



## **Standsicherheitsuntersuchungen an Bahndämmen nach dem Konzept der Experimentellen Statik**

**Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach • Dipl.-Ing. Anke Fehsenfeld**  
Institut und Versuchsanstalt für Geotechnik • Technische Universität Darmstadt

**Prof. Dr.-Ing. Hans-Georg Kempfert**  
Fachgebiet Geotechnik • Universität Kassel

**Prof. Dr.-Ing. Stavros Savidis**  
Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik • Technische Universität Berlin

**Prof. Dr.-Ing. Klaus Steffens**  
Hochschule für Technik • Bremen

**Dipl.-Ing. Hartmut Wesemüller**  
DB ProjektBau GmbH • Projektzentrum Hannover

### **1 Einleitung**

Erddämme können hinsichtlich ihrer zu erfüllenden Funktion in verschiedene Gruppen eingeteilt werden: Eisenbahndämme, Straßendämme, Deiche und Staudämme. Die Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit der aus Lockergestein errichteten Erddämme werden durch die Kornzusammensetzung, Lagerungsdichte, Verformbarkeit und Festigkeit des Bodens, durch die Dammgeometrie und die Nutzung bestimmt.

In diesem Beitrag werden die Ergebnisse von Standsicherheitsuntersuchungen an Bahndämmen mit übersteilten Böschungen, die Ende des 19. Jahrhundert durch Abkippen des Dammschüttmaterials ohne qualifizierte Verdichtung errichtet worden sind, vorgestellt.

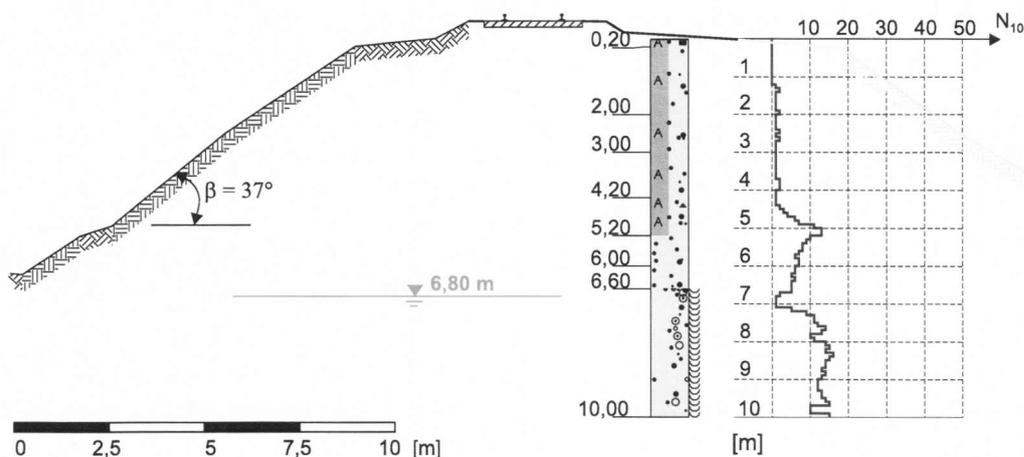
Die untersuchten Bahndämme werden durch die statischen Lasten aus dem Eigengewicht und dem Oberbau und durch die dynamischen Lasten aus dem Zugverkehr belastet. Die Ergebnisse von nach den aktuell gültigen und verbindlichen Regeln der Technik durchgeführten Standsicherheitsuntersuchungen zeigen, dass rechnerisch kein ausreichender Sicherheitsabstand vom Versagenszustand (ultimate limit state) vorhanden ist. Die Bahndämme sind nach den derzeitigen, entsprechend den nach den bauaufsichtlich sanktionierten technischen Regelwerken vorgenommenen Modellbildungen theoretisch nicht ausreichend standsicher. Durch 1:1 Bestandsuntersuchungen nach dem hier vorgestellten, erstmals auf Erdbauwerke angewandten Konzept der Experimentellen Statik kann jedoch nachgewiesen werden, dass die Bahndämme erhöhte Festigkeits- und Verformungseigenschaften besitzen und standsicher sind.

## 2 Geometrie und Zusammensetzung der untersuchten, historischen Bahndämme

Die Ende des 19. Jahrhunderts errichteten Eisenbahndämme sind entsprechend der damaligen Möglichkeiten ohne lageweisen Einbau unverdichtet von Pferdefuhrwerken aufgeschüttet worden. Die Situation ist typisch für historische Bahn- und Straßendämme sowie für alte Deiche.

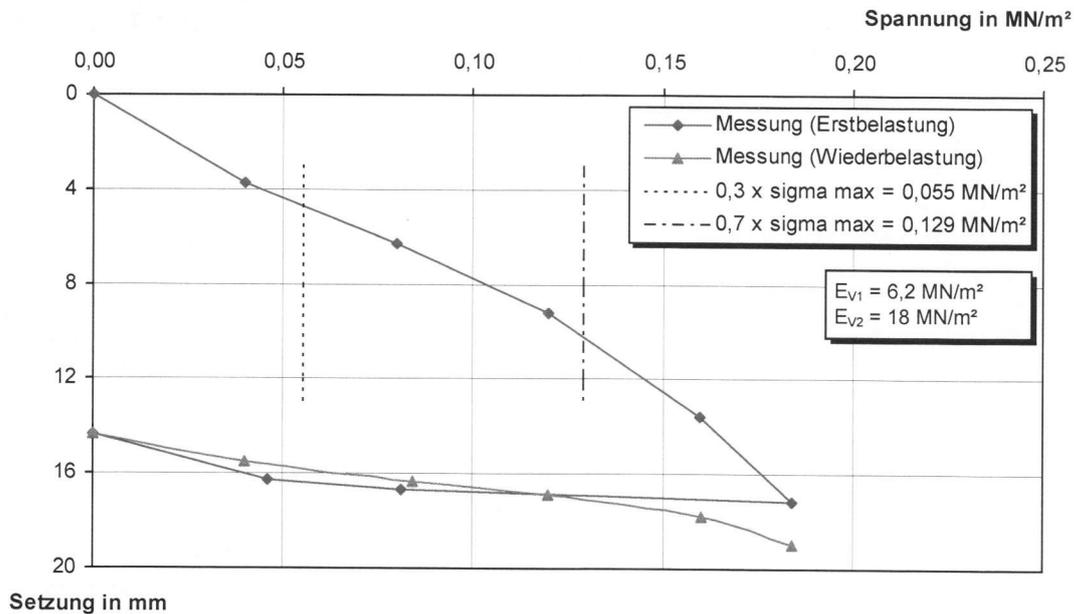
Die untersuchten Dämme besitzen Höhen von 4 m bis 10 m mit Böschungswinkeln bis zu  $40^\circ$  und böschungsschulternahe Gleislagen. Die Dammschultern und auch die Dammböschungen weisen starken Bewuchs auf.

Das Dammschüttmaterial besteht aus schwach schluffigen, enggestuften, locker gelagerten Fein- bis Mittelsanden (Bild 1). Die enggestuften Fein- bis Mittelsande werden von schwach feinsandigen, mitteldicht gelagerten kiesigen Mittelsanden unterlagert.



**Bild 1** Ergebnisse der Baugrund- und Grundwasseruntersuchungen an einem beispielhaft ausgewählten Dammquerschnitt

Plattendruckversuche, die im Rahmen der hier vorgestellten Erkundungsmaßnahmen nach DIN 18 134 in 1,5 m Tiefe unter der Dammkrone mit einer 600 mm großen Lastplatte ausgeführt worden sind, bestätigen die mit den Sondierungen festgestellte, lockere Lagerung des Dammschüttmaterials.



**Bild 2** Ergebnisse eines Plattendruckversuchs

In Bild 2 sind die gemessenen Last-Setzungskurven für die Erst- und die Wiederbelastung eines Plattendruckversuches dargestellt. Der Verformungsmodul des Dammschüttmaterials für die Erstbelastung  $E_{V1}$  liegt bei 4 - 9 MN/m<sup>2</sup>, der für die Wiederbelastung  $E_{V2}$  bei 14 - 19 MN/m<sup>2</sup>.

In Tabelle 1 sind die durch Labor- und Felduntersuchungen bestimmten, „klassischen“, d.h. nach den aktuell geltenden technischen Regelwerken bestimmten bodenmechanischen Kenngrößen des Dammschüttmaterials und des darunter anstehenden Baugrundes zusammengestellt.

	Bodenart nach DIN 4022	Lagerungsdichte	Feuchtwichte $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Wichte unter Auftrieb $\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Reibungswinkel $\varphi'$ [°]	Kohäsion $c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Dammschüttmaterial	Fein- bis Mittelsand, schwach schluffig	locker gelagert	17,0	9,0	30,0	0,0
Gewachsener Boden	Fein- bis Mittelsand, schwach schluffig	locker bis mitteldicht gelagert	17,0	9,0	30,0	0,0
	Mittelsand, feinsandig, kiesig	mitteldicht gelagert	18,0	10,0	32,5	0,0

**Tabelle 1** Bodenmechanische Kennwerte des Dammschüttmaterials und des gewachsenen Bodens

Das Grundwasser steht unterhalb der Dammaufstandsfläche an.

### 3 Standsicherheitsuntersuchungen

Für den in Bild 3 dargestellten, 6 m hohen Damm mit einem gleisseitigen Böschungswinkel von  $\beta = 37^\circ$  wurden Standsicherheitsberechnungen nach dem Lamellenverfahren von Bishop nach DIN 4084 durchgeführt. Die Standsicherheit der Böschungshaut wurde für das Dammschüttmaterial anhand der Fellenius-Regel überprüft.

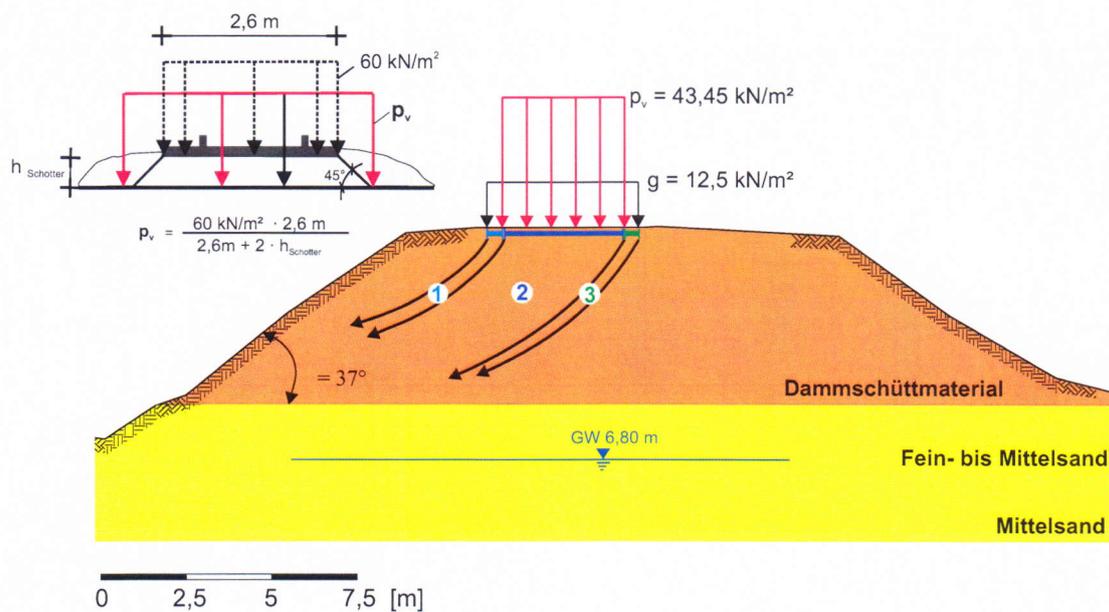
Die dynamische Belastung des Dammes infolge einer Zugüberfahrt wurde nach dem vereinfachten Ansatz nach RIL 836.0300 (1999) durch eine statische, in Dammlängsrichtung unendlich ausgedehnte und in Dammquerrichtung 2,6 m breite Flächenlast in Höhe von 60 kN/m<sup>2</sup> berücksichtigt. Diese Verkehrslast wurde unter einem Lastausbreitungswinkel von 45° auf dem Niveau UK Schotterbau verteilt. Damit ergibt sich eine Flächenlast  $p_v$  infolge einer Zugüberfahrt von 43,45 kN/m<sup>2</sup>. Der Schotteroberbau wurde durch eine 4,5 m breite Ersatzlast von  $g = 12,5$  kN/m<sup>2</sup> ersetzt.

In den Standsicherheitsuntersuchungen wurden die in Tabelle 1 angegebenen bodenmechanischen Kennwerte angesetzt.

Nach Fellenius berechnet sich die Standsicherheit  $\eta$  der Böschungshaut des als kohäsionslos angenommenen Dammschüttmaterials über das tangentielle Verhältnis des Reibungswinkels  $\varphi'$  zur Böschungsneigung  $\beta$ :

$$\eta = \frac{\tan \varphi'}{\tan \beta} = \frac{\tan 30^\circ}{\tan 37^\circ} = 0,77 \ll \eta_{\text{erf}} = 1,4$$

Bei den Standsicherheitsberechnungen nach dem Verfahren von Bishop wurden die Bruchmechanismen 1 bis 3 für Gleitkreise (Bild 3) untersucht.



**Bild 3** Lastbild und Geometrie des Dammschnitts und der Bruchmechanismen für die Gleitkreisberechnung

Für die Bruchmechanismen 1 bis 3 ergeben sich rechnerisch folgende Sicherheiten:

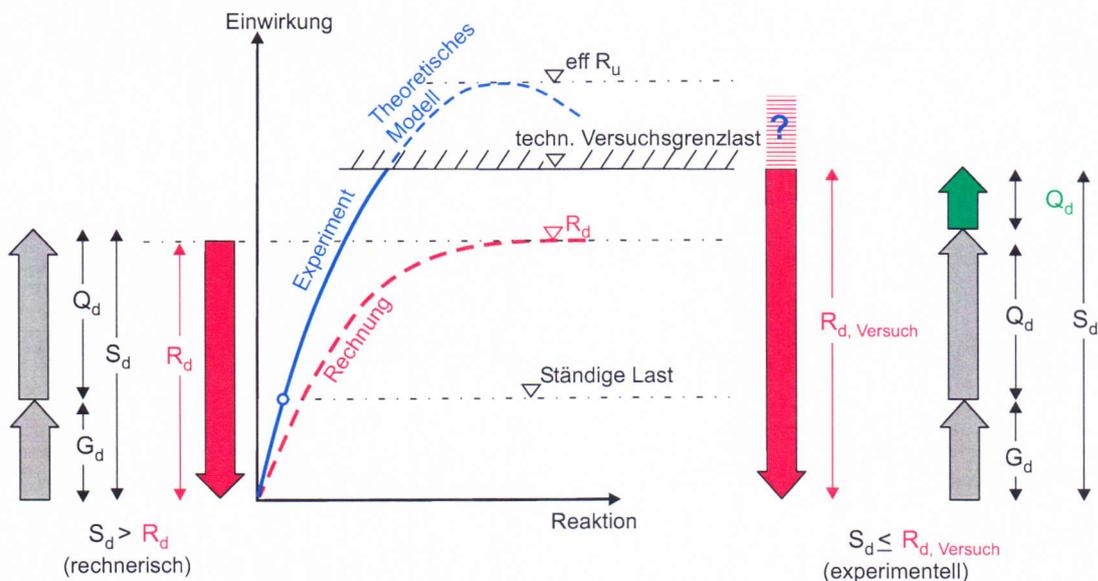
- 1: Bruch links der Schwelle durch das Schotterbett nach links  
 $\eta_1 = 0,98$
- 2: Bruch im Bereich der Schwelle nach links  
 $\eta_2 = 0,99$
- 3: Bruch rechts der Schwelle durch das Schotterbett nach links  
 $\eta_3 = 1,21$

Die minimalen, rechnerischen Sicherheiten liegen je nach Bruchmechanismus zwischen  $\eta = 0,98$  und  $1,21$ . Der Damm ist nach den entsprechend den Technischen Regelwerken vorgenommenen Modellbildungen also rechnerisch nicht standsicher, was der Anschauung und den Erfahrungen widerspricht. Es muss also standsicherheitserhöhende Faktoren bzw. Effekte geben, die in den „klassischen“ Standsicherheitsnachweisen voraussetzungsgemäß unberücksichtigt bleiben bzw. bisher unberücksichtigt bleiben müssen, worauf im Folgenden näher eingegangen wird.

#### 4 Konzept der Experimentellen Statik

Das Konzept der Experimentellen Statik beruht auf der Idee, durch Probelastungen, d.h. 1:1 Bestandsuntersuchungen, den Nachweis einer ausreichenden Standsicherheit zu führen, weil dies, insbesondere bei historischen bzw. älteren Baukörpern häufig mit einem rechnerischen Standsicherheitsnachweis nicht gelingt. Mit der Methode der Experimentellen Statik sind bislang Straßen- und Eisenbahnbrücken (Steckel et al., 1995, Knaack et al., 2003), Einzelpfähle, wie z.B. beim Reichstag in Berlin (Steffens et al., 1997) aber auch Dachbinderkonstruktionen von großen Industriehallen mit Erfolg getestet worden.

Die Methodik experimenteller Nachweise lässt sich gemäß Bild 4 wie folgt beschreiben:



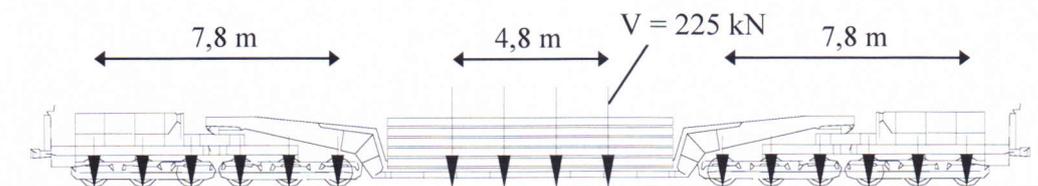
**Bild 4** Methodik der Experimentellen Statik

Das Ergebnis rechnerischer Standsicherheitsnachweise ergibt keinen ausreichenden rechnerischen Widerstand  $R_d$  gegenüber dem Bemessungswert der Einwirkungen  $S_d$ , d.h.  $S_d \leq R_d$ .

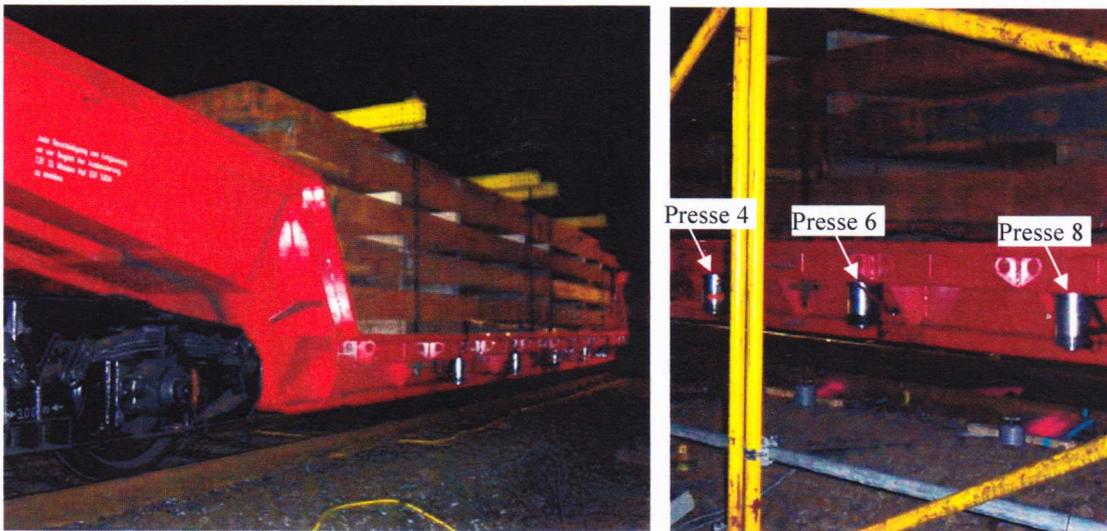
Wird ein vorhandenes Bauwerk mit einer (unbekannten) effektiven Bruchlast  $eff R_u$  nach vorausgehender Analyse, Vorberechnung und Versuchsplanung durch eine steigende Einwirkung belastet, so zeigt es Reaktionen, die messbar sind. Nach Erreichen der (in-situ vorher nicht aufgetragenen) technischen Versuchsgrenzlast beginnt die Schädigung des Bauteils, so dass diese Schranke nicht weiter überschritten werden darf.

Die technische Versuchsgrenzlast, d.h. der observierte Widerstand  $R_{d, \text{Versuch}}$  basiert auf einem In-situ Belastungsversuch. Der nutzbare Zuwachs des Bemessungswertes der veränderlichen Einwirkung  $\Delta Q_d$  ist stark abhängig von den rechnerisch nicht erfassten Systemreserven des untersuchten Bauteils.

Der vor beschriebene, nach den Regeln der Technik rechnerisch nicht standsichere Damm wurde mit dieser experimentell gestützten Nachweisstrategie nach dem Konzept der „Experimentellen Statik“ getestet. Die Lastaufbringung erfolgte mit dem Lastaufbringfahrzeug BELFA-DB, Uaais 819 der DB Cargo mit 12 Radsätzen, 31 m Länge, 90 t Eigengewicht und 160 t Zuladung (Bilder 5 und 6). Die Ballastierung erfolgt mit 10 Stahlbrammen á 16 t mit anschließendem Verspannen der Brammen gegen die Ladebrücke. Unter der Ladebrücke wurden  $2 \times 4$  Hydraulikpressen und 4 Quertraversen im Abstand von 1,6 m angeordnet, so dass über jede Hydraulikpresse eine Versuchslast  $V = 225 \text{ kN}$  eingetragen und insgesamt als technische Versuchsgrenzlast 1.800 kN im Experiment hydraulisch stufenlos aufgebracht wurden.



**Bild 5** Belastungsfahrzeug BELFA-DB, Uaais 819, Schnitt

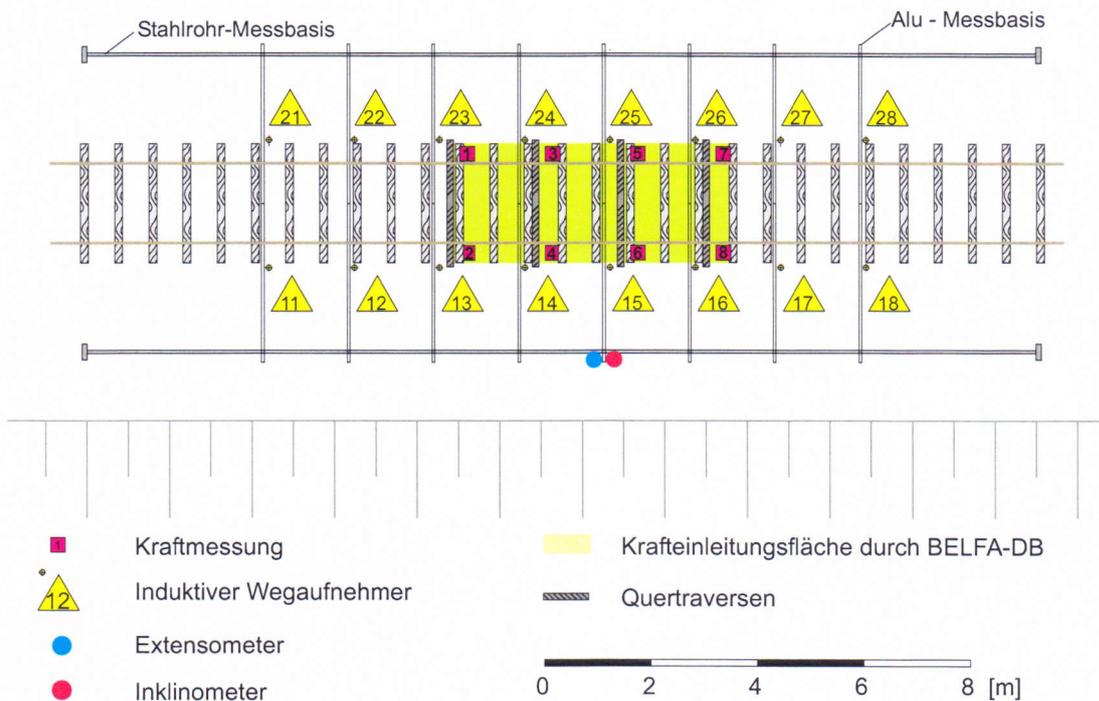


**Bild 6** Belastungsfahrzeug BELFA-DB, Uaais 819

Für die quasi konstante Flächenlast  $p_{\text{Probelastung}}$  ergibt sich unter der Annahme einer Lastausbreitung in Dammlängsrichtung von 6,4 m und in Dammquerrichtung von 2,25 m und einem Lastausbreitungswinkel von  $45^\circ$  auf das Niveau UK Schotteroberbau ein Wert von  $86,5 \text{ kN/m}^2$ . Der Damm ist mit der rd. 2-fachen Flächenlast im Vergleich zur RIL belastet worden.

Die Belastungsgeschwindigkeit betrug rd.  $7 \text{ kN/sec}$ . Ausgehend von einer Vorlast von  $100 \text{ kN}$  wurde die Versuchslasten von  $400 \text{ kN}$ ,  $1.000 \text{ kN}$ ,  $1.400 \text{ kN}$ ,  $1.600 \text{ kN}$  und  $1.800 \text{ kN}$  stufenweise aufgebracht. Nach dem erstmaligen Erreichen jeder Versuchszielast erfolgte jeweils eine Entlastung auf die Vorlast. Nach dem erstmaligen Erreichen der vorgenannten Laststufen wurde die Last solange konstant gehalten, bis die Zeitsetzungen abgeklungen waren. Dieses Lastregime mit drei Be- und Entlastungsschleifen einer Laststufe wurde bis zum Erreichen der technischen Versuchsgrenzlaster von  $1.800 \text{ kN}$  gefahren. Die Belastungsdauer nach Erreichen der jeweiligen Versuchslast betrug bis zu 45 min.

Zur Messung der Verschiebungen und Verformungen des Dammkörpers während der Probelastung mit dem BELFA-DB sind induktive Wegaufnehmer auf dem Niveau UK Schotteroberbau, Extensometer und Inklinometer im gleisseitigen Böschungskörper und Messbolzen mit Prisma für tachymetrische Messungen an der Dammkrone und der gleisseitigen Dammböschung installiert worden.



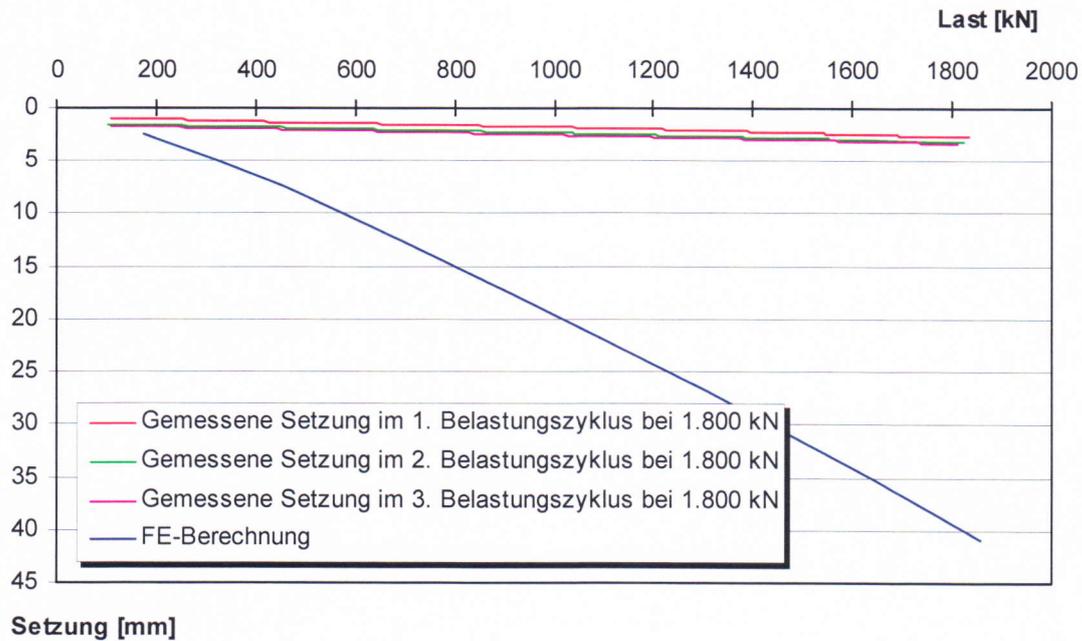
**Bild 7** Messinstrumentierungen für den Belastungsversuch

Der maximal mit dem Extensometer gemessene, äußerst geringe Setzungsbetrag unter Vollast, d.h. nach Aufbringen der Versuchsgrenzlast von 1.800 kN, liegt bei rd. 0,4 mm im Bereich von 1,5 m bis 3,5 m Tiefe unter der Dammkrone.

Die Auswertung der Inklinometermessungen in Gleisquerrichtung, in Richtung der Dammböschung, zeigt nach Aufbringen der Versuchsgrenzlast äußerst geringe Verschiebungen von rd. 0,8 mm in 2 m Tiefe unter der Dammkrone, die im Rahmen der Messgenauigkeit liegen.

Die tachymetrischen Messpunkte zeigen max. Verschiebungen bis 1 mm, was im Rahmen der Messgenauigkeit liegt.

Die direkt im Einleitungsbereich der Versuchslasten angeordneten induktiven Wegaufnehmer IW 13 - IW 16 und IW 23 - IW 26 haben maximal Setzungen von 4,2 mm nach Aufbringen der Versuchsgrenzlast von 1.800 kN gezeigt, was außerordentlich gering ist. In Bild 8 sind die 3 gemessenen Last-Setzungskurven für den böschungsnahen induktiven Wegaufnehmer IW 14 der mit der Finite-Element-Methode prognostizierten Last-Setzungskurve für die Versuchsgrenzlast von 1.800 kN gegenübergestellt. Die mit  $E = 20 \text{ MN/m}^2$  berechneten Setzungen ergaben 10-fach größere Werte.



**Bild 8** Gemessene Last-Setzungskurven und prognostizierte Last-Setzungskurve als Ergebnis der FE-Berechnung

Die Ergebnisse der Probelastung mit dem Belastungsfahrzeug BELFA-DB zeigen, dass die Dammböschung unerwartet große Steifigkeits- und Tragfähigkeitseigenschaften besitzt. Diese standsicherheitserhöhenden, dauerhaft vorhandenen, einer Berechnung aber bisher nicht vollständig validiert zugänglichen Effekte sind:

- Kapillareffekte
- Durchwurzelung
- 3D-Effekte

Durch den Einsatz des Konzeptes der Experimentellen Statik können die nach den „klassischen“ Standsicherheitsuntersuchungen zwingend notwendigen Sanierungsmaßnahmen kosten- und zeitmäßig minimiert werden, was erhebliche Einsparpotenziale bringt.

## 5 Standsicherheitserhöhende Faktoren

Bei einer Vielzahl geotechnischer, insbesondere temporärer Baumaßnahmen wie z.B. bei der Herstellung von Baugruben und Gräben bzw. von Böschungen in Tagebaugebieten ist eine festigkeits- und standsicherheitserhöhende Wirkung des vorhandenen Baugrundes bzw. Baustoffes aus nichtbindigen, teilgesättigten Böden nachweisbar. Der Verzicht auf diese Festigkeitsanteile aus Kapillareffekten würde Vielfach zu Widersprüchen bei der Beurteilung der Standsicherheit und Tragfähigkeit führen. Auch die Durchwurzelung sowie die 3D-Lastabtragung erhöhen die tatsächliche Standsicherheit, was bisher meist unberücksichtigt bleibt.

### 5.1 Kapillareffekte

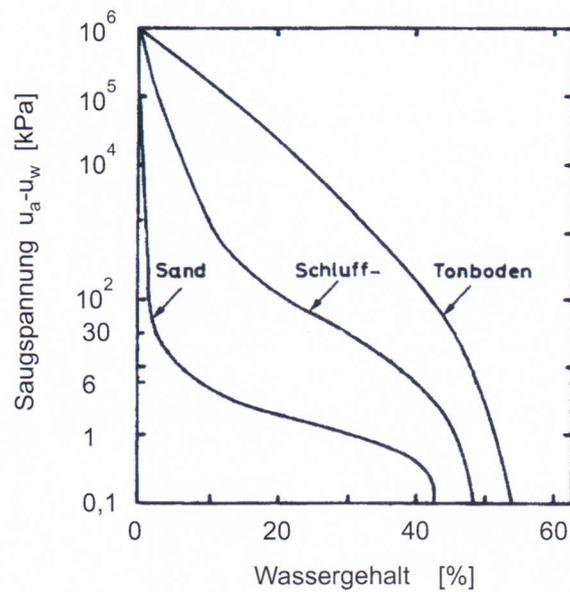
Für nichtbindige Böden wird im Allgemeinen angenommen, dass der von der Normalspannung unabhängige Scherfestigkeitsanteil, die Kohäsion, Null ist. Teilgesättigte, granulare Böden besitzen jedoch die Fähigkeit, Wasser anzusaugen und dieses festzuhalten. Diese kapillaren Effekte führen zu einer Zugspannung im Porenwasser (negativer Porenwasserdruck) und als Reaktionskraft zu einer auf das Korngerüst wirkenden Druckspannung. Dies bewirkt, dass aufgrund der größeren, zwischen den Körnern wirkenden Normalspannung eine Erhöhung des Scherwiderstandes auftritt. Diese Zunahme der Scherfestigkeit ist von äußeren Spannungen unabhängig. Terzaghi (1925) bezeichnete diese Scherfestigkeit als scheinbare Kohäsion, da ihr Auftreten nicht durch die physikalischen Eigenschaften des Korngerüst verursacht wird, sondern durch die des Wassers. Hieraus resultiert auch die Tatsache, dass diese festigkeitserhöhende Wirkung durch Überfluten oder Austrocknen aufgehoben wird.

Die Kapillarität basiert im Wesentlichen auf dem Phänomen der Oberflächenspannung an der Schichtgrenze zweier Medien mit unterschiedlichen Grenzflächenspannungen. Als Maß für die im porösen Medium wirkenden Kapillarkräfte werden Saugspannungen, auch Matrixpotential genannt, gemessen. Die Saugspannungen sind die Folge der Adhäsion von Wassermolekülen an Mineraloberflächen und der Kohäsion der Wassermoleküle untereinander.

Die Saugspannung (Kapillardruck)  $p_c$  entspricht der Differenz zwischen dem Porenluftdruck  $u_a$  [kPa] unter atmosphärischen Bedingungen, der nicht benetzenden Phase und dem negativen Porenwasserdruck  $u_w$  [kPa] der benetzenden Phase im teilgesättigten porösen Medium.

$$p_c = p_{nb} - p_b = u_a - u_w$$

Der Zusammenhang zwischen der Saugspannung und dem volumetrischen Wassergehalt wird in Wassergehalts-Saugspannungs-Kurven dargestellt (Bild 9).



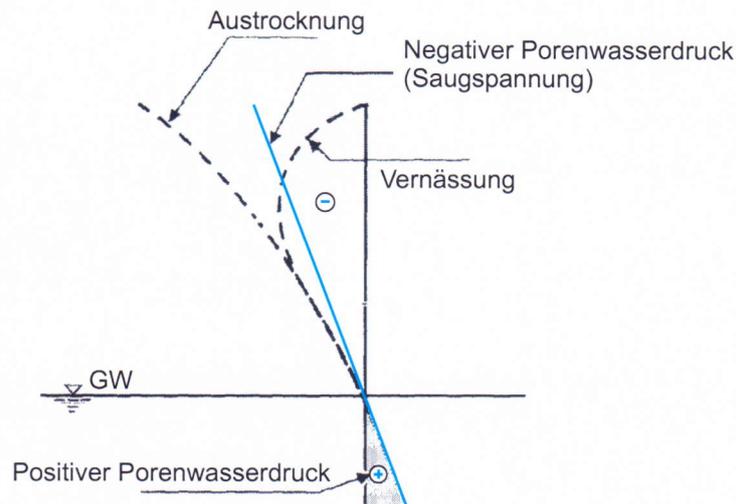
**Bild 9** Wassergehalts-Saugspannungs-Beziehung

Die Wassergehalts-Saugspannungs-Beziehung beschreibt die Kapillardruckverteilung im porösen Medium und erlaubt Rückschlüsse auf zahlreiche hydraulische und bodenmechanische Eigenschaften des Bodens.

Die Saugspannung ist vom Wassergehalt des Bodens abhängig. Je steiler der Verlauf der Wassergehalts-Saugspannungs-Kurve eines Bodens ist, desto stärker wird von ihm das Wasser zurückgehalten. Der Kurvenverlauf ist im Wesentlichen von der Kornverteilung, der Kornform, dem Porenanteil sowie der mineralogischen Zusammensetzung des Bodens abhängig.

Die Saugspannung wird mit abnehmendem Porenradius immer größer. Demzufolge zieht sich das Restwasser in immer engere Porenkanäle zurück. Die Saugspannung wird also mit zunehmender Austrocknung immer größer.

In Bild 10 sind die Saugspannungsänderungen im geschlossenen Kapillarsaum infolge Austrocknung bzw. Vernässung dargestellt.



**Bild 10** Änderung der Saugspannung in der Kapillarzone infolge Austrocknung bzw. Vernässung (Köhler, 2002)

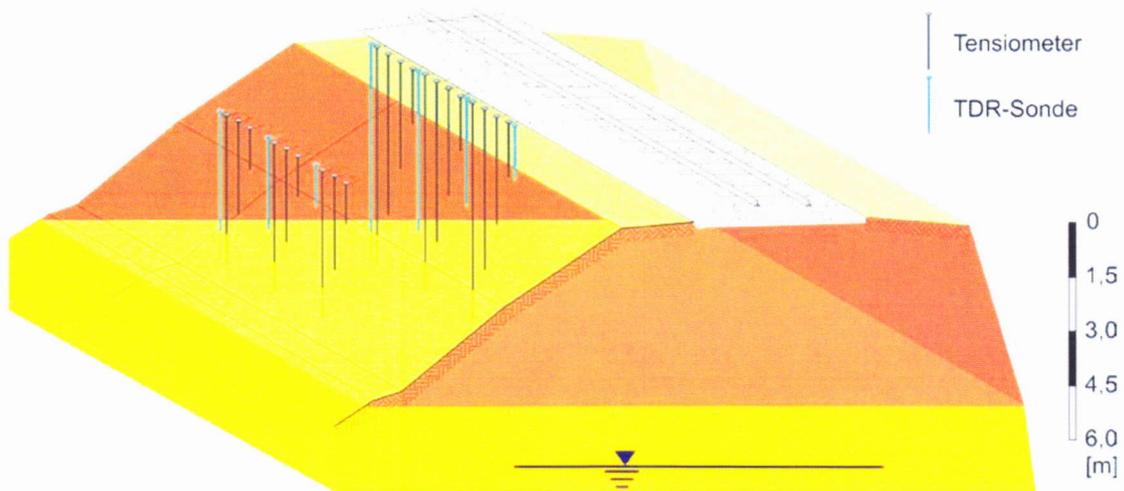
Wetterbedingte Austrocknungen und Vernässung stören das Gleichgewicht der Spannungen im Boden, was zur Erhöhung bzw. zur Verminderung der Saugspannungen führt. Bei starker Infiltration kann die Kapillarwirkung vollständig verloren gehen bis hin zur Umkehrung der Porenwasserspannungen. Aus Saugspannungen können bei ausreichender Vernässung Druckspannungen werden. Umgekehrt können bei hoher Verdunstung höhere Saugspannungen entstehen als sie für den Gleichgewichtszustand erforderlich wären.

### 5.1.2 Bestimmung des volumetrischen Wassergehaltes und der Saugspannung

Zur Beurteilung des mechanischen und hydromechanischen Verhaltens ungesättigter Böden ist die Kenntnis der im porösen Medium wirkenden und jahreszeitlich unabhängig vorhandenen Saugspannungen und des Wassergehaltes notwendig. Zur Messung des volumetrischen Wassergehaltes werden sog. TDR-Sonden eingesetzt, die Saugspannungen werden mit Tensiometern gemessen.

Durch die gewählte Versuchsanordnung der TDR-Sonden und der Tensiometer (Bild 11) in der Dammböschung bzw. der Dammmitte soll der Einfluss des Bewuchses auf die Änderung der Saugspannungen und der Wassergehalte ermittelt werden. Ein Anstieg der Saugspannungen dürfte sich an Tagen mit hoher Strahlungsintensität (verstärkte Photosynthese) äußern, da diese mit erhöhter Wasseraufnahme von Pflanzen und die damit verbundene Transpiration verbunden sind.

Die TDR-Sonden und die Tensiometer sind im Bereich der Dammmitte in Tiefen von 150 cm, 300 cm, 450 cm und 600 cm und im Bereich der Dammböschung in Tiefen von 100 cm, 250 cm und 400 cm eingebaut worden. In jeder Tensiometermessebene sind 3 Tensiometerzellen eingebaut worden.



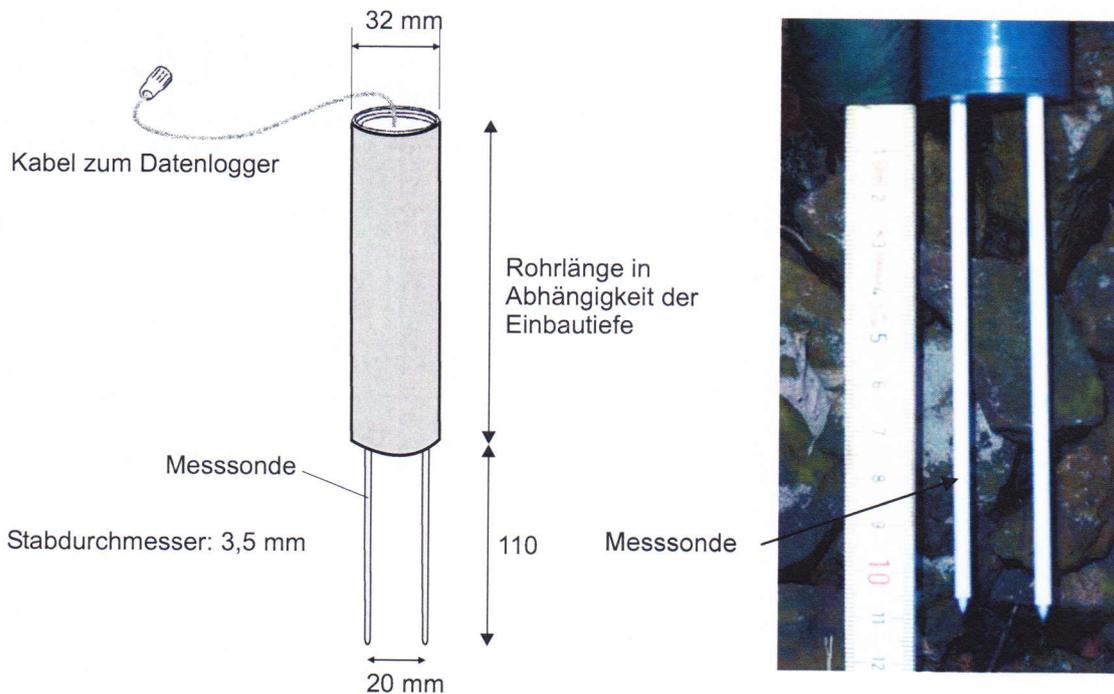
**Bild 11** Anordnung der TDR-Sonden und Tensiometer

### TDR-Sonden

Die Wassergehaltsmessungen werden mit dem TRIME-System der Firma IMKO durchgeführt. Insgesamt sind 7 TDR-Sonden in Dammmitte und in der Dammböschung installiert worden (Bild 11).

Die Time Domain Reflectometrie (TDR) ist ein aus der Entwicklung der Radartechnik hervorgegangenes, elektromagnetisches Messverfahren zur indirekten Ermittlung des Wassergehaltes in porösen Medien. Eine ausführliche Beschreibung des Messverfahrens findet sich in Stacheder (1996). Das Messprinzip beruht auf einer Geschwindigkeits- bzw. Laufzeitmessung einer elektromagnetischen Welle. Die Geschwindigkeit einer elektromagnetischen Welle im zu messenden Material hängt von der Dielektrizitätszahl und der elektrischen Permeabilität ab. Bei der TDR-Messung macht man sich im Vergleich zu trockenen, porösen Stoffen die sehr hohe Dielektrizitätskonstante des Wassers zu nutze.

Die relative Genauigkeit für den installierten Sondentyp liegt bei  $\pm 2$  Vol.-%. für einen volumetrischen Wassergehalt zwischen 40 und 70 Vol.-%. Eine Temperaturstabilität ist im Bereich zwischen  $-15^{\circ}\text{C}$  und  $50^{\circ}\text{C}$  gegeben. Die TDR-Sonden besitzen eine Stablänge von rd. 110 mm und einen Durchmesser von 3,5 mm (Bild 12).



**Bild 12** Prinzipsskizze der eingebauten TDR-Sonden

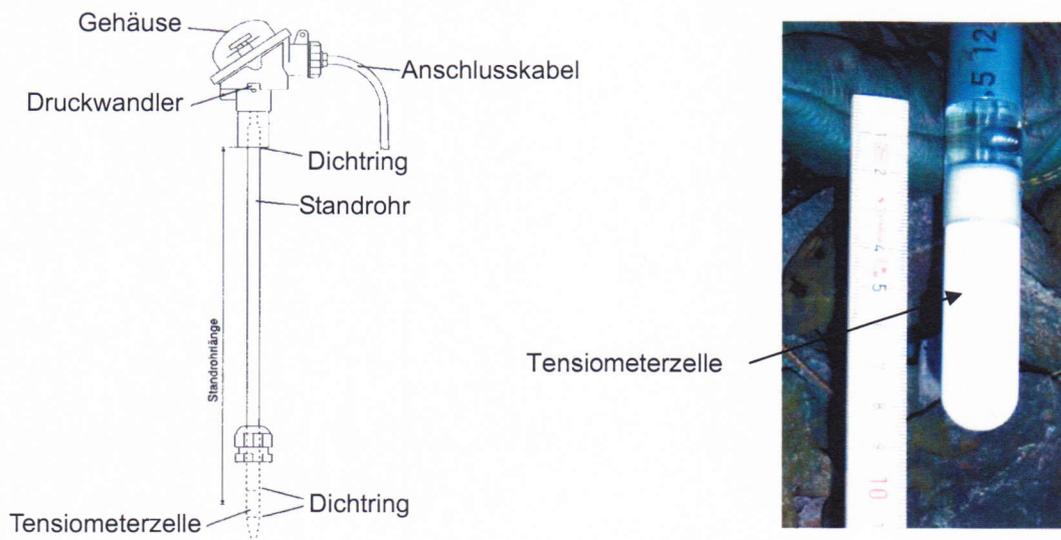
Je mehr Wasser der die Sonde umgebende Boden enthält, umso länger ist die Verweildauer des elektromagnetischen Impulses in der Sonde. Der gemessene volumetrische Wassergehalt  $\theta$  [Vol.-%] gibt das Verhältnis zwischen dem Wasservolumen und dem Gesamtvolumen einer Probe an. Mit Hilfe der Trockendichte  $\rho_d$  des Bodens und der Dichte des Wassers  $\rho_w$  kann der volumetrische Wassergehalt in den gravimetrischen Wassergehalt  $w$  wie folgt umgerechnet werden:

$$w = \frac{\rho_w}{\rho_d} \cdot \theta \quad [\%]$$

## Tensionmeter

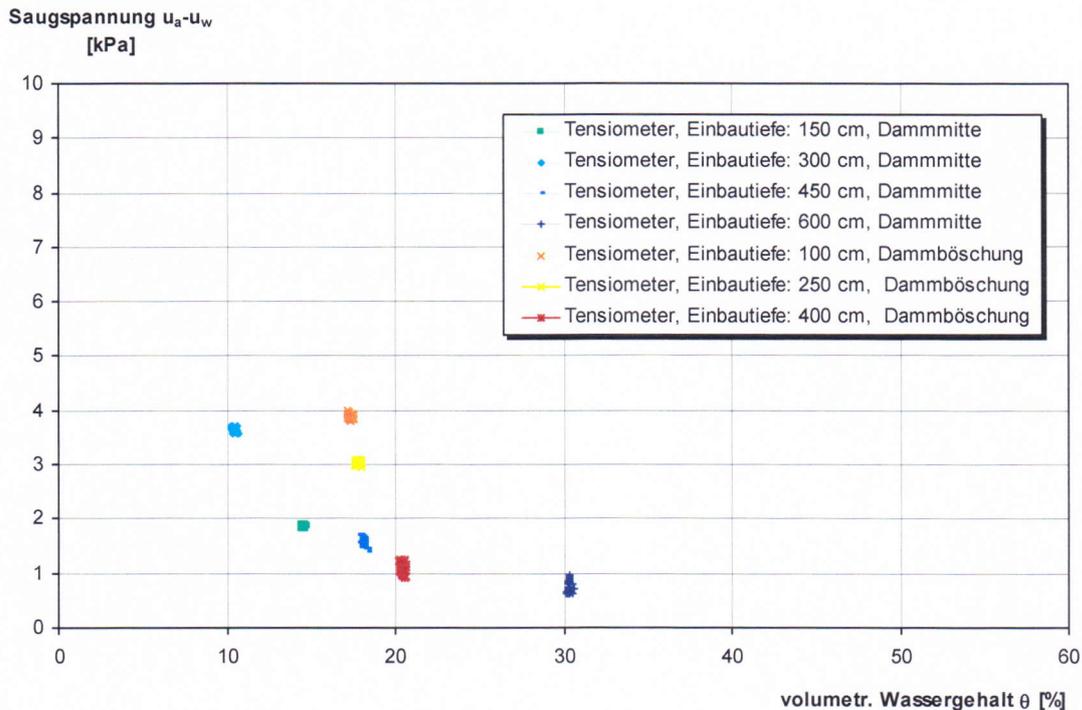
Zur Messung des Saugspannungen bedient man sich der Tensiometrie (DIN ISO 11276). Das Tensiometer besteht i.w. aus einer porösen, meist becherförmigen Tensiometerzelle, einem Standrohr und einem Druckaufnehmer (Bild 13). Die wasserdurchlässige poröse Tensiometerzelle ist aus Keramik gefertigt und mit Wasser gefüllt. Die Poren der Zellwand sind klein genug, um zu verhindern, dass Luft durch sie hinaustritt.

Bei der Messung der Saugspannung wird der Druck gemessen, mit dem die teilgesättigte Bodenmatrix versucht, dem Tensiometer über die poröse Keramik Wasser zu entziehen. Der entstehende Unterdruck in der Tensiometerzelle wird über den Druckwandler gemessen.



**Bild 13** Prinzipsskizze der eingebauten Tensionmeter

In Bild 14 sind die eine Woche nach Einbau gemessenen Saugspannungen über dem volumetrischen Wassergehalt aufgetragen. Die dargestellten Werte können nicht als Maximalwerte bewertet werden, da die gemessenen Saugspannungen nach Einbau immer noch kontinuierlich ansteigen. Die Messergebnisse zeigen, dass mit zunehmender Einbautiefe der volumetrische Wassergehalt zunimmt und sich die Saugspannungen reduzieren. Die maximalen Saugspannungen wurden bei den in 300 cm Tiefe in der Dammmitte bzw. 100 cm in der Dammböschung installierten Tensionmeter bei 3,5 kPa mit einem zugehörigen volumetrischen Wassergehalt von  $\theta = 10,4$  Vol.-% bzw. einem gravimetrischen Wassergehalt von  $w = 6,6$  % gemessen.



**Bild 14** Gemessene Saugspannungs-Wassergehalts-Beziehung

### 5.1.3 Kapillarkohäsion

Die Erhöhung der Scherfestigkeit teilgesättigter, nichtbindiger Lockergesteine durch einen normalspannungsunabhängigen Kohäsionsanteil, der Kapillarkohäsion, setzt das Vorhandensein von Oberflächenspannungen des Porenwassers im porösen Medium voraus.

Die Kapillarkohäsion ist also keine unveränderliche Lockergesteinskonstante, sondern zeitlich variabel, d.h. sie ist abhängig von der oberflächennahen Feuchtedynamik im Boden, d.h. vom Niederschlagsaufkommen bzw. der Austrocknung. Damit darf die Kapillarkohäsion in Stabilitätsuntersuchungen nur dann angesetzt werden, wenn ein Feuchteregime, d.h. der erforderliche Wassergehalt und damit die wirkenden Zugspannungen, jahreszeitlich unabhängig im Boden nachgewiesen werden können.

Über die Größe der Kapillarkohäsion finden sich in der Literatur sehr unterschiedliche Auffassungen. Nach Terzaghi (1925) hat die Kapillarkohäsion in sehr feuchten Sanden ihr Maximum. Für die Sättigungsgrade  $S_r = 0$  und  $S_r = 1$  nimmt sie den Wert Null an. Ohde (1953) gibt für die Kapillarkohäsion in Feinsand einen Wert von bis zu 20 kN/m<sup>2</sup> an. Bei Scherversuchen in Mittelsand ermittelte Rathje (1931) für die Kapillarkohäsion

Werte von 1,5 kN/m<sup>2</sup>, Steinfeld (1952) und Giese (1954) Werte von 2 kN/m<sup>2</sup>. Durch Abrutschversuche stellte Buchholz (1931) einen Wert von 1,9 kN/m<sup>2</sup> fest.

Bezüglich der Zeitabhängigkeit der Größe der Kapillarkohäsion wurden von Bilz & Vieweg (1993) Versuche an Einschnittböschungen aus gleichförmigen Mittelsand durchgeführt. Die Versuche bestätigen, dass die Kapillarkohäsion eine Funktion der Zeit ist und den Witterungseinflüssen unterliegt. In den Untersuchungen konnten Bilz & Vieweg (1993) nachweisen, dass zwischen dem jahreszeitabhängigen Niederschlagsaufkommen sowie der temperaturabhängigen Verdunstung einerseits und dem Feuchteregime eines Lockergesteins, dem Sättigungsgrad sowie der Kapillarkohäsion andererseits eine direkte quantitative Abhängigkeit besteht. Bilz & Vieweg (1993) zeigten anhand von Wassergehaltmessungen an steilen Einschnittböschungen aus Sanden, dass ab 40 cm Tiefe unter der Geländeoberfläche witterungsunabhängige Sättigungsgrade vorhanden sind.

Kahl & Neuber (1953) führten großmaßstäbliche Modelluntersuchungen an teilgesättigten Sanden durch. Als Größenordnung ermittelten sie für die Kapillarkohäsion Werte zwischen 6 kN/m<sup>2</sup> und 7 kN/m<sup>2</sup> bei einem Wassergehalt zwischen 4 % und 11 %.

In der Mischungstheorie gilt das bereits von Terzaghi (1943) formulierte Konzept der effektiven Spannungen, wonach sich die vom Korngerüst getragenen effektiven Spannungen  $\sigma'$  aus der Differenz der totalen Spannung  $\sigma$  der Mischung und der vom Porenwasser aufgenommenen, neutralen Spannungen  $u_w$  ergibt.

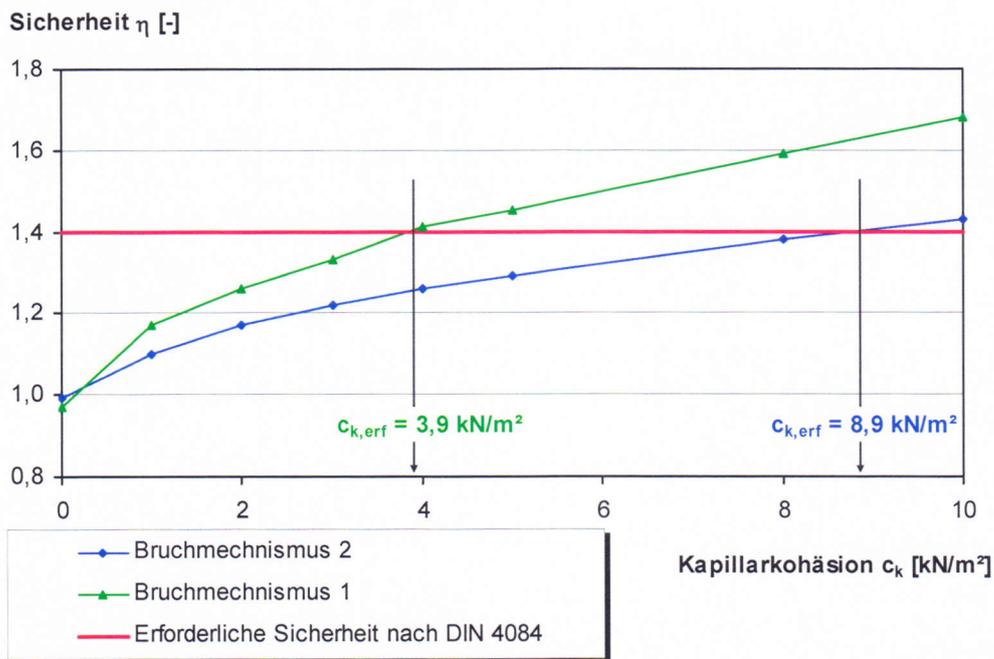
$$\sigma' = \sigma - u_w$$

Zur Beschreibung des erhöhten Festigkeitsverhaltens teilgesättigter Böden erweiterte Bishop (1959) diesen Ansatz um einen Scherfestigkeitsanteil  $\chi \cdot (u_a - u_w)$ . Dieser Scherfestigkeitsanteil repräsentiert den Kapillarkohäsionsanteil. In Bishop & Blight (1963) sind Messwerte für  $\chi$  gegeben. Vereinfachend kann nach Donald (1960)  $\chi$  gleich dem Sättigungsgrad  $S_r$  gesetzt werden. Die effektiven Spannungen eines teilgesättigten Bodens ergeben sich zu:

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi \cdot (u_a - u_w)$$

mit:	$\sigma$	totale Spannung
	$\sigma'$	effektive Spannung
	$u_a$	Luftdruck
	$u_a - u_w$	Saugspannung
	$\chi$	empirischer Parameter

In Bild 14 sind die Ergebnisse der Standsicherheitsuntersuchungen nach dem Lamellenverfahren von Bishop bei Ansatz einer Kapillarkohäsion für das Dammschüttmaterial am ausgewählten Dammquerschnitt dargestellt. Es wurden die Bruchmechanismen 1 und 2 für die Gleitkreise (s. Abschn. 3.1) untersucht. Für den böschungsnahen Bruchmechanismus 1 ist der Ansatz einer Kapillarkohäsion  $c_k \geq 3,9 \text{ kN/m}^2$  für den Nachweis einer rechnerisch ausreichenden Standsicherheit von  $\eta = 1,4$  nach DIN 4084 erforderlich. Für den Nachweis einer ausreichenden Sicherheit ist für den Bruchmechanismus 2 eine Kapillarkohäsion von  $c_k \geq 8,9 \text{ kN/m}^2$  erforderlich.



**Bild 14** Berücksichtigung der Kapillarkohäsion bei Standsicherheitsuntersuchungen nach Bishop am ausgewählten Dammquerschnitt

## 5.2 Durchwurzelung

Zur Erfassung der aus der Durchwurzelung resultierenden Effekte ist eine Beschäftigung mit der Ingenieurbiologie notwendig. Kruedener (1951) beschreibt die Ingenieurbiologie als die „Wissenschaft von der Eigenart und dem Verhalten lebender Pflanzen als Baustoff“, die Anwendung in der Landwirtschaft, dem Gartenbau, der Forstwirtschaft, dem Verkehr und der Wasserwirtschaft findet.

In der Ingenieurbiologie werden Pflanzen und Pflanzenteile als lebende Baustoffe eingesetzt, so dass im Laufe ihrer Entwicklung mit dem anstehenden Boden ein wesentli-

cher Beitrag zur dauerhaften Sicherung und Erhaltung der Baumaßnahmen geleistet wird (Schiechtl, 1985). Im Zusammenhang mit der Ingenieurbiologie werden auch die Begriffe wie „Grün- oder Lebendverbau“ sowie die „Lebend bewehrte Erde“ verwendet (Schuppener, 2001).

Die funktionalen Ziele des Einsatzes von ingenieurbiologischen Baumaßnahmen sind vor allem der Schutz der Böschungsoberfläche gegen Erosion durch Wasser, Schnee und Wind und die Stabilisierung von steilen Böschungen und Hängen sowie der Uferschutz an Gewässern. Die mechanische Wirkung ingenieurbiologischer Bauwerke besteht in der Verfestigung und Bindung des Bodens durch ein Wurzelskelett und in der ausreichenden Zug- und Scherfestigkeit der Pflanzenwurzeln. Die eingelegten Zweige und Äste werden zu Wurzeln und sorgen für die Dauerhaftigkeit der Konstruktion.

Schuppener (2001) stellt die zu führenden Nachweise für die Bemessung einer Böschungssicherung mit der Bauweise „Lebend Bewehrte Erde“ vor. Beim Nachweis der Inneren Standsicherheit wird die statisch erforderliche Tragfähigkeit der Äste und Zweige sowie die erforderliche Anzahl, Dicke und Länge der einzulegenden Pflanzen ermittelt. Der Nachweis der äußeren Standsicherheit erfolgt nach DIN 4084.

## **6 Schlussbemerkung**

Aufbauend auf den im übrigen Konstruktiven Ingenieurbau bereits erfolgreich eingeführten Konzept der Experimentellen Statik werden für den Erd- und Grundbau neue Nachweismethoden entwickelt, um die bisher bei Standsicherheitsuntersuchungen vernachlässigten, tragfähigkeitserhöhenden Effekte bei der Untersuchung der Standsicherheit von (historischen) Bahndämmen wirklichkeitsnah zu berücksichtigen. Dies führt zu erheblichen Kosteneinsparungen bei der Sanierung bzw. Erhaltung (alter) Bahnstrecken, die infolge von Nutzungsänderungen etc. den aktuellen Sicherheitsanforderungen genügen müssen.

## **Literatur**

Bilz, P., Vieweg, J. (1993)

Zur Größe der Kapillarkohäsion von Sanden. Geotechnik 16, S. 65-71

Bishop, A.W. (1955)

The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. Géotechnique Vol. 5, S. 1-17

Bishop, A.W. (1959)

The principle of effective stress. Teknisk Ukeblad, 39, S. 859-863

- Bishop, A.W., Blight, G.E. (1963)  
Some aspects of effective stress in saturated and partially saturated soils.  
Geotechnique 13, No. 3, S. 177-197
- Borowicka, H. (1970)  
Ein statisch einwandfreies Verfahren zur Ermittlung der Standsicherheit einer  
Böschung. Der Bauingenieur 45, S. 307-313
- Buchholz, W. (1931)  
Erdwiderstand auf Ankerplatten. Dissertation TH Hannover
- Dennhardt, M. (1986):  
Beitrag zur Berechnung der räumlichen Standsicherheit von Böschungen. Berg-  
akademie Freiberg, Bergbau und Geotechnik, Grundbau, Freiburger Forschungs-  
hefte A731
- DIN 4084 (1981)  
Gelände- und Böschungsbruchuntersuchungen
- DIN 4084-100 (1996)  
Baugrund: Böschungs- und Geländebruchberechnungen. Teil 100: Berechnung  
nach dem Konzept mit Teilsicherheitsbeiwerten. Vornorm, April 1996
- DIN 18 134 (1990)  
Plattendruckversuch
- DIN ISO 11276 (2001)  
Bestimmung des Porenwasserdrucks: Tensiometerverfahren.
- Donald, I.B. (1960)  
Discussion. Proc. Conference pore pressure. Butterworths, London, S. 69
- Fellenius, W. (1926)  
Erdstatische Berechnungen. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
- Giese, H. (1954)  
Kraft und Weg beim räumlichen Erdwiderstand vor Kreiszyllindern. Dissertation  
TH Hannover
- Kahl, H., Neuber, H. (1957)  
Beschreibung und Auswertung von Versuchen zur Feststellung der scheinbaren  
Kohäsion von erdfeuchten Sanden. Fortschr. und Forsch. im Bauwesen, Reihe D,  
Heft 28, Franksche Verlagsbuchhandlung, Stuttgart
- Knaack, H.-U., Schröder, C., Slowik, V., Steffens, K. (2003)  
Belastungsversuche an Eisenbahnbrücken mit dem Belastungsfahrzeug BELFA-  
DB. Bautechnik 80, Heft 1

- Köhler, H.-J. (2002)  
Saugspannungsänderungen und ihr Einfluss auf das Verformungs- und Bruchverhalten teilgesättigter Böden. Diskussionsbeitrag zum BAW-Kolloquium am 23.10.2002 in Karlsruhe
- Kruedener, A. (1951)  
Ingenieurbiologie. Rheinhardt, München
- Ohde, J. (1953)  
Über den Gleitwiderstand der Erdstoffe. Akademie – Wien, Berlin
- Rathje, J. (1931)  
Über den Schnittvorgang im Sand. Dissertation in Hannover
- Richtlinie RIL 836 (1999)  
Erdbauwerke, DB Netz AG, Ausgabe Dezember 1999
- Schiechtl, H.M. (1987):  
Böschungssicherung mit ingenieurbiologischen Bauweisen. Grundbautaschenbuch, 3. Auflage, Teil 3, S. 217-315, Ernst & Sohn Verlag, Berlin
- Schuppener, B. (2001):  
Die Bemessung von Böschungssicherungen mit Pflanzen. Geotechnik 24 (2001) Nr.3, S. 175-185
- Stacheder, M. (1996)  
Die Time Domain Reflectometry in der Geotechnik. Messung von Wassergehalt, elektrischer Leitfähigkeit und Stofftransport. Schriftenreihe Angewandte Geologie Karlsruhe, Lehrstuhl für Angewandte Geologie der Universität Karlsruhe, Band 40
- Steckel, U., Steffens, K., Wehner, H. (1995)  
Teerhofbrücke über die Weser in Bremen. Der Bauingenieur, Heft 5
- Steffens, K., Wolters, P., Malgut, W. (1997)  
Tragsicherheitsbewertungen am Reichstagsgebäude in Berlin. Bautechnik 74, Heft 7, S. 434-442
- Steinfeld, K. (1952)  
Der räumliche Erdwiderstand vor Kreiszyllindern und seine Vergrößerung durch Rüttelung. Dissertation TH Hannover.
- Terzaghi, K. (1925)  
Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage. Deuticke, Leipzig und Wien
- Terzaghi, K. (1943)  
Theoretical Soil Mechanics. John Wiley & Sons, New York