für die Abschätzung des E-Moduls (Young-Modul) zur Verwendung in den FE-Berechnungen wurden die Ergebnisse der BAV und der einaxialen Druckversuche verwendet. Beim BAV wird der E-Modul als Sekantensteigung des Entlastungsastes der Arbeitslinie (gemittelte radiale Verformung über Druck) in einem Bereich zwischen 30 % und 70 % der maximalen Druckspannung ermittelt, wobei vorausgesetzt wird, dass der so berechnete „Gerätemodul“ näherungsweise dem E-Modul gleichgesetzt werden kann. Zusätzlich erfolgte anhand der gemessenen Werte eine Ermittlung der Elastizitätsmoduln mit Hilfe der Methode inverser Parameterbestimmung. Für den einaxialen Druckversuch erfolgt die Auswertung im Bereich zwischen 20 % und 50 % der maximalen Druckspannung. Unter Verwendung der gemessenen Kompressionswellengeschwindigkeit  $v_p$  aus den seismischen Bohrlochversuchen und den Crossholetests wurden ebenfalls elastische Moduln ermittelt. Alle berechneten Moduln sind in Bild 5 aufgetragen.

Das Diagramm zeigt, dass die geringsten E-Moduln mit den BAV ermittelt wurden. Aufgrund der größeren Testfläche und der Messung in situ bei den BAV kann der Modul als E-Modul des Fels (Gestein mit Trennflächen) im Vergleich zum (größeren) E-Modul des Gesteins bei den einaxialen Druckversuchen verstanden werden. Die wesentlich größer ermittelten E-Moduln auf der Grundlage der seismischen Messungen lassen sich als E-Modul für kleine Dehnungen ( $E_0$ ) interpretieren. Die berechneten E-Moduln aus den bohrlochphysikalischen Versuchen sind kleiner als die Werte aus den Crossholeversuchen und zeigen auch nur eine geringe Zunahme mit der Tiefe, was im Wesentlichen auf den Einfluss der Störung der Bohrlochwandung durch den Bohrvorgang zurückzuführen ist und somit ein plausibles Ergebnis darstellt. Die Zunahme des E-Moduls mit der Tiefe ist bei den beiden parallel zur Schichtung ausgeführten Versuchstypen (Einax quer, Crosshole) deutlicher.

### 3.1.3 Festigkeitsparameter des Tonsteins

Zur Ermittlung der Scherfestigkeit auf den Trennflächen (Schichtflächen und Klüftflächen) zur Verwendung in felsmechanischen Untersuchungen wurden 13 direkte Scherversuche in Mehrstufentechnik ausgeführt. Der Untersuchungsumfang umfasste sowohl Versuche im

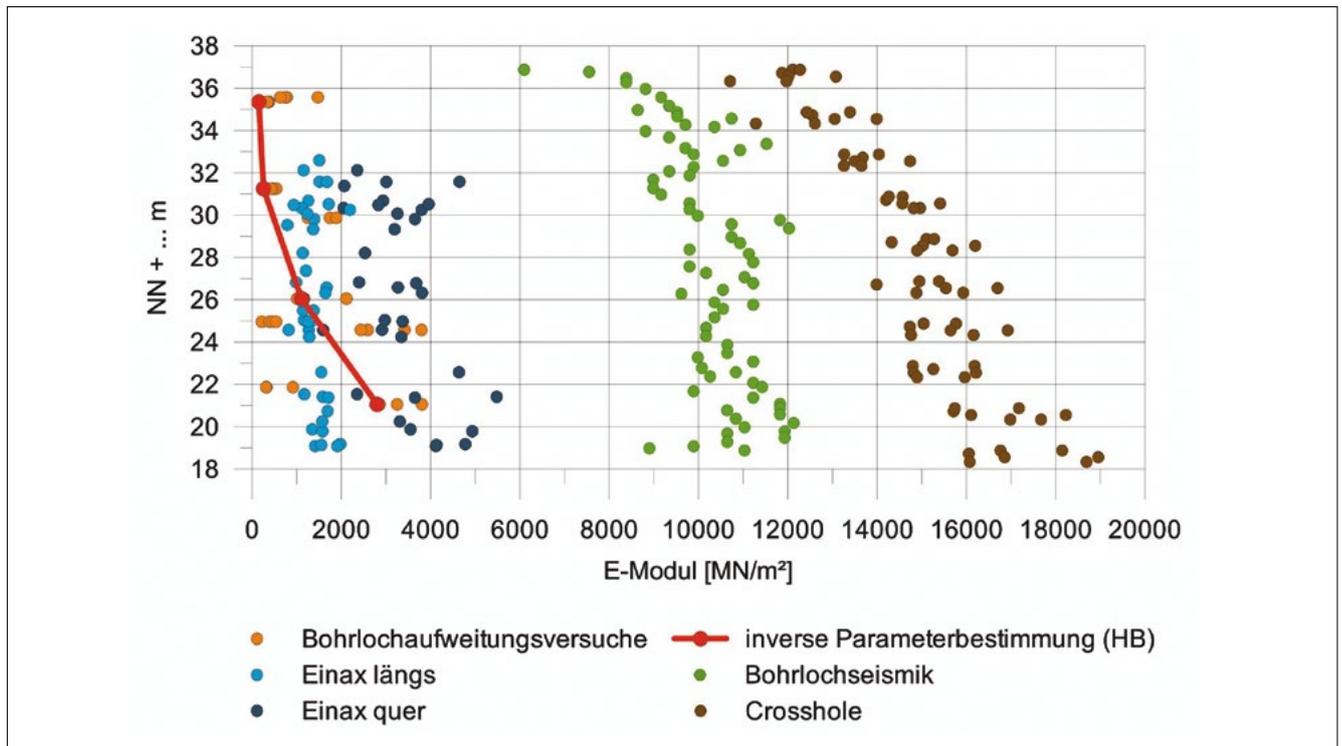


Bild 5: Vergleichende Darstellung der mit unterschiedlichen Versuchen ermittelten Elastizitätsparameter des Tonsteins

kompakten Tonstein, bei dem die Scherung parallel zur Schichtung erfolgte, sowie Versuche auf mechanisch vorgeschädigten Schichtflächen und auf Kluftflächen. Die ermittelten Mohr-Coulomb (MC) Parameter für das intakte Gestein betragen  $\varphi' = 15,6^\circ$  und  $c' = 1060 \text{ kN/m}^2$ . Für analytische und kontinuumsmechanische Berechnungen ist jedoch nicht die Gesteinsfestigkeit, sondern die Gebirgsfestigkeit die relevante Größe, weil die Gebirgsfestigkeit von den Festigkeitseigenschaften des Festgesteins und den vorhandenen Trennflächen bestimmt wird und in der Regel erheblich geringer ist als die Festigkeiten des Gesteins. Zur Bestimmung der Gebirgseigenschaften wurden zum einen die Großscherversuche der Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe (BGR) herangezogen, zum anderen das empirische Stoffgesetz von Hoek Brown (HB) verwendet. Die Versuche der BGR fanden 1976 an einem Tonsteinblock mit den Abmessungen  $L \times B \times H$  von  $1,15 \times 1,13 \times 1,08 \text{ m}$  statt. Dazu wurde das Lockermaterial bis auf den unverwitterten Tonstein abgetragen und die senkrechten Scherblockflächen durch Loch-an-Loch-Bohrungen freigelegt. Der Versuch wurde ebenfalls als Mehrstufenversuch ausgeführt. Aus der linearen Regressionsanalyse der Messwerte des Großscherversuchs ergibt sich ein Reibungswinkel von  $\varphi' = 28^\circ$  und eine Kohäsion von  $c' = 168,3 \text{ kN/m}^2$ .

Das HB-Bruchkriterium verwendet zunächst nicht die üblichen Mohr-Coulomb-Scherparameter  $\varphi'$  und  $c'$ , sondern spezielle HB-Parameter. Äquivalente MC-Parameter können jedoch unter Berücksichtigung des zutreffenden mittleren Spannungszustandes abgeleitet werden. Das HB-Bruchkriterium verwendet den Geological Strength Index GSI, den Faktor D und den Parameter  $m_i$ . Der Parameter GSI schätzt den Zustand des Fels anhand der Geometrie und des Zustands der Trennflächen ein und kann Werte zwischen 0 und 100 annehmen. Für intaktes Gestein beträgt der Wert GSI 100. Mit dem Faktor D wird die Beeinflussung des Fels durch die Baumaßnahme berücksichtigt. Der Faktor D variiert zwischen 0 (große Beeinflussung) und 1 (keine Beeinflussung). Der Parameter  $m_i$  kennzeichnet den Typ der Gesteinsgruppe, also z. B. Sandstein, Tonstein oder Konglomerat. Für die Festlegung der Parameter wird die Baugrundansprache verwendet. Zur Festlegung können auch entsprechende Tafeln und Tabellen verwendet werden, die z. B. in dem Programm RocLab zur Verfügung gestellt werden. Dort werden folgende Werte vorgeschlagen: Für den unverwitterten Tonstein wird ein GSI-Wert zwischen 30 – 50, für den entfestigten Tonstein ein GSI-Wert von 10 – 30 ermittelt. Der Gesteinstyp „Tonstein“ ist nach Angaben von Hoek mit einem Wert von  $m_i = 4 \pm 2$ , Schluffstein mit

einem Wert von  $7 \pm 2$  korreliert. Die einaxiale Druckfestigkeit für Tonsteine wird mit 25 – 50 MPa angegeben (Hoek et al., 2002).

Im Ergebnis wurden als charakteristische effektive Scherparameter ein Reibungswinkel von  $\varphi' = 20^\circ$  und eine Kohäsion von  $c' = 50 \text{ kN/m}^2$  angegeben. Damit konnten die auch schon in der Entwurfsphase vorgegebenen Festigkeiten bestätigt und weiterverwendet werden.

Als Kluft- und Schicht- bzw. Restscherfestigkeiten wurde ein Reibungswinkel von  $\varphi' = 12,4^\circ$  und eine Kohäsion von  $c' = 130 \text{ kN/m}^2$  bestimmt. Ohne Betrachtung des zutreffenden Spannungszustandes und der wirksamen Trennflächengeometrie wurden für felsmechanische Nachweise als charakteristische Trennflächenparameter gemäß DIN 1054:2005-01 und DIN 4020:2003-09 ein Reibungswinkel von  $\varphi' = 20^\circ$  und ein Kohäsionswert von  $c' = 0 \text{ kN/m}^2$  vorgegeben.

## 4 Baugrubenkonzept

Der Entwurf der Baugrube für die neue Schleuse erfolgte auf Grundlage einer Machbarkeitsstudie, in der verschiedene Konzepte hinsichtlich ihrer Kosten auch unter Einbeziehung des Nachtragsrisikos, der Sicherheit und der baubetrieblichen Aspekte bewertet wurden. Als grundsätzliche Varianten wurde ein dichter oder ein wasserdurchlässiger Baugrubenverbau aus ausgesteiften oder rückverankerten Bohrpfahlwänden diskutiert. Diese Verbauarten erfüllten die Anforderung an eine Minimierung der Verformungen der Schachtschleuse. Eine Lösung mit Spundwänden kam aufgrund der Tiefe der Baugrube nicht in Frage. Inspiriert von der (kostengünstigen) geböschten Baugrube für die damalige Herstellung der Schachtschleuse wurde auf der Ostseite alternativ die Ausführung von Baugrubenböschungen betrachtet.

Mit dem Ziel, die Verformungen der Schachtschleuse infolge des Baugrubenaushubs zu prognostizieren, wurde vom Planer für jede Variante ein Finite-Element (FE)-Modell erstellt. Auf der Grundlage der Berechnungsergebnisse erfolgte eine bautechnische Beurteilung der Beanspruchung der Schachtschleuse. Mit Hilfe eines räumlichen, numerischen Grundwassermodells wurde

von der BAW die sich bei der Grundwasserströmung zur Baugrube einstellende Grundwasserpotenzialverteilung im Umfeld der Baugrube berechnet. Für die bevorzugte Variante wurde nach dem Vier-Augen-Prinzip eine weitere unabhängige FE-Untersuchung von der BAW durchgeführt. Nach Abgleich der spezifischen Eingabeparameter konnte eine gute Übereinstimmung für die rechnerischen Verformungen der Schachtschleuse und des Baugrubenverbau festgestellt und damit das Berechnungsergebnis abgesichert werden. Einige der Berechnungsergebnisse und der Vergleich mit den dann während der Bauausführung gemessenen Verformungen sind im Beitrag von Neumann et al. in diesem Heft ausführlich dargestellt.

Die Untersuchung ergab als bevorzugte Variante einen verformungsarmen Verbau durch eine vierfach rückverankerte aufgelöste Bohrpfahlwand mit einem Durchmesser von 1,20 m und 2,00 m Achsabstand auf der Westseite und eine geböschte Baugrube auf der Ostseite. Lediglich im Bereich des Schleusenoberhauptes ist ein Verbau durch eine beidseitig angeordnete Bohrpfahlwand in Kombination mit einer zweifachen Aussteifung in den oberen und Rückverankerungen in den unteren Lagen erforderlich. Einen Blick in die Baugrube in nördlicher Richtung zeigt das Bild 6.



Bild 6: Blick in die Baugrube im Zustand des Endaushubs

Beim Bau von Uferspundwänden im unteren Vorhafen der Schachtschleuse im Auftrag des Wasserstraßen- und Schifffahrtsamts Minden wurde aufgrund vergleichbarer Baugrundverhältnisse eine vorgezogene Eignungsprüfung für die Ermittlung der Grenztragfähigkeit der Verpressanker nach der damals gültigen Normen durchgeführt. Dabei wurden je drei Anker mit Kraftein-

tragungslängen von 3 m, 6 m und 8 m hergestellt und geprüft, wobei eine Mindestdiefe des Verpresskörpers von 5 m unter der Oberkante der Tonsteinschicht gefordert wurde. Bei den meisten Ankern konnte aufgrund beschränkter Pressenkräfte von annähernd 2 MN die Grenztragfähigkeit nicht ermittelt werden. Bei einem Anker mit 3 m und einem mit 6 m Verpresskörperlänge wurde jedoch bei 750 kN bzw. 1.600 kN die Grenztragfähigkeit erreicht. Deshalb wurde für die Baugrube die Gebrauchslast der Anker auf 1.000 kN beschränkt und eine Mindestlänge des Verpresskörpers von 6 m gefordert. Während der Herstellung der Baugrube erfolgte eine Wiederholung der Eignungsprüfung an der Bohrpfahlwand, bei der die Größe der vorgegebenen Gebrauchslast bestätigt werden konnte. Alle Abnahmeprüfungen der ca. 700 Anker waren erfolgreich.

## 5 FE-basierte Erddruckermittlung

Mit dem für den Nachweis zulässiger Verformungen erarbeiteten FE-Modell wurde auch bereits während der Entwurfsphase die Erddruckeinwirkung auf der Grundlage von FE-Berechnungen ermittelt und damit der Erddruckansatz für die statischen Berechnungen in der Entwurfsphase und für die folgende Ausführungsplanung im Lastenheft festgelegt.

Mit der Neuformulierung der DIN 1055-100 (März 2001) „Einwirkungen auf Tragwerke“ wird auf der Grundlage entsprechender europäischer Vornormen (DIN V ENV 1991-1) auch in Deutschland das Nachweisverfahren unter Verwendung von Teilsicherheitsbeiwerten gefordert. Da verschiedene Einwirkungen wie Bodeneigengewicht, Beanspruchung aus Temperatur sowie Betriebs- und Grundwasserstände mit unterschiedlichen Teilsicherheitsbeiwerten beaufschlagt werden, müssen einem in der BAW entwickelten Konzept folgend die entsprechenden Erddruckanteile für die Bemessung des Massivbaus getrennt bestimmt werden.

Für die Ermittlung der maßgebenden Erddruckeinwirkungen wird zunächst ein Grundlastfall definiert. Im Grundlastfall werden für den Zustand des fertig gestellten Bauwerks die Erddruckverteilung bei ständig wirkendem (minimalen) Grundwasserstand hinter dem Bauwerk und

dem ständig wirkenden Schleusenwasserstand (Unterwasserstand) berechnet. Danach werden weitere Lastfälle definiert, die aufbauend auf dem Grundlastfall jeweils eine weitere (nicht ständige) Einwirkung berücksichtigen.

Im Einzelnen wurden folgende Lastfälle berechnet:

- Grundlastfall (bei ständig wirkendem Grundwasserstand und Schleuse auf Unterwasser),
- Betriebswasserstand in der Schleusenkammer auf Oberwasser,
- Grundwasser im Hochwasserfall (HW),
- Temperatureinwirkung Sommer,
- Temperatureinwirkung Winter,
- Einwirkung aus Verkehrslasten.

Für jede zusätzliche Einwirkung erfolgt eine Neuberechnung. Die Differenzen zwischen den Erddruckverteilungen unter Berücksichtigung nicht-ständiger Lasten und der Erddruckverteilung des Grundlastfalls liefern die Differenzerrddruckverteilungen, die für die entsprechende Einwirkung gilt. Die Differenzerrddrücke können sowohl entlastend als auch belastend gegenüber der Erddruckverteilung des Grundlastfalls sein.

Die gesamte Erddruckeinwirkung für die maßgebenden Lastfallkombinationen bei der Bemessung wird durch die Überlagerung des Grundlastfalls mit den entsprechenden Differenzlastfällen gebildet (z. B. Grundlastfall + Grundwasser bei HW + Temperatur Sommer). Die Zulässigkeit der Überlagerung der Ergebnisse aus den nicht-linear ermittelten Erddruckanteilen wird durch die Berechnung von Kombinationslastfällen überprüft.

Die Berechnungsergebnisse der FE-Berechnung werden durch den Vergleich mit den nach Erddrucktheorie ermittelten Erddruckverteilungen einer Plausibilitätsprüfung unterzogen.

Ziel der Ermittlung der Erddruckeinwirkung mit einer FE-Berechnung ist die Festlegung eines realitätsnahen Erddruckansatzes unter Berücksichtigung der Bauwerksteifigkeit und von Lastansätzen, die bei der klassischen Erddruckverteilung nicht berücksichtigt werden (z. B. Betriebswasserstände, Temperatur). Es wird erwartet, dass das Vorgehen zu einer besseren Übereinstimmung mit den wirklich vorliegenden Verhältnissen und somit zu mehr Sicherheit bei der Bemessung führt.

Die Erddruckberechnung für die Weserschleuse Minden wird in insgesamt sieben für das Bauwerk maßgebenden ebenen Schnitten durchgeführt. Durch die Wahl der Schnittführungen werden die Einflüsse auf die Erddruckverteilung aus den in Längsrichtung veränderlichen Bauwerkssteifigkeiten, aus den Verformungen aus Lasteneinwirkung und aus den Geländeoberkanten berücksichtigt. Die Bodenschichten verlaufen in Längsrichtung im Wesentlichen horizontalt, sodass der Schichtenaufbau hier für die Wahl der Schnittführungen nicht maßgebend ist. Die untersuchten Bauwerksschnitte befinden sich im Kammerbereich sowie am Ober- und am Unterhaupt. In diesem Bereich wird aufgrund der Querschnittsgeometrie, offenes U mit einer Schenkellänge von zirka 19 m, ein maßgebender Einfluss aus Bauwerksverformungen auf die Erddruckverteilung erwartet. Wegen der unterschiedlichen Ausbildung der Hinterfüllung auf beiden Seiten der Schleuse wird in einem Berechnungsschnitt das gesamte Bauwerk abgebildet, die Auswertung erfolgt jedoch für jede Seite (West und Ost) getrennt. Für Bauwerksbereiche, in denen der Einfluss aus Bauwerksverformungen als nicht maßgebend für die Erddruckverteilung abgeschätzt wurde, wird der Erddruckansatz gemäß der klassischen Erd-drucktheorie mit den Grenzwerten aktiver Erddruck (günstige Einwirkung) und Erdruhedruck (ungünstige

Einwirkung) gebildet. Zusätzlich wird – falls ungünstig wirkend – der Verdichtungs-erddruck berücksichtigt. Die Aufteilung der Bereiche und die Schnittführungen der sieben Berechnungsschnitte werden in Bild 7 dargestellt.

Im Folgenden wird die Vorgehensweise der Erddrucker-mittlung und die Ableitung eines Erddruckansatzes am Beispiel Schnitt 4-4 (Westseite) erläutert.

Der Modellausschnitt wurde so groß gewählt, dass der Einfluss der Modellgrenzen auf die Berechnungsergebnisse vernachlässigbar klein ist. Der gesamte geplante Baugrubenverbau inklusive der Dichtelemente gegen das Grundwasser und die bestehende Schachtschleuse wurden berücksichtigt und entsprechend abgebildet. Aus diesen Anforderungen ergibt sich eine gewählte Gesamtbreite des Berechnungsmodells von 190 m. In der Höhe misst das Modell insgesamt 75 m. Der untere Modellrand wurde mit 55 m zirka um das Dreifache der durchschnittlichen Bauwerkseinbindung in den Baugrund festgelegt. Ein Ausschnitt aus dem Berechnungsmodell mit der Darstellung der Bodenschichten wird in Bild 8 dargestellt.

Vor der Berechnung der o. g. Lastfälle wurde die Belastungsgeschichte aus dem Ausgangszustand und der Her-

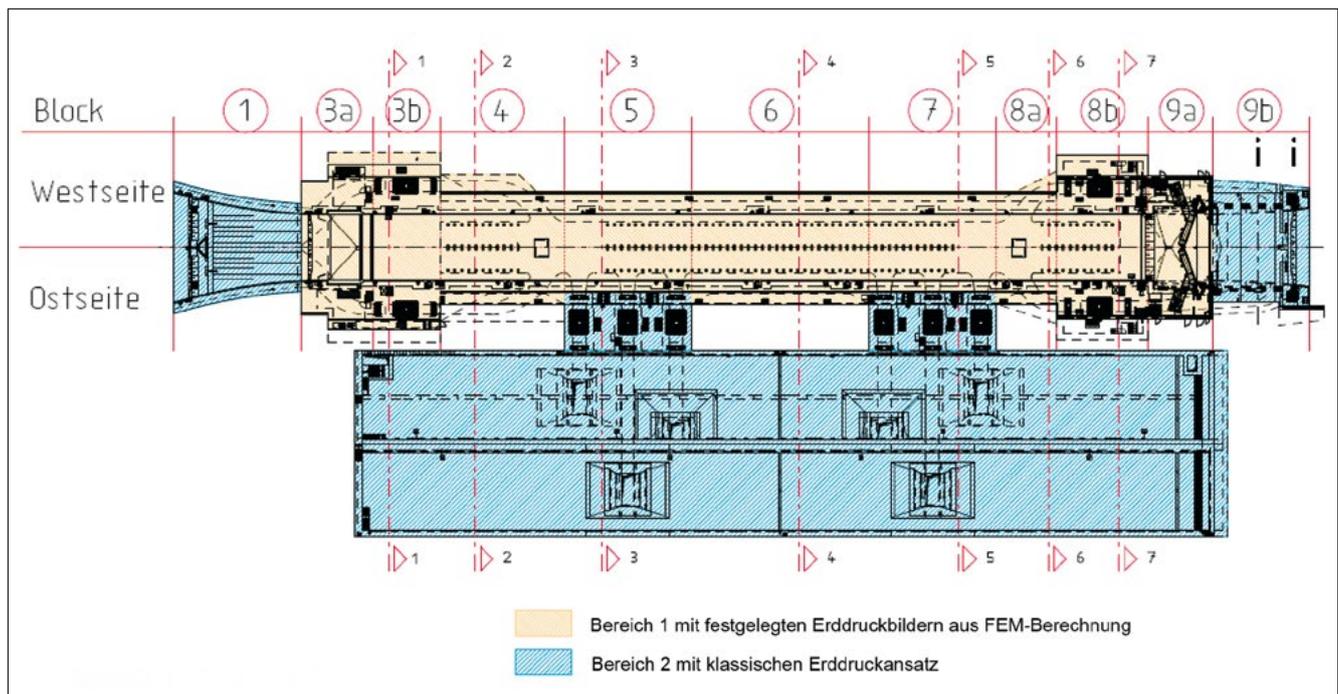


Bild 7: Einteilung der Bereiche und Festlegung der Berechnungsschnitte für den Erddruckansatz am Gesamtbauwerk (Quelle: RMD Consult, München)

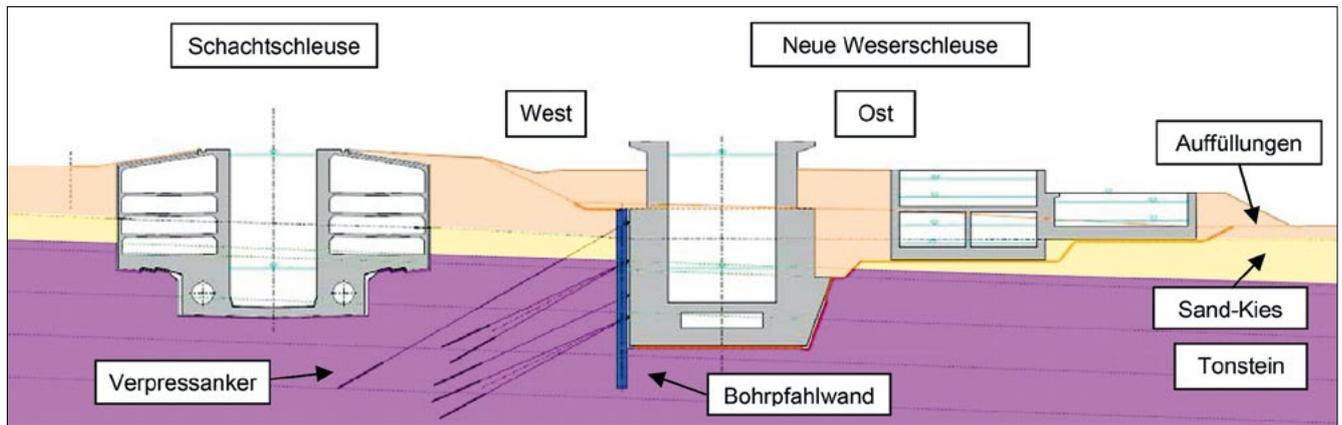


Bild 8: FE-Modell für die Berechnung des Erddrucks (Quelle: RMD Consult, München)

stellung der neuen Schleuse einschließlich der sich einstellenden Grundwasserabsenkung abgebildet.

Neben der Erddruckermittlung wurde mit den FE-Modellen auch der Einfluss der Baumaßnahme auf die bestehende Schachtschleuse untersucht.

Für die im Entwurf durchgeführten Untersuchungen wurden die Programme PLAXIS und Sofistik und die in den Programmen implementierten Stoffgesetze „Hardening Soil (HS)“ (PLAXIS) und „GRAN“ (Sofistik) verwendet. Für den Beton der Massivbauteile wurde isotrop elastisches Materialverhalten unterstellt.

Nach der Berechnung der Lastfälle wurden für die Erddruckverteilungen die horizontalen effektiven Spannungen im Baugrund hinter der Bohrpfahlwand bzw. der Bauwerksaußenwand ausgewertet. Die Erddruckverteilung für den Grundlastfall befindet sich im Bereich zwischen aktivem und Erdruhedruck. In der Schicht der Auffüllung liegt die Erddruckverteilung auf dem Niveau des Erdruhedrucks. Die Erddruckverteilungen für die Zusatzlasten wurden aus der Differenz des jeweiligen Lastfalls mit dem Grundlastfall gebildet. Bei entlastenden Zusatzeinwirkungen (z. B. Winter) liegt das Niveau deutlich über dem aktiven Erddruck. Bei belastenden Zusatzeinwirkungen (z. B. Sommer, Betriebswasserstand oben) wird in Teilbereichen das Niveau des Erdruhedrucks überschritten.

Bei der Auswertung der Kombinationslastfälle wurde ein großer Einfluss der Reihenfolge der Lastaufbringung auf die ermittelte Erddruckverteilung festgestellt. Deshalb

ist eine Simulation entsprechend der tatsächlichen Abläufe zielführend. Z. B. stellen sich die festgelegten Temperaturlastfälle mit den Extremwerten für Sommer und Winter in relativ langen Zeiträumen ein (Wochen, Monate), während der Betriebswasserstand für die Schleusungsvorgänge in Relation in sehr kurzen Zeiträumen verändert wird (Minuten).

Der zugehörige Kombinationslastfall wurde daher so gebildet, dass ausgehend vom Temperaturlastfall in einem zweiten Berechnungsschritt die Veränderung des Betriebswasserstands aufgebracht wird. Das Ergebnis der Erddruckverteilung passt mit tolerierten Abweichungen (kleiner als 10 %) mit der Überlagerung der Einzeleinwirkungen (Grundlastfall + Temperatur + Betriebswasserstand) überein. Die gleichzeitige Kombination der Zusatzeinwirkungen in einem Lastschritt führte aufgrund des stark nicht-linearen Verhaltens zu wesentlich größeren Abweichungen (bis zu 40 %).

Die in einer Vergleichsrechnung ermittelten Ergebnisse zeigen eine sehr gute Übereinstimmung. Die Gegenüberstellung der jeweiligen mit den verschiedenen Programmen berechneten Ergebnisse und die klassische Erddruckverteilung für den Grundlastfall wird exemplarisch für Schnitt 4-4 in Bild 9 dargestellt.

In Bild 10 ist analog die Ableitung der Ersatzfigur für die Zusatzlast „Temperatur Sommer“ dargestellt. Das rechte Bild zeigt die Differenz aus dem „Grundlastfall“ und dem Lastfall „Temperatur Sommer“ bzw. die daraus abgeleitete Ersatzfigur. Zu beachten ist, dass die Ersatzfigur im rechten Bild festgelegt wird, während die Ersatzfigur im linken Bild

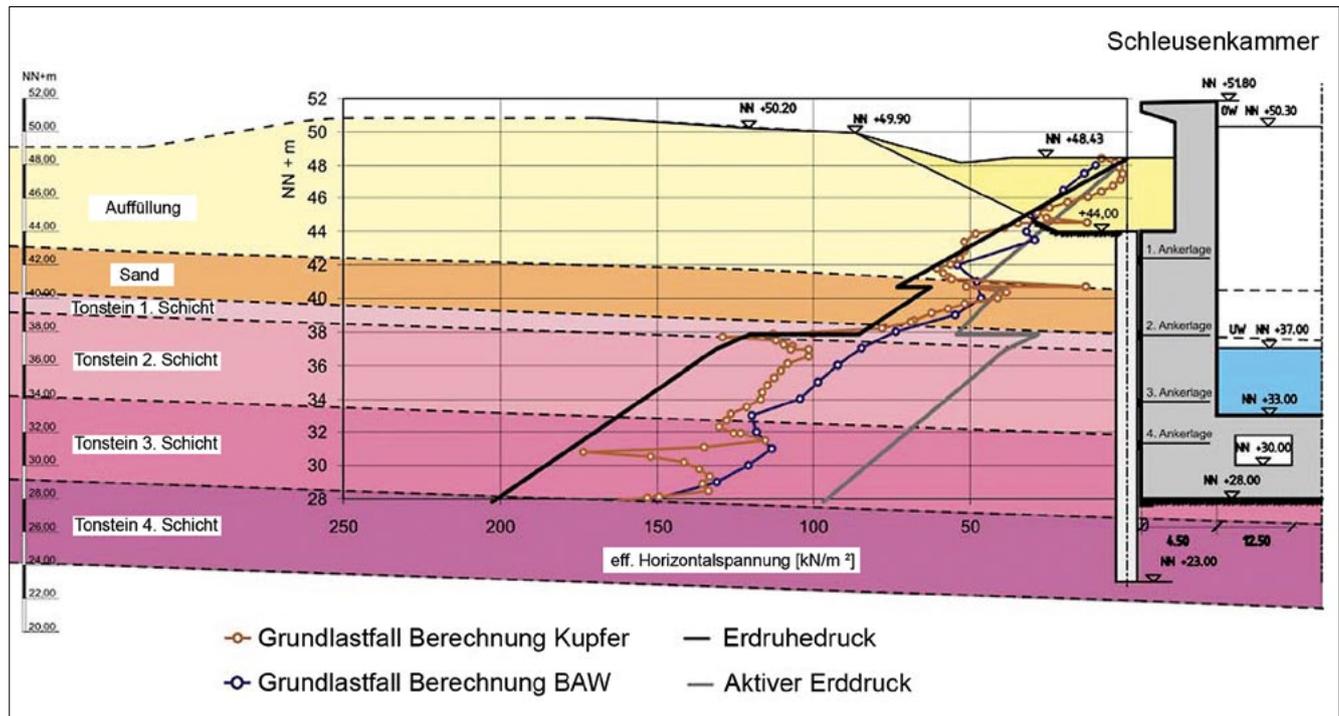


Bild 9 Gegenüberstellung der Erddruckverteilungen: klassischer Ansatz, FE-Berechnung und FE-Vergleichsberechnung

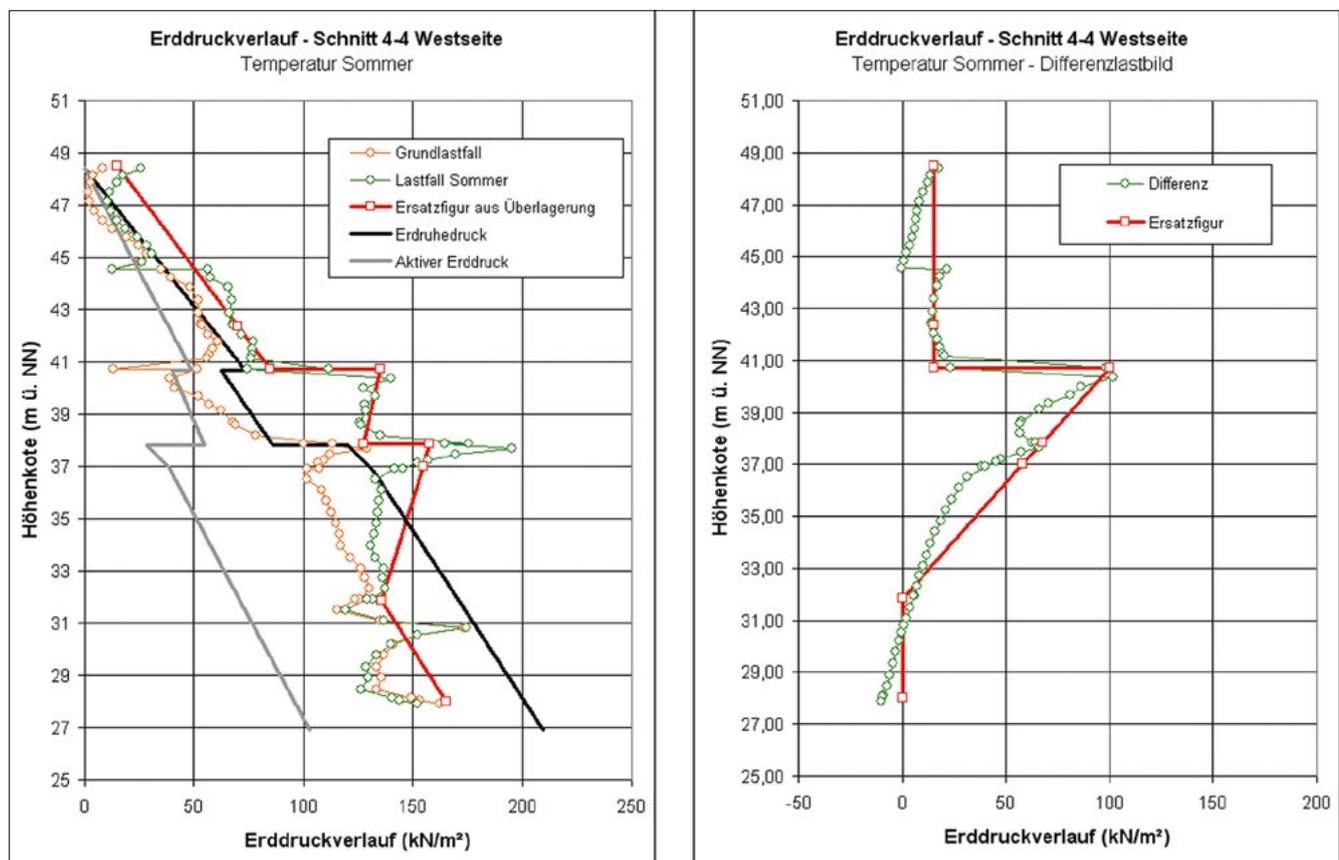


Bild 10: Ableitung Ersatzfigur für den Lastfall „Temperatur Sommer“ (Quelle: RMD Consult, München)

aus der Überlagerung der Einzelerstattfiguren der Lastfälle „Grundlastfall“ und „Temperatur Sommer“ entsteht.

Zwischen NN+41 m und NN+37 m ist eine deutliche Abweichung zwischen dem klassisch berechneten Erdruehdruck und dem mit FE ermittelten Erddruck festzustellen. Dieser ist durch den Einfluss einer erhöhten Steifigkeit des Baugrundes in dieser Tiefenlage zu erklären. Dieser Bereich wird durch die zusammengesetzt Ersatzfigur entsprechend abgebildet.

Für die Festlegung eines umfassenden Erddruckansatzes für das Gesamtbauwerk werden die Berechnungsschnitte den festgelegten Bauwerksbereichen zugeordnet (Bild 8). Bei der Auswertung der untersuchten Berechnungsschnitte ist eine allgemeingültige Ableitungsregel nicht erkennbar, sodass die Betrachtung zunächst für jeden Schnitt und für jede Seite einzeln durchgeführt wurde. Anschließend wurde geprüft, welche Lastbilder sich vereinheitlichen lassen.

Weil keine eindeutige und einfach verständliche Regel für die Ableitung aufgestellt werden konnte, wurden die Erddruckbilder für den Grundlastfall und die Zusatzeinwir-

kungen für jeden Block getrennt nach West- und Ostseite festgelegt (Bild 11). Der Erddruckansatz wurde im Lastenheft dokumentiert und war damit neben der Verwendung in der Entwurfsplanung auch für die Ausführungsplanung verbindlich festgelegt. Mit diesem Vorgehen wird in der Phase für die Ausführungsplanung eine zeit- und kostenintensive Diskussion der Berechnungsansätze vermieden.

Mit den festgelegten Erddruckansätzen wurde die Bemessung des Tragwerks in den relevanten Querschnitten gemäß DIN 1045-1 und ZTV-W LB 215 durchgeführt.

Bei der Bemessung wurde festgestellt, dass die festgelegten Erddruckbilder einen deutlichen Einfluss auf die Bewehrung im Vergleich zu einer Bemessung mit dem klassischen Erddruckansatz (aktiver und Erdruehdruck als Grenzwerte) haben. Durch den Umstand, dass das Niveau des aktiven Erddrucks nicht erreicht wird, wird hauptsächlich in der Kammerinnenwand und der Grundlaufdecke ein geringer Bewehrungsgehalt ermittelt. Die Beanspruchung dieser Bauteile ist in den maßgebenden Lastfällen, wegen der im Vergleich zum aktiven Erddruck größeren Erddruckeinwirkung, kleiner. In anderen Bereichen, wo die Erddruckverteilung lokal den Erdruehdruck

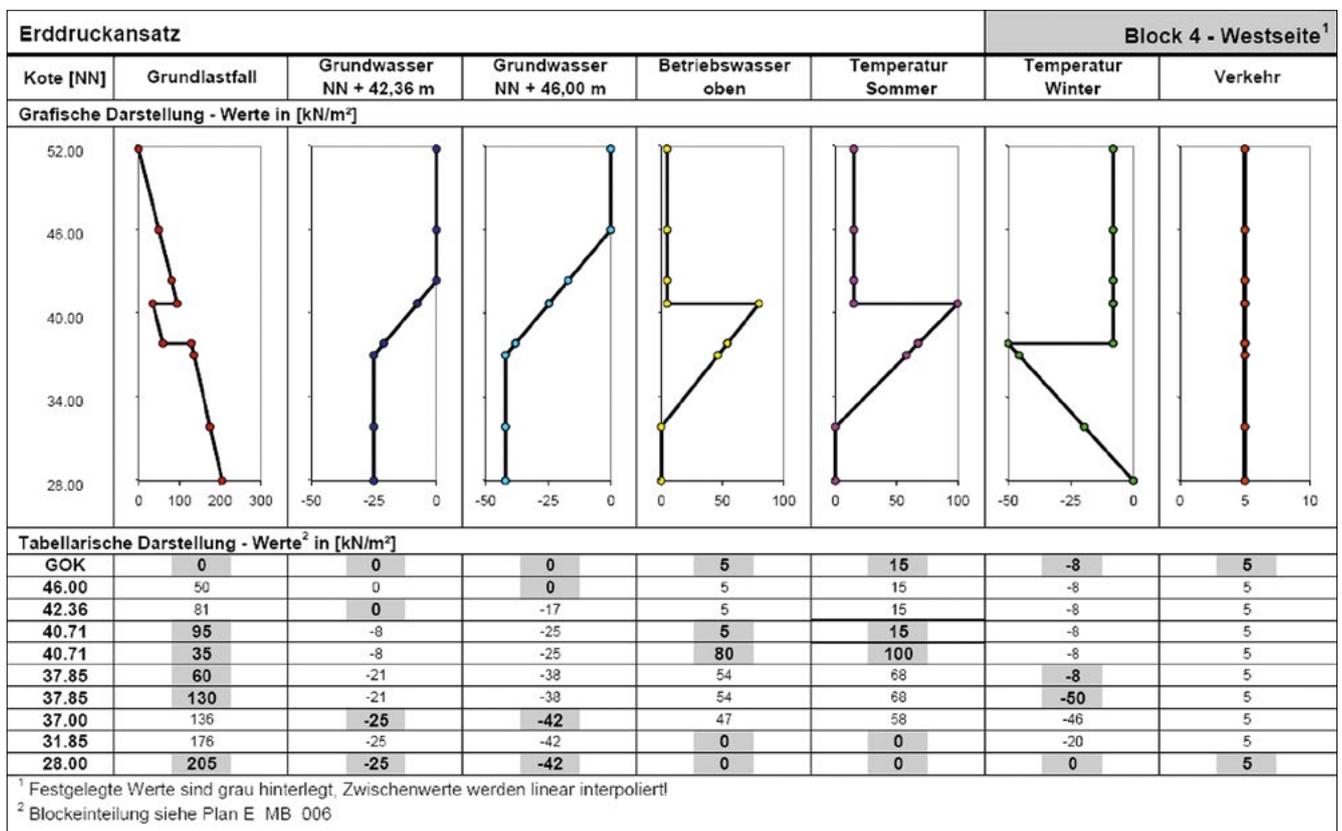


Bild 11: Erddruckansatz für den Berechnungsschnitt 4-4 (Westseite) (Quelle: RMD Consult, München)

übersteigt, ist ein höherer Bewehrungsgrad erforderlich. Die Bilanz von Einsparung und Mehrerfordernis der Bewehrung ist von Berechnungsschnitt zu Berechnungsschnitt unterschiedlich, sodass die Veränderung des Bewehrungsgehaltes im Vergleich zur Bemessung mit klassischem Erddruckansatz zahlenmäßig nicht genau quantifiziert wurde.

Durch die optimierte Bewehrungsplanung wird zusätzlich zu mehr Sicherheit bei der Nachweisführung und der Wirtschaftlichkeit ein positiver Einfluss auf die Dauerhaftigkeit des Bauwerks erwartet und so ein qualitativ hochwertigeres Bauwerk erzielt (Molck et al., 2007). Als mögliche Folge könnte sich der Aufwand für Instandhaltungsarbeiten auf die Lebensdauer des Bauwerks reduzieren. Die Bestätigung dieser Erwartung wird allerdings erst durch Langzeiterfahrungen erfolgen.

Die maßgebenden Einwirkungen für die Bemessung des Bauwerks resultieren aus Eigengewicht, Erd- und Wasserlasten sowie Zwangseinwirkungen. Das Eigengewicht und die Wasserlasten können relativ genau bestimmt werden und auch für die Zwangseinwirkungen bestehen bereits Ansätze für die FE-basierte Ermittlung. Die konsequente Ermittlung der Erddruckverteilung mit einer FE-Berechnung und die Ableitung der Erddruckansätze daraus bilden hier einen wesentlichen Schritt zu einer größeren Bemessungssicherheit gegenüber dem klassischen Erddruckansatz.

## 6 Nachweis der Standsicherheit der Baugrubenböschungen

Aufgrund des gewählten Baugrubenkonzeptes mit geböschter Baugrube auf der Ostseite wurde der Tonstein in einer Höhe von ca. 9 m abschnittsweise freigelegt. Die Felsböschungen besitzen eine maximale Höhe von 14 m und eine Neigung von 70°. Die darüber liegenden quartären Bodenschichten sind flacher mit einer Neigung von 1 : 1,5 bis 1 : 2 gebösch.

Entscheidend für die Beurteilung der Standsicherheit der Baugrubenböschung war die zutreffende Abbildung der Festigkeits- und Verformungseigenschaften des Fels. Die Bestimmung dieser Eigenschaften ist wiederum da-

von abhängig, welche Modellvorstellung vom Festgestein zugrunde gelegt wird. Zur Verfügung stehen dafür allgemein zum einen kontinuumsmechanische Modelle, zum anderen Modelle, die von felsmechanisch wirksamen Trennflächen (Schichtflächen und Klüfte) ausgehen. Die kontinuumsmechanischen Modelle kommen zum Einsatz, wenn im Festgestein mehrere Trennflächenscharen vorliegen, deren Trennflächenabstände klein gegenüber der Böschungshöhe sind, und sich im Versagensfall eher kleine Gesteinskörper ergeben. Dies trifft für den hier anstehenden Tonstein zu. Im Gegensatz dazu kommt es beim Versagen auf diskreten Trennflächen zum Herausfallen von Felskeilen aus dem Felsverband. Das Auftreten dieses Mechanismus ist für den im Baufeld anstehenden Tonstein nicht zu erwarten, kann jedoch auch nicht völlig ausgeschlossen werden. Aus diesem Grunde werden Standsicherheitsuntersuchungen unter Verwendung beider Modelle durchgeführt. Im Folgenden wird insbesondere näher auf die Untersuchungen mit dem kontinuumsmechanischen Modell eingegangen.

Bei der Verwendung des kontinuumsmechanischen Modells müssen Parameter gefunden werden, die den aus intakten Gesteinsstücken und Trennflächen bestehenden Fels zutreffend beschreiben. Für die Ermittlung von Felsparameter steht dabei das bereits erwähnte HB-Versagenskriterium zur Verfügung, das hier auch für die Untersuchung der Standsicherheit der Baugrubenböschungen verwendet wird.

In der Tabelle 1 sind die verwendeten HB-Parameter für die Standsicherheitsberechnungen zusammengestellt. Der Parameter D wird für diese Berechnungen mit  $D = 0,7$  angenommen. Damit wird die Beeinflussung des Fels durch den Baugrubenaushub berücksichtigt. Der GSI-Wert in der zweiten Tonsteinschicht (ab Geländeoberkante) wird alternativ mit 42 bzw. 28 angenommen.

Für die Anwendung des empirischen HB-Versagenskriteriums in numerischen Standsicherheitsuntersuchungen musste dieses außerdem durch die Berücksichtigung eines Sicherheitsfaktors modifiziert werden. Damit entfällt die Notwendigkeit der Ermittlung äquivalenter MC-Parameter  $\phi'$  und  $c'$ , die fehleranfällig sein kann. Der Vergleich von Standsicherheitsberechnungen, die mit dem modifizierten HB-Modell und mit den äquivalenten MC-Parametern ermittelt wurden, lässt zudem erkennen, dass zumindest für steile Böschungen mit dem HB-Mo-

Parameter	Einheit	Tiefenlage	Wert
GSI –Tonstein I		NN+37m – NN+36 m	28
GSI –Tonstein II		NN+36m – NN+31m	28 bzw. 42
GSI –Tonstein III		NN+31m – NN+26m	45
GSI –Tonstein IV		NN+26m – NN+21m	52
GSI –Tonstein V		unterhalb von NN+21m	65
$m_i$		für alle Schichten	5
$\sigma_{ci}$	kN/m <sup>2</sup>	für alle Schichten	7.700
D		für alle Schichten	0,7
G-Modul – Tonstein I	kN/m <sup>2</sup>	NN+37m – NN+36m	60.000
G-Modul – Tonstein II	kN/m <sup>2</sup>	NN+36m – NN+31m	60.000
G-Modul – Tonstein III	kN/m <sup>2</sup>	NN+31m – NN+26m	100.000
G-Modul – Tonstein IV	kN/m <sup>2</sup>	NN+26m – NN+21m	428.817
G-Modul – Tonstein V	kN/m <sup>2</sup>	unterhalb von NN+21m	1.086.207

Tabelle 1: Zusammenstellung der Hoek-Brown-Parameter

dell kleinere Standsicherheitsfaktoren berechnet werden (Benz et al., 2008; Kauther und Benz, 2009).

Für die numerische Standsicherheitsberechnung wurde die Baugrubenböschung und das sich daran anschließende Gelände bis zur Dichtwand als ebenes Modell in einem nicht-strukturierten Netz bestehend aus 15-knotigen Dreieckselementen abgebildet und anhand mehrerer charakteristischer Querschnitte untersucht. Der Verlauf der Baugrundsichten wurde für die Modellbildung vereinfacht.

Wie aus dem Grundriss der Schleusenbaugrube (Bild 2) ersichtlich, ergibt sich für mehrere Böschungsbereiche

eine räumlich konzentrierte Anströmung des Grundwassers zu Baugrube, wodurch sich höhere Grundwasserstände als im vergleichbaren ebenen Fall ergeben. Um dies zu berücksichtigen, wurde die mit dem dreidimensionalen Grundwasserströmungsmodell berechnete Potenzialverteilung in die vertikal-ebenen Modelle für die Standsicherheitsberechnungen der Böschung importiert. Für den Transfer der Potenzialverteilung aus dem räumlichen Grundwassermodell auf die entsprechenden Querschnitte des mechanischen Modells wurde in Zusammenarbeit mit der Firma Plaxis B. V., Delft, eine entsprechende Schnittstelle programmiert (Montenegro, Kauther, 2010).

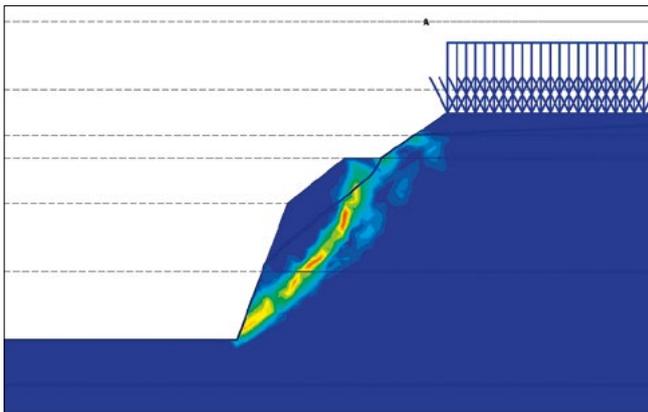


Bild 12: Lokalisierung der inkrementellen Scherdehnungen für GSI = 42 für die Böschung der Hauptbaugrube im LF HQ 100

Das Bild 12 zeigt den berechneten Bruchmechanismus. Die Berechnung erfolgte für den Lastfall 2 unter Berücksichtigung eines Weserwasserstandes von NN+42 m. Anhand der dargestellten inkrementellen Scherdehnungen ist erkennbar, dass die Gleitfläche ausschließlich im Tonstein verläuft und eine relativ steile Neigung besitzt. Der Bruchmechanismus ist typisch für alle durchgeführten Berechnungen.

Für die zu erwartenden Baugrundverhältnisse im Bereich der Böschung liegen die berechneten Sicherheiten für alle Lastfälle und  $GSI = 42$  über dem geforderten Wert. Allerdings ergibt sich bei der Berücksichtigung einer tiefer entfestigten Tonsteinschicht und einem  $GSI$  von 28 weder in der temporären noch in der außergewöhnlichen Bemessungssituation eine ausreichende Standsicherheit. Das Grenzgleichgewicht wird jedoch nicht unterschritten.

Die felsmechanische Untersuchung für die Standsicherheit der Baugrubenböschungen wurde an das Ingenieurbüro Prof. Dr.-Ing. Wittke vergeben. In den ebenfalls numerisch ausgeführten Standsicherheitsuntersuchungen wurde unter der Annahme von Tonstein ohne Schwächungszonen vergleichbar zum Kontinuumsmodell eine ausreichende Standsicherheit berechnet. Die Berücksichtigung von Schwächungszonen im Tonstein führt ebenfalls zu einer nicht ausreichenden Standsicherheit der Böschung.

Um auf lokale geologische Gegebenheiten bei der Herstellung der 19 Teilböschungen reagieren zu können, wurden das Trennflächensystem und die Klassifizierungs-

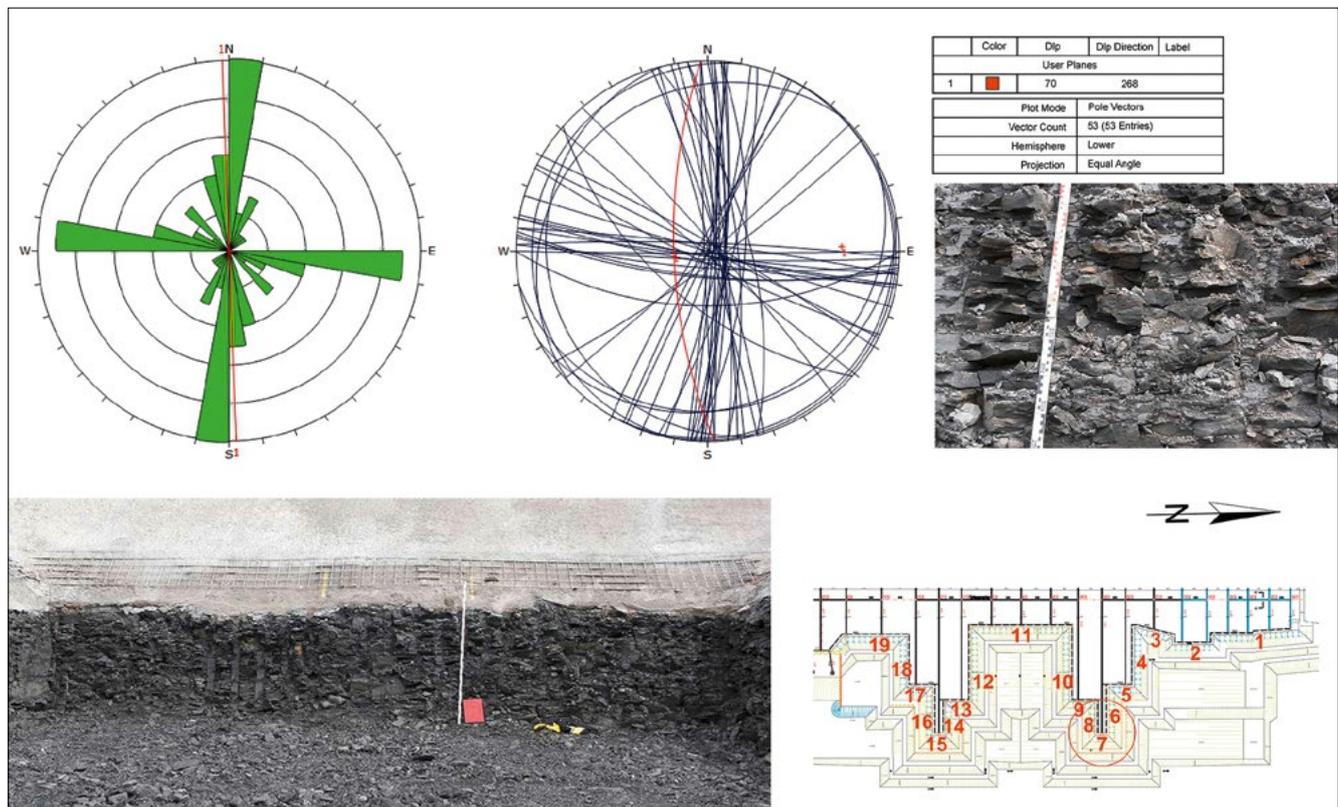


Bild 13: Aufnahme der Trennflächen an der Sparbeckenböschung und Darstellung der Trennflächen im Schmid'schen Netz (Böschung 7, Aushubebene NN + 34 m – NN + 32,5 m)

merkmale des Fels kontinuierlich durch einen Geologen erfasst (Bild 13). Das flache Einfallen der Schichtung, das schon anhand der Bohrkerne festgestellt werden konnte, hat sich im Aufschluss bestätigt. Weiter war das orthogonale Hauptklufsystem, dessen Richtungen in etwa parallel und senkrecht zur Schleusenachse orientiert sind, über die gesamte Böschungshöhe gut zu erkennen. Deutliche Unterschiede bestehen im Durchtrennungsgrad. Die Ost-West orientierten Hauptklüfte (quer zur Schleusenachse) besitzen einen sehr hohen Durchtrennungsgrad und konnten über Längen von mehr als 10 m verfolgt werden, während die Hauptklüfte parallel zur Schleusenachse oft nur einige Dezimeter lang sind und in der Orientierung breiter streuen. Entsprechend ergaben sich an den Böschungen parallel zur Schleusenachse kleine Klufkörper, die eine sehr gute Profilierung der Böschung ermöglichten. An den Böschungen quer zur Schleusenachse bildeten sich in einigen Bereichen mehrere Meter hohe senkrecht stehende Wände, die das Profilieren der Böschungen erheblich erschwerten. Die steil verlaufenden Klüfte konnten weder mit Hilfe von Erkundungsbohrungen noch auch mit den eingesetzten geophysikalischen Methoden in dieser Ausprägung erkannt werden. Es ist zu vermuten, dass der hohe Durchtrennungsgrad der Schicht- und Klufflächen auch die hohe Durchlässigkeit des Tonsteins erklären kann.

Als Maßnahmen wurde daher eine konstruktive Sicherung mit Felsnägeln und Drainageelementen empfohlen (Bild 14). Zusätzlich waren die Baugrubenböschungen zügig mit konstruktiv bewehrtem Spritzbeton zu sichern, um den Tonstein vor Verwitterung zu schützen.

## 7 Forschung und Entwicklung

Langfristige Projektaufgaben, wie die geotechnische und geohydraulische Beratung während der Planung, dem Entwurf und der Ausführung der neuen Weserschleuse, bieten neben der Bearbeitung der Routineaufgaben auch die Möglichkeit, neue Verfahren und Vorgehensweisen zu testen und damit auch Entwicklungen voranzutreiben und Forschungen auch in Kooperation mit externen Partnern anzustoßen, wofür nachfolgend drei Beispiele beschrieben werden.



Bild 14: Konstruktive Sicherung der Felsböschungen mit Spritzbeton, Felsnägeln und Drainagevliesen

### 7.1 Bestimmung von Baugrundparametern mit Hilfe geophysikalischer Verfahren

Im Rahmen der Baugrunderkundung für das Baufeld der Weserschleuse wurden, wie im Abschnitt 2 beschrieben, auch Crossholemessungen und geophysikalische Messungen im Bohrloch ausgeführt. Die Zielstellung war hierbei, den Baugrund nicht nur am Ort der Bohrung oder der Sondierung punktwise erkunden zu können, sondern auch zwischen den Bohrungen zu Informationen zu gelangen. Eine explizite Fragestellung war dabei die Frage nach Schwächezonen im Tonstein und nach der Zunahme der Steifigkeit innerhalb der Tonsteinschicht. Die Crossholemessungen wurden in vier benachbarten Bohrungen durchgeführt. Unter Einsatz von Sparkern als Impulsquellen und Geophonen als Empfänger wurden seismische Signale erzeugt und die Laufzeit der P- und S-Wellen gemessen. Danach erfolgte die Auswertung als Wellengeschwindigkeit.

In Bild 15 sind die Messergebnisse für die P-Wellengeschwindigkeit über der Tiefe aufgetragen. Die Oberkante des Tonsteins liegt etwas bei NN+37 m. Aus der Auftragung ist eine kontinuierlich zunehmende Wellengeschwindigkeit mit der Tiefe zu erkennen, die zu einer rechnerischen Unterteilung der Tonsteinschicht in vier Einzelschichten führte. Unter der Voraussetzung elastischen Verhaltens können aus den Wellengeschwindigkeiten auch Schub- bzw. Elastizitätsmoduln für kleine Dehnungen sowie die Poissonzahl berechnet werden und mit Werten aus anderen Versuchen verglichen werden (Bild 6).

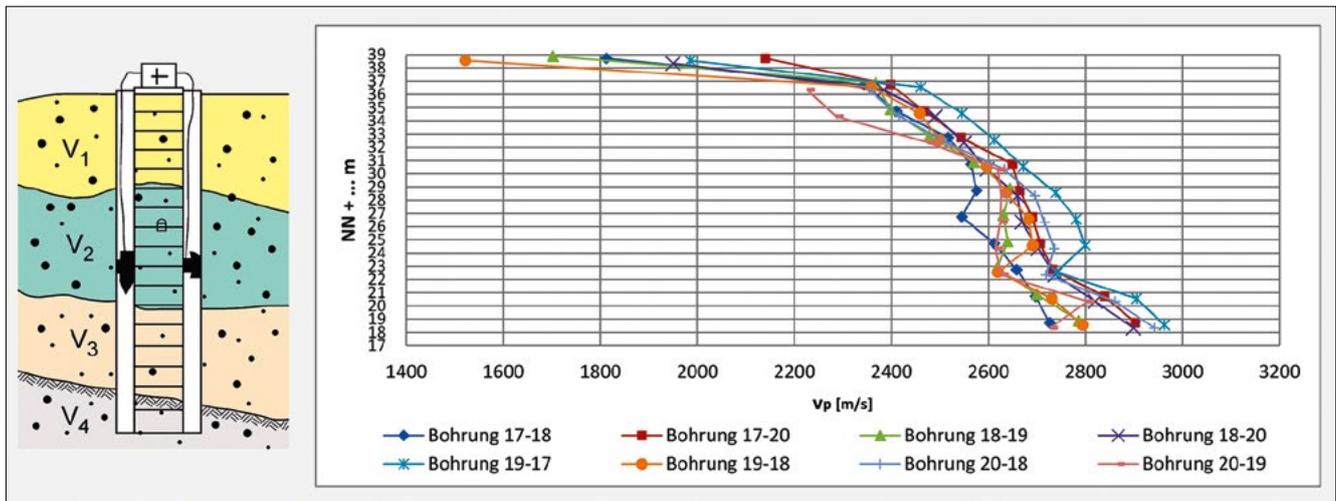


Bild 15: Prinzip und Ergebnisse der Crosshole-Messungen (P-Wellengeschwindigkeit)

Sowohl die Crossholemessungen als auch die bohrlochphysikalischen Untersuchungen wurden in der Zwischenzeit auch in anderen Projekten eingesetzt und zur weitergehenden Erforschung damit verbundener Fragestellungen ein Forschungsvorhaben „Ermittlung geotechnischer Parameter aus geophysikalischen Messungen“ initiiert.

## 7.2 Inverse Parameterermittlung

Bei der Anwendung numerischer Methoden, wie z. B. der FE-Methode, müssen der Kalibrierung, der Verifizierung und der Validierung besondere Aufmerksamkeit gewidmet werden, denn die Qualität von numerischen Modellen steht und fällt mit der Qualität der initialen Materialparameter. Eine Vielzahl der Materialparameter kann für einfache (lineare) Materialmodelle aus Labor- und Feldversuchen direkt ermittelt werden. Mit zunehmender Komplexität des Modells steigt jedoch der Aufwand, diese Parameter direkt zu bestimmen. Vielmehr müssen sie in Abhängigkeit voneinander oder aus mehreren Versuchen simultan ermittelt werden. Dabei ist es wichtig, Korrelationen einzelner Modellparameter auszuschließen und deren Sensitivität auf die Systemantwort zu berücksichtigen (Schanz et al., 2006).

Neben der beschriebenen konventionellen Ermittlung der Baugrundparameter wurde deshalb auch eine Parameteroptimierung mit Hilfe inverser Methoden auf der

Grundlage ausgewählter Labor- und Feldversuche durchgeführt. Zielsetzung war die Erarbeitung konsistenter Parametersets für die Stoffgesetze Hardening Soil (HS), Jointed Rock Model (JRM) und das linear-elastische ideal plastische Stoffgesetz mit dem Bruchkriterium nach HB (als beta-Version). Insgesamt wurden Simulationsrechnungen mit 11 Parametersets in Kombination mit den genannten Stoffgesetzen durchgeführt.

Zur Kalibrierung der Stoffgesetzparameter stehen die Ergebnisse der Baugrundansprache, der Laborversuche und der in-situ-Versuche zur Verfügung. Die Optimierung der Materialmodellparameter erfolgte zunächst für jede Versuchsart einzeln und zusätzlich unter Verwendung der Informationen aus allen Versuchstypen (Triaxial-, Einaxial- und Bohrlochaufweitungsversuche). Für die Parameteroptimierung wurde die Software Varo<sup>2</sup>opt in Kombination mit dem Programm PLAXIS eingesetzt. Im Folgenden werden ausschließlich die Ergebnisse für die HB-Parameter vorgestellt.

Für die inverse Ermittlung der Parameter wurden neun Bohrlochaufweitungsversuche aus verschiedenen Tiefen verwendet. Für die Simulation im FE-Modell werden drainierte Verhältnisse in der unmittelbaren Umgebung des Versuchs unterstellt.

Die Parameteroptimierung erfolgte in zwei Schritten. In einem ersten Schritt wurden die Parameter  $m_p$ , GSI und  $G_{ref}$  anhand der Ergebnisse eines ausgewählten Bohrloch-

aufweitungsversuchs kalibriert. Der Wert  $D$  wurde hier mit  $D = 0,2$  angenommen, mit dem die mäßige Beeinträchtigung des Felsverbandes durch den Bohrvorgang berücksichtigt wird. Weiter wurde eine Poissonzahl  $\nu = 0,29$  zu Grunde gelegt. Die beste Übereinstimmung zwischen Berechnung und Messung ergab sich für  $\sigma_{ci} = 7,7 \text{ MN/m}^2$  und  $m_i = 5$ .

Um die Anzahl der zu optimierenden Parameter zu minimieren, wurde  $\sigma_{ci}$  und  $m_i$  für die Nachrechnung aller anderen Versuche konstant gehalten und die Parameter  $GSI$  und der Schubmodul  $G_{ref}$  bestimmt. Die in Bild 16 dargestellten Diagramme zeigen die Nachrechnung von vier Bohrungsaufweitungsversuchen aus der Bohrung BKF 8 unter Verwendung des HB-Materialmodells. Das numerische Modell des Dilatometerversuchs wur-

de axialsymmetrisch implementiert, ab 3 m oberhalb des Lasteintragszentrums A-A wurde die Last aus Überlagerung durch eine Ersatzlast (Linienlast B-B) simuliert. So kann für alle Dilatometerversuche das gleiche numerische Modell verwendet werden, nur die Ersatzlast (Linienlast B-B) muss entsprechend angepasst werden.

Sowohl die simulierten Erst-, als auch die Ent- und Wiederbelastungen stimmten gut mit den im Feld gemessenen Werten überein. Die Erwartung, alle Versuchsarten gleichzeitig numerisch kalibrieren zu können, hat sich aufgrund der verschiedenen Randbedingungen der Versuche allerdings nicht erfüllt. Als maßgebliche Grundlage für die Simulationsrechnungen wurden deshalb die BAV gewählt. Parameter, welche aus dem Feldversuch nicht bestimmt

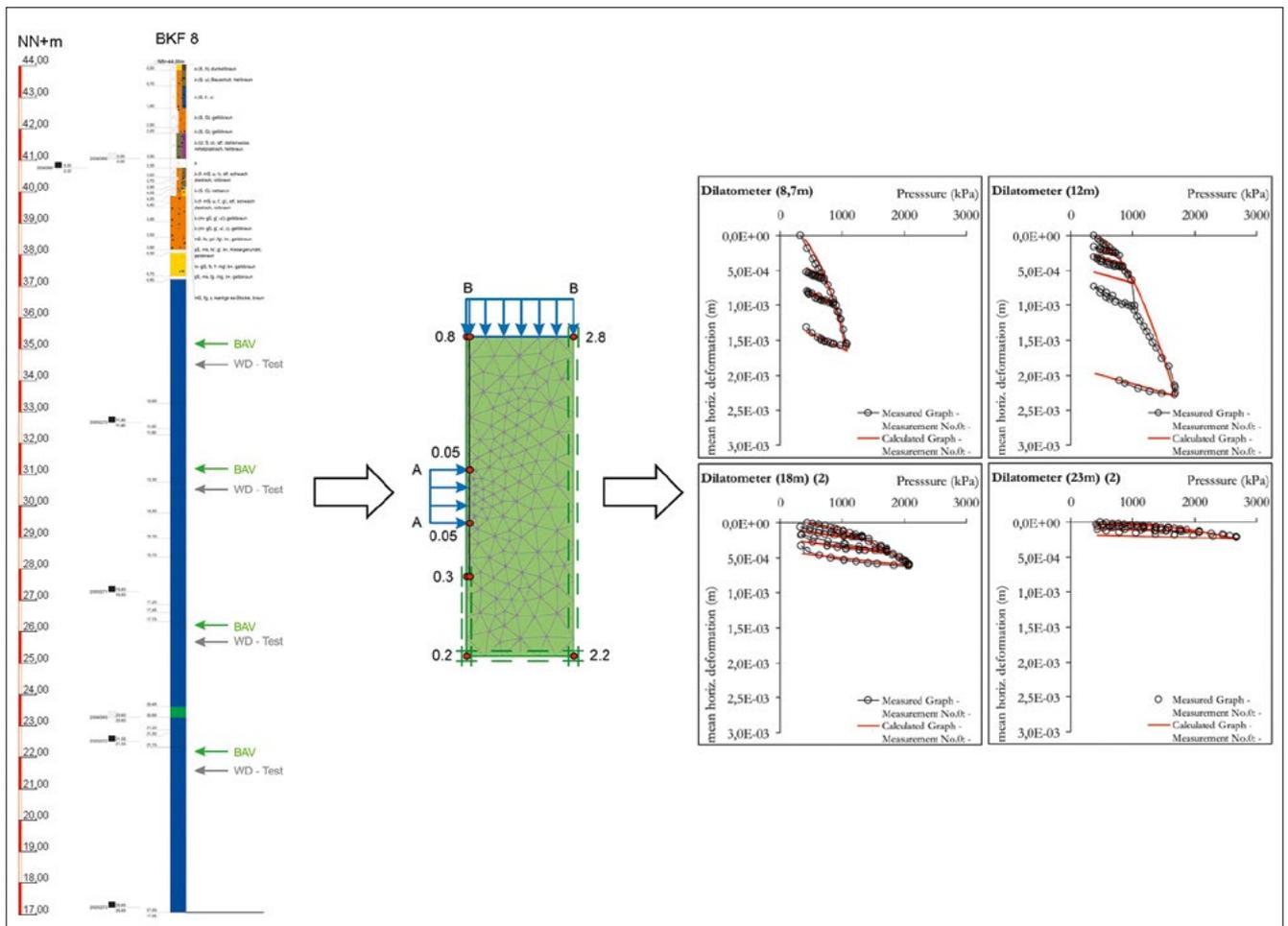


Bild 16: Numerische Simulation der Bohrlochaufweitungsversuche aus der Bohrung BKF 8

werden konnten (z. B. Querdehnungszahl, Reibungswinkel und Kohäsion), wurden durch Laborversuche ermittelt. Eine detaillierte Beschreibung der Vorgehensweise bei der inversen Parameterentwicklung kann Zimmerer (2008 und 2009) entnommen werden. Die ermittelten Schubmoduln wurden in den im Abschnitt 6 beschriebenen Berechnungen zum Nachweis einer ausreichenden Standsicherheit der Baugrubenböschungen verwendet.

### 7.3 Bestimmung effektiver Scherparameter des Tonsteins

Der Tonstein in Minden ist ein typischer Vertreter der veränderlich-festen Gesteine. Solche Gesteine haben besondere Eigenschaften (Lempp, 1979), die sie sowohl von Festgesteinen (Fels) als auch von Lockergesteinen (Boden) unterscheiden:

- Das veränderlich-feste Gestein zeigt sich bei der Freilegung in der Regel als Festgestein, das felsmechanisch nach DIN ENISO 14689-1 angesprochen und beurteilt werden kann. Dies betrifft z. B. das Gefüge, die Trennflächencharakteristik, die Oberflächenbeschaffenheit der Trennflächen und die Festigkeit.
- Eine Wasserlagerung bzw. eine intensive Befeuchtung des frischen Gesteins hat keine erkennbaren Veränderungen zur Folge, auch wenn das Gestein über Wochen, Monate und Jahre in Wasser eingetaucht bleibt. Untersuchungen von Lempp (1979), bei denen das Gestein während der Wasserlagerung immer wieder gewogen wurde, ergaben, dass es in der Versuchszeit keine messbaren Mengen an Wasser aufnimmt und dass das Probengewicht um einen Mittelwert pendelt. Vergleichbare Versuche in der BAW in den 80-er Jahren wurden mit dem gleichen Ergebnis durchgeführt. Auch bei einer Durchströmung der Proben in Anlehnung an einen Pinholetest oder bei der Durchführung von Turbulenzversuchen zeigen die Gesteinsproben keine Zerfalls- oder Lösungserscheinungen.
- Die abwechselnde Einwirkung von Trocknung und Befeuchtung hat sehr umfassende und irreversible Veränderungen zur Folge: Ein monolithischer Gesteinskluftkörper zerfällt in viele, je nach Material in verschieden große und verschieden geformte Bruchstücke oder Bröckchen von Sand- und Kiesgröße. Ein Zerfall kann sich beim Beregnen der lufttrockenen Probe innerhalb weniger Minuten vollziehen. Die Bröckchenbildung ist

außerdem mit einem Quellen des Gesteins verbunden.

- Die Bröckchen können bei zusätzlicher mechanischer Beanspruchung im trockenen Zustand in kleinere Aggregate zerbrechen, sie bleiben jedoch unverändert hart. Bei mechanischer Beanspruchung im nassen und feuchten Zustand kommt es materialabhängig zu einer Plastifizierung, die in Abhängigkeit der Höhe der Beanspruchung dazu führen kann, dass das Material zunehmend den Charakter eines feinkörnigen Bodens bekommt.

Auf der Baustelle konnte auch der typische oberflächennahe Zerfall des Tonsteins in Bröckchen infolge Witterungsangriffs sehr gut beobachtet werden. Der Zerfall erfolgte innerhalb von Stunden und bewirkte eine Umwandlung des Gesteins in einer Tiefe von Dezimetern. Zwischen dem entfestigten und dem frischen Fels bildet sich dabei eine relativ eindeutige Grenze aus. Aus diesem Grund waren alle freigelegten Böschungsoberflächen innerhalb von 24 Stunden mit Spritzbeton abzudecken. Zusammen mit mechanischer Beanspruchung z. B. durch fahrende LKW plastifizieren die Bröckchen. Die jeweilige Aushubebene kann dadurch unbefahrbar werden (Bild 17).



Bild 17: Entfestigter und teilweise plastifizierter Tonstein auf der Aushubebene

Während des Baugrubenaushubs konnten in-situ an mehreren Stellen (vor allen Dingen im unteren Aushubbereich) überraschend starke und ergiebige Wasseraustritte aus dem Tonstein aus offenen Klüften beobachtet werden. Dabei war der Wasserandrang teilweise so stark, dass kleinere Gesteinsstücke mitgerissen wurden



Bild 18: Wasseraustritte im Tonstein beim Aushub der Baugrube

(Bild 18). Die hohe Durchlässigkeit kann im Wesentlichen auf die Entspannung des Gesteins durch den Aushub und das damit verbundene Öffnen der Kluft- und Schichtflächen zurückgeführt werden.

Nach Nickmann et. al. (2005) ist die Untersuchung von veränderlich-festen Gesteinen deshalb so schwierig, weil es kein normiertes Untersuchungsprogramm gibt, das deren besondere Eigenschaften berücksichtigt. Im Folgenden werden drei Aspekte vorgestellt, die veränderte Untersuchungsstrategien im Vergleich zu den dauerhaften festen Gesteinen beschreiben. Diese sind: „Erkennen und Klassifizieren“, „Probenbehandlung“ und „Ermittlung von Festigkeitsparametern“. Die genannten Aspekte sind zudem im Zusammenhang zu sehen: Ohne dass das veränderlich-feste Gestein erkannt wird, kann keine adäquate Probenbehandlung erfolgen. Festigkeitsparameter werden daraufhin möglicherweise unzutreffend ermittelt, womit alle weiteren Fragestellungen von bautechnischer Relevanz verbunden sind. Die Erarbeitung einer durchgehenden Untersuchungsstrategie von der Probengewinnung bis zur Kennwertbestimmung ist in der Zwischenzeit Gegenstand eines BAW-Forschungsvorhabens zur „Ermittlung charakteristischer Kennwerte in veränderlich festen Gesteinen unter Berücksichtigung des Porenwasserdrucks“ (Kauther und Günther, 2017 und Günther et al., 2017).

## 8 Literatur

Benz, T.; Kauther, R.; Schwab, R. (2006): Simulation of a large excavation using a Hoek-Brown model, 6<sup>th</sup> european Conference on Numerical Methods. In: Geotechnical Engineering, NUMGE 2006, Graz, Österreich.

Benz, T.; Schwab, R.; Kauther, R.; Vermeer, P. (2008): A Hoek-Brown criterion with intrinsic material strength factorization. In: Int J Rock Mech Min Sci, Nr. 45, S. 210-222.

Hoek, E.; Carranza-Torres, C.; Corkum, B. (2002): Hoek-Brown failure criterion – 2002 Edition. In: Proc. 5th North Amer. Symp. NARMS-TAC, Toronto.

Günther, C.; Kauther, R.; Lempp, C. (2017): Ein Workflow zur Untersuchung effektiver Festigkeitsparameter veränderlich-fester Gesteine. Fachsektionstage Geotechnik 2017 – Interdisziplinäres Forum, S. 276-281.

Kauther, R.; Herten, M. (2006): Optimierte Baugrunderkundung für den Neubau der Weserschleuse Minden. 13. Darmstädter Geotechnik Kolloquium, Darmstadt.

Kauther, R.; Benz, T. (2009): Weserschleuse Minden – Nachweis der Standsicherheit der Baugrubenböschung unter Berücksichtigung des Hoek-Brown-Versagenskriteriums. Ohdekolloquium 2009, TU Dresden.

Kauther, R.; Herten, M.; Montenegro, H.; Odenwald, B. (2013): Geotechnische und geohydraulische Aspekte beim Bau der Weserschleuse in Minden. In: GEOTECHNIK, Volume 36, S. 137-146.

Kauther, R.; Günther, C. (2017): Veränderlich-feste Gesteine als geotechnisches Material am Beispiel des Tonsteins aus Minden. In: BAWMitteilungen Nr. 101, S. 47-58.

Lempp, C. (1979): Die Entfestigung überkonsolidierter, pelitischer Gesteine Süddeutschlands und ihr Einfluss auf die Tragfähigkeit des Straßenuntergrundes. Dissertation. Eberhard-Karls-Universität, Tübingen.

Molck, M.; Kauther, R.; Höher, M.; Sannebjörk, A.-M. (2007): FE-basierte Erddruckermittlung beim Neubau der Weserschleuse in Minden. Ohdekolloquium 2007, Hannover.

Montenegro, H.; Kauther R. (2010): A Multi-Scale Approach for the Consideration of Spatial Groundwater Flow in the Stability Analysis of a Large Excavation Pit. In: Proc. 7th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, NUMGE 2010, Trondheim, Norway.

Neumann, S.; Kauther, R.; Montenegro, H. (2018): Messtechnische Begleitung beim Bau der Weserschleuse in Minden – Konzeption, Umsetzung und Vergleich der Messergebnisse mit der Prognose. In: **BAWMitteilungen** Nr. 104, S. 65-84.

Nickmann, M., Spaun, G., Thuro, K. (2005): Untersuchungen zur Klassifizierung veränderlich fester Gesteine unter ingenieurgeologischen Aspekten. In: Moser, M. (Ed.): Veröffentlichungen von der 15. Tagung Ingenieurgeologie, DGGT Fachsektion Ingenieurgeologie, S. 157-162.

RMD Consult (2006): Neubau der Weserschleuse in Minden – Entwurfsplanung für Schleuse, Vorhäfen, Brücke und Straße (Lastenheft). München.

Schanz, T.; Zimmerer, M. M.; Datcheva, M.; Meier, J. (2006): Identification of Constitutive Parameters for Numerical Models via Inverse Approach. In: Felsbau Magazin 24, S. 11-21, VGE-Verlag.

Zimmerer, M.; Schanz, T. (2008): Neubau Schleuse Minden – Standsicherheitsanalyse für die Böschung der Baugrube der neuen Weserschleuse in Minden. VAROCON in Kooperation mit der Bauhaus-Universität Weimar.

Zimmerer, M.; Kauther, R.; Herten, M.; Schwab, R.; Schanz, T. (2009): Anwendung von Optimierungsverfahren bei der Auswertung von Labor- und Feldversuchen für Schleusenneubauten. 3. Workshop des DGGT Arbeitskreises 1.6 Numerik in der Geotechnik: Aktuelle Entwicklungen bei der Anwendung numerischer Verfahren in der Geotechnik, BAW Karlsruhe.