

## **Spannungsgesteuerte Kriechversuche als Bemessungshilfe im Asphaltwasserbau**

### **Kurzfassung**

Im vorliegenden Beitrag soll über umfangreiche triaxiale spannungsgesteuerte Druck-Kriechversuche an kubischen Asphaltbetonprüfkörpern berichtet werden. Die Auswertung der Versuchsdaten ermöglichte die Entwicklung eines räumlichen Stoffansatzes, mit dessen Hilfe Langzeitaussagen über das Spannungs- und Deformationsverhalten von Asphaltbetonkerndichtungen im Staudammbau getroffen werden können. Die Anwendung des rheonomen Materialgesetzes wird an einem Beispiel dokumentiert.

### **Abstract**

This article report on triaxial stress controlled pressure and creeping tests at asphaltic concrete specimens. A three-dimensional element formulation was developed from the experiment data. With this approach the stress and deformation behavior of watertight asphaltic diaphragm can be precalculated for a long period. The applicability of this rheonom approach is illustrated in one example.

### **1 Einleitung**

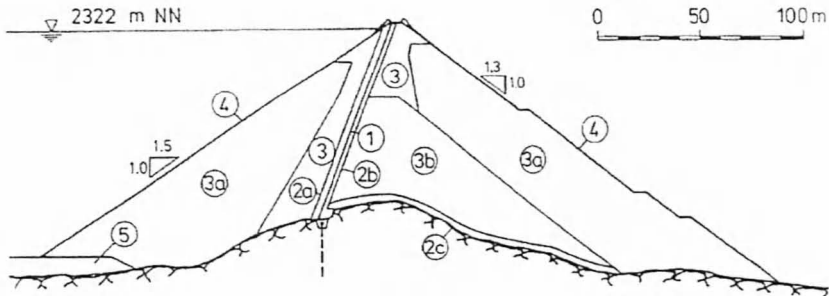
Der Talsperrenbau unterliegt immer mehr der kritischen Beurteilung der öffentlichen Meinung. Neben der Funktionalität zur Sicherung der Wasser- und Energiereserven sowie des Hochwasserschutzes und der technischen Sicherheit spielen in der heutigen Zeit zunehmend ökologische und landschaftsgestalterische Aspekte eine Rolle. Die Entwicklung der letzten 40 Jahre hat deshalb auch im Staudammbau zu neuen Technologien und Materialien geführt.

So hat man sich im Asphaltwasserbau in den letzten Jahren immer häufiger (über 32 Staudämme in 34 Jahren! [ 1 ]) für eine Asphaltbetonkerndichtung entschieden. Um im Interesse der Bauwerkssicherheit das Materialverhalten einer solchen bituminösen Kerndichtung während des Baus und der einzelnen Betriebsphasen besser vorhersagen zu können, wurde vor allem im deutschsprachigen Raum umfangreiche Entwicklungsarbeit verbunden mit aufwendigen Meßprogrammen an Staudämmen mit Asphaltbetonkerndichtung geleistet.

Als Weiterführung der jahrelangen Forschungsarbeiten über bituminöse Bauwerksabdichtungen im Wasserbau am Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik der Technischen Universität Dresden wurden über 40 spannungsgesteuerte Kriechversuche zur Erarbeitung eines räumlichen Stoffansatzes für Asphaltbetonkerndichtungen durchgeführt, deren Ergebnisse hier zum Teil erläutert werden sollen.

## 2 Asphaltbetonkerndichtung

### 2.1 Konstruktion und Eigenschaften



Zone	Material	$d_{\max}$ in mm
1 Dichtungskern	Asphaltbeton	16
2a Übergangszone Wasserseite	ausgesiebte Moräne	100
2b Übergangszone Luftseite	ausgesiebtes Steinbruchmaterial	100
2c Drainagezone	Steinbruchmaterial	700
3 Stützkörper	Steinbruchmaterial	700
3a Stützkörper	Steinbruchmaterial	700
3b Stützkörper	Moräne	700
4 Deckschicht	Blöcke	500-1000
5 Verbleibende Überlagerung	Moräne	

Bild 1: Querschnitt eines Damms mit Asphaltbetonkerndichtung, *Finstertaldamm* [ 7 ]

Die Asphaltbetonkerndichtung ist, wie der Name schon andeutet, eine künstliche Dichtung, die im Dammbau für Erd- und Steinschüttdämme eingesetzt wird. Als Dichtungsmaterial wird Asphaltgrobton (entsprechend EAAW 83) verwendet. Der eigentliche Asphaltkern ist beidseitig von Übergangszonen umgeben, die aus abgestuftem Hartsteinmaterial bestehen. Von der Lage her befindet sich diese Dichtungsart im Kerndrittel, d.h., in der

Mitte des Dammquerschnittes. Der Einbau kann vertikal, geneigt oder als Kombination dieser beiden Formen erfolgen.

Der Asphaltbeton weist ein rheonomes Material- und ein nichtlineares Spannungs-Deformationsverhalten auf. Unter der Wirkung von Schubspannungen treten beim Asphaltbeton Volumenänderungen auf, d.h., man spricht von Dilatanz. Runde Mineralkörner im Gemisch bewirken gegenüber gebrochenen Mineralkörnern eine höhere Dilatanz und gleichzeitig eine höhere Temperaturabhängigkeit. Bituminöse Baustoffe wie der Asphaltbeton sind wasserunlöslich, trinkwasserunschädlich, umweltfreundlich und somit als Dichtungsbaustoff im Wasserbau bestens geeignet.

Für den Dichtungskern ergibt sich aus dem rheomonen Verhalten des Baustoffes, daß alle Verformungen des Dammkörpers rissefrei mitgemacht werden können und damit unter allen eintretenden Deformationszuständen (Baulasten, Setzungen, Lastwechsel, Erdbeben ...) die Wasserdichtigkeit gewährleistet bleibt. Durch die auch viskoelastischen/viskoplastischen Materialeigenschaften (Nachkriechen) und Kolmation besitzt die Asphaltbetonkerndichtung eine sogenannte „Selbsteheilungskraft“, d.h., kleinste Risse, die zu Durchsickerungen führen könnten, schließen sich von selbst wieder. Der erosionsfeste und alterungsbeständige Asphaltbetonkern, als künstliche Dichtung (geringer Massentransport), erlaubt die Wahl der günstigsten Sperrstelle und kann entsprechend den geologischen und bautechnischen Bedingungen optimal im Damm platziert werden. Dadurch kann für den gewählten Standort die kleinstmögliche Dichtungsfläche erreicht werden, was sich positiv auf die Konstruktion und die Kosten auswirkt. Durch die heutigen Technologien ist der Einbau der Asphaltbetonkerndichtung bei fast allen Witterungs- und Klimaverhältnissen möglich, was sich bautechnologisch (z.Bsp. längere verfügbare Einbauzeiten) als vorteilhaft erweist. Die Asphaltbetonkerndichtung kann bereits während des Bauzustandes sowie bei entsprechender Konstruktion auch beidseitig eingestaut werden.

## 2.2 Beanspruchungen

An dieser Stelle sollen die auf eine Asphaltbetonkerndichtung wirkenden Beanspruchungen nur prinzipiell genannt werden. Weitergehende Ausführungen dazu kann man in der Literatur ( z.Bsp.: [ 3 ], [ 6 ], [ 5 ] ) nachlesen.

Die Beanspruchungen auf Asphaltbetonkerndichtungen kann man in mechanische Kräfte und chemische Einwirkungen unterteilen. Die Witterungseinflüsse sind auf Grund der zentralen Lage einer Kerndichtung nur während der Bauphase von Bedeutung und stellen somit einen Teil der Einbaubedingungen dar.

Den mechanischen Kräften muß die größte Bedeutung beigemessen werden, da sie die wesentlichsten und höchsten Beanspruchungen bewirken. Sie beeinflussen die Asphaltbetonkerndichtung, das Stützkörperprisma und den Untergrund in Form von statischen und dynamischen Beanspruchungen. Zu den statischen Belastungsgrößen zählen der Wasserdruck, das Eigengewicht des Asphaltbetonkernes, das Eigengewicht des Stützkörpers, die Erddruckkräfte des Stützkörpers auf den Dichtungskern sowie die Reaktionskräfte des Untergrundes. Die dynamischen Beanspruchungen werden durch die Wellenbewegung des Wassers oder die Dichtungsanschlüsse an Massivbauwerke hervorgerufen.

Die chemischen Einwirkungen auf die Dichtung erfolgen durch die im Wasser des Stauraumes enthaltenen Schadstoffe und Spurenelemente. Nur bei relativ hohen Konzentrationen an Schadstoffen oder beim Auftreten von bitumenlösenden Stoffen kann es durch Zersetzungerscheinungen zu einer spürbaren Beeinträchtigung der Asphaltbetonkerndichtung kommen.

Welchen Einfluß die aufgeführten Belastungsgrößen auf die Kerndichtung haben, ist nicht nur von den Größen selbst, sondern auch von der Rezeptur des Asphaltbetons, dem geologischen Umfeld des Dammes, dem Schüttmaterial, der Geometrie des Dammes, den Einbaubedingungen, der Lage des Dichtungskernes sowie den auftretenden Lastfällen abhängig.

### **3 Spannungsgesteuerte Kriechversuche**

#### **3.1 Vorbetrachtungen**

Für sicherheitsrelevante Aussagen im Asphaltwasserbau ist es u.a. erforderlich, langfristige Aussagen über das zu erwartende Verformungsverhalten von bituminösen Dichtungselementen treffen zu können.

Um verwertbare Erkenntnisse über das Spannungs-Verformungsverhalten von Asphaltbetonkerndichtungen erhalten zu können, sind neben umfangreichen Messungen an bestehenden Bauwerken Laborversuche unabdingbar. Bisherige Veröffentlichungen haben gezeigt, daß allein durch die Bestimmung von Qualitätsmerkmalen, wie Rezeptur, Sieblinie, Materialkennwerte u.ä. keine eindeutige Beurteilung der Verformungseigenschaften eines Dreiphasensystems wie dem Asphaltbeton möglich ist. Aus diesem Grund sind direkte Methoden zur Analyse des Deformationsverhalten einzusetzen. Welcher Versuchsaufbau dazu am geeignetsten ist, hängt von den praktischen Einbaubedingungen des zu untersuchenden Bauteiles (hier der ABK) und der Zielstellung der Versuche ab.

In der Praxis geht man davon aus, daß die Verformungen des Asphaltbetonkernes in Dammachsrichtung behindert sind. Haas [ 2 ] hat deshalb zur Abschätzung des Verformungsverhalten von Asphaltbetonkerndichtungen

Biaxialversuche durchgeführt. *Haas* stellte in Übereinstimmung mit *Pircher* [ 4 ] u.a. fest, daß biaxiale Druckversuche geringere Volumenänderungen als Triaxialversuche liefern und somit die Triaxialversuchsergebnisse auf der „sicheren Seite“ liegen. *Haas* stellte weiterhin fest, daß sich mittels herkömmlicher Triaxialversuche die Eignungen von Asphaltmischungen unterscheiden lassen.

Da in der hier vorgestellten Untersuchung eine Langzeitaussage bezüglich des Spannungs- Verformungsverhaltens von Asphaltbetonkerndichtungen unter dem Gesichtspunkt der Bauwerkssicherheit angestrebt war, wurden spannungsgesteuerte triaxiale Druck-Kriechversuchen durchgeführt, was unter heutigen Gesichtspunkten die beste Methode zur Gewinnung praxisrelevanter Ergebnisse darstellt.

### 3.2 Versuchseinrichtung

Die nachfolgend beschriebene Versuchsanordnung stellt eine wesentliche Verbesserung gegenüber bisher üblichen Triaxialgeräten dar. So wurde zum Beispiel der gesamte begehbbare Versuchsstand temperiert, womit für alle Teile eine gleiche konstante Temperatur gewährleistet war. Außerdem konnten durch die vollständig digitale und doch einfache Meßtechnik auch über lange Versuchszeiträume viele bekannte Probleme der Sensoren (z.Bsp. Triftung von induktiven Wegaufnehmern, Langzeitinstabilität von Dehnmeßstreifen, Ungenauigkeiten bei Querdehnungsmessungen mittels Widerstandsdraht u.ä.) vermieden werden.

Die als Sonderkonstruktion einmalige Triaxialmaschine, eine Stahlgußkonstruktion mit Widerlagern und in allen drei kartesischen Achs-

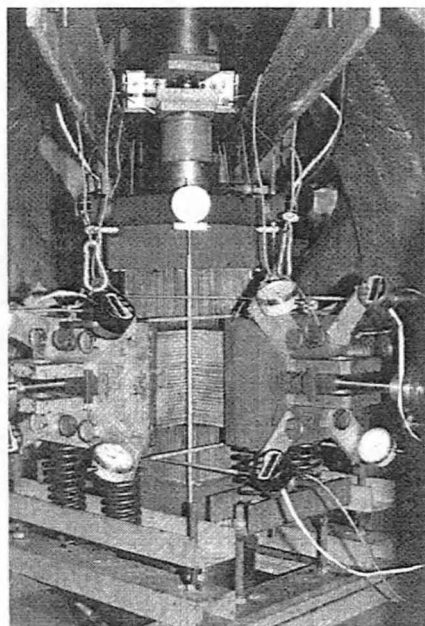
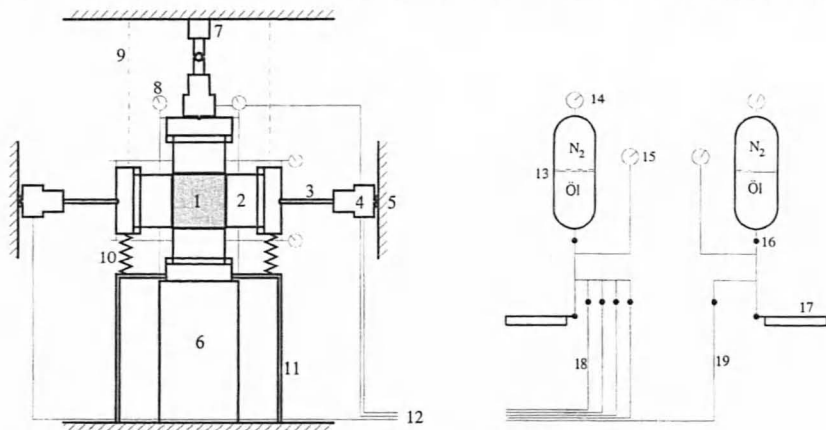


Bild 2: Versuchsstand

richtungen angeordneten Hydraulikzylindern, war das Kernstück, der weiterhin aus einem Kühlraum, einer ölhydraulischen Anlage und dem vollautomatischen Meßwerterfassungssystem bestehenden Versuchseinrichtung.

Der Asphaltbetonprüfkörper (1 in Bild 3) mit einer Kantenlänge von 154 mm wird von allen 6 Seiten von mittig und lotrecht angeordneten Krafteintragungsbürsten (2) umschlossen. Zur Verminderung der Endflächenreibung befindet



- |    |                        |    |   |
|----|------------------------|----|---|
| 1  | Asphaltbetonprüfkörper | 11 | Stahlrahmen für Federlager  |
| 2  | Krafteintragungsbürste | 12 | Hydraulikleitungen  |
| 3  | Pendelstab             | 13 | Druckflüssigkeitsspeicher   |
| 4  | Hydraulikheber         | 14 | Manometer für Gasdruck  |
| 5  | seitliches Widerlager  | 15 | Manometer für Öldruck   |
| 6  | unteres Widerlager     | 16 | Ventil  |
| 7  | oberes Widerlager      | 17 | Hydraulikpumpe  |
| 8  | Meßuhr                 | 18 | Leitungen für Horizontaldruck   |
| 9  | elastische Aufhängung  | 19 | Leitung für Vertikaldruck   |
| 10 | Federlager             |    | Zwischen 1 und 2 befinden sich zwei Lagen Folie, die mit Silikonöl getrennt sind. |

Bild 3: Systemskizze vom Versuchsstand

sich zwischen dem Prüfkörper und den Bürsten je eine doppelte Folienlage, die mit Silikonöl als Gleitmittel getrennt ist. Die gewählte Krafteintragungsfläche von 150 mm x 150 mm schließt eine gegenseitige Behinderung der Krafteintragungsbürsten aus. Die untere Bürste liegt zur Fixierung des Probewürfels auf dem Widerlager (6) auf. Zur Vermeidung von Exzentrizitäten wurde zwischen dem vertikal angeordneten Hydraulikheber und dem oberen Widerlager (7) eine Stahlkugel als Gelenk eingebaut. Die horizontalen Krafteintragungsbürsten sind

auf Federn (10) gelagert und werden durch Stahlseile (9) in der waagerechten Lage gehalten. Die horizontal angeordneten Hydraulikheber (4) sind gelenkig an der Krafteintragung (2) und den Widerlagern (5) gelagert, wodurch eine Pendelstabwirkung (3) erzielt wird. Durch die ölhydraulische Anlage (12-19) konnten über lange Zeiträume definierte Spannungen in den Prüfkörper eingetragen und die Verformungen mittels der Meßbuhen (8) erfaßt werden.

### 3.3 Versuchsauswertung

Für die Durchführung und Auswertung der über 40 Langzeitversuche war es notwendig, folgende sinnvolle Randbedingungen festzulegen:

- Bei allen durchgeführten Versuchen wurde die Temperatur konstant auf 10 °C gehalten, weil dies der temperaturkonstanten Lage einer Asphaltbetonkerndichtung unter mitteleuropäischen Klimaverhältnissen entspricht.
- Die experimentellen Untersuchungen wurden mit einer konstanten Rezeptur durchgeführt, damit Beeinflussungen des Spannungs - Deformationsverhalten infolge Rezepturveränderungen ausgeschlossen werden konnten.
- Im Hinblick auf die Größe einer Asphaltbetonkerndichtung kann man bei der verwendeten Prüfkörpergröße (Würfel mit einer Kantenlänge von 154 mm) von einer homogenen Asphaltmischung sprechen.
- Um die Parameter auf ein vertretbares Maß zu beschränken und somit auf eine praxisorientierte Darstellung der Versuchsergebnisse zu kommen, wurde Materialisotropie angenommen.
- Bei den Untersuchungen wurden nur Prüfkörper ohne Vorgeschichte verwendet, um eventuelle Verfälschungen der Ergebnisse durch Vorbelastungen o.ä. zu vermeiden.
- Der Versuchsaufbau wurde so gewählt, daß man von einer nahezu schubspannungsfreien Krafteintragung in die Prüfkörper ausgehen kann.
- Für die Erstellung des Stoffgesetzes werden tensorielle Linearität, Unabhängigkeit von Gestalt- und Volumenänderung sowie Alterungsfreiheit angenommen.

Wenn man sich den Prüfkörper als einen Teil der Kerndichtung im Damm vorstellt und das Koordinatensystem wie nebenstehend abgebildet orientiert, dann entsprechen die hier angeführten Spannungen  $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ ,  $\sigma_3$  den Hauptspannungen der Kontinuumsmechanik.

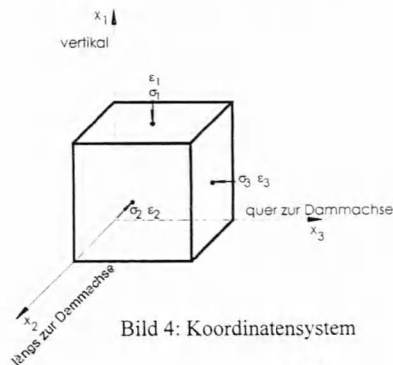


Bild 4: Koordinatensystem

Die Spannungen und Verformungen werden für alle weiteren Betrachtungen wie folgt definiert:  $\underline{\sigma}$ : (+) Druck, (-) Zug;

$\underline{\varepsilon}$ : (+) Stauchung, (-) Dehnung

Die Vertikalspannungen  $\sigma_1$  im Asphaltkern stellen die Summe aus dem Eigengewicht und den Be- bzw. Entlastungen aus der Übergangszone dar. Entsprechend den Einbau- und Steifigkeitsverhältnissen beeinflussen die Übergangszonen den Asphaltkern in vertikaler Richtung be- oder entlastend. Die längs zur Dammachse auftretenden Horizontalspannungen  $\sigma_2$  sind die Reaktion auf die verhinderte Ausdehnung an den Widerlagern der Talflanken. Da in besagter Richtung keine Kernbewegungen auftreten können, werden hierzu auch keine weiteren Betrachtungen angestellt. Die Horizontalspannungen  $\sigma_3$  entstehen infolge der durch den Dammkörper behinderten Seitendehnung des Asphaltbetonkernes und als Reaktion auf die Dammbewegungen (Gleichgewichtszustände).

Mit zunehmender Bauhöhe steigen auf Grund des Eigengewichtes sowohl die Vertikal- als auch die Horizontalspannungen im Kern und im Damm. Die vertikalen und horizontalen Bewegungen des Dammkörpers führen zu ständigen Veränderungen der Stützungsverhältnisse für den Asphaltbetonkern.

Aus diesem Grund wurden die Triaxialversuche für verschiedene Hauptspannungsverhältnisse ( $HS = \sigma_3/\sigma_1 = 0,05 \dots 1,0$ ) und unterschiedliche absolute Spannungen (Dammhöhen von 20 m bis 100 m  $\approx \sigma_1 = 0,48 \text{ MPa} \dots 2,4 \text{ MPa}$ ) durchgeführt.

Die Auswertung der Versuchsdaten ergab folgende qualitative Kriechkurven:

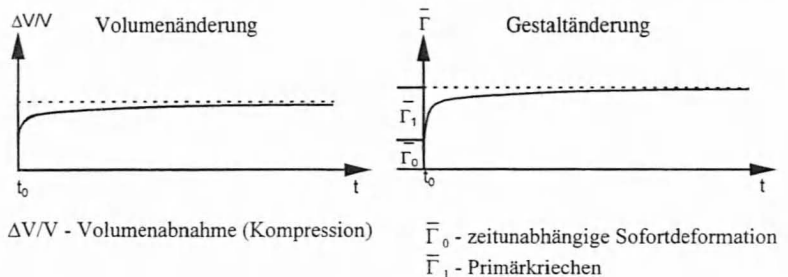
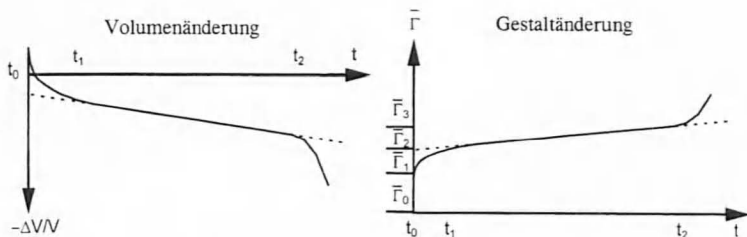


Bild 5: Qualitativer Kriechkurvenverlauf der Triaxialversuche ohne Bruch



$-\Delta V/V$  - Volumenzunahme

$t_0$  - Belastungsbeginn (Beginn Primärbereich)

$t_1$  - Beginn Sekundärbereich

$t_2$  - Beginn Tertiärbereich (Bruchzeit)

$\bar{\Gamma}_0$  - zeitunabhängige Sofortdeformation

$\bar{\Gamma}_1$  - Primärkriechen

$\bar{\Gamma}_2$  - Sekundärkriechen

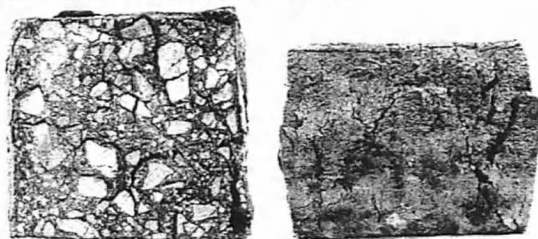
$\bar{\Gamma}_3$  - Tertiärkriechen

Bild 6: Qualitativer Deformationsverlauf der Triaxialversuche mit Bruch

Bild 7:

Rißbild an Prüfkörperoberseite

Bruchkegel an einem Prüfkörper



Die Meßergebnisse verdeutlichen, daß bei den durchgeführten Kompressionsversuchen ( $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ ) eine Volumenverringerung infolge der (hydrostatischen) Mittelspannung eintritt. Da keine nennenswerte Gestaltänderung gemessen wurde, kann man schlußfolgern, daß für die Kompressionsversuche, und wie sich auch gezeigt hat für die Triaxialversuche ohne Bruch, die unterstellte Unabhängigkeit von Gestalt- und Volumenänderung eine brauchbare Randbedingung darstellt. Der asymptotische Verlauf der Kriechkurven für die Kompressionsversuche (wie linke Kurve in Bild 5) zeigt, daß der Asphaltbeton bei allseitig gleich großer Belastung, auf eine endliche Größe verdichtet wird. Der zeitunabhängige Sofortkompressionsanteil bei Lastaufbringung ist vorrangig auf das „Ausquetschen“ des Bitumens in den Porenraum des Asphaltbetons zurückzuführen. An dieser Stelle soll mit Hinblick auf zu große Belastungsgeschwindigkeiten und Mindesthohlraumgehalte auf die Möglichkeit eines „Porenwasserüberdruckeffektes“ der „Flüssigkeit“ Bitumen hingewiesen werden. Anschließend (Primärphase) findet eine Verdichtung des Mineralstoffgerüsts statt, die durch die „Klebewirkung“ der Mörtelmatrix zeitlich verzögert wird. Wenn keine Um-

lagerung der Mineralkörner mehr möglich ist, hat der Asphaltbeton seine Endverformung erreicht. Für die Asphaltbetonkerndichtung bedeutet dies, daß bei Hauptspannungsverhältnissen ( $HS = \sigma_3/\sigma_1$ ) nahe eins, die Dichtung bleibend komprimiert wird, was sich positiv auf die Sicherheit der Kerndichtung auswirkt (z.Bsp. höhere Wasserdichtigkeit, Scherfestigkeit).

Der für die Triaxialversuche ohne Bruch in Bild 5 dargestellte asymptotische Kriechkurvenverlauf zeigt, daß nach der Sofortdeformation schon im Primärbereich die Gestaltänderung mit abnehmender Deformationsgeschwindigkeit einem Endwert zustrebt. Daraus und aus dem Deformationsgeschwindigkeitsverlauf kann man entnehmen, daß kein Sekundärkriechen und somit auch kein Bruch (Tertiärphase) auftritt. Ursache für die Gestaltänderung ist der Spannungsdeviator, der durch die unterschiedlichen Vertikal- und Horizontalbelastungen hervorgerufen wird. Ungeachtet der Vertikalstauchungen und Querdehnungen reicht bei ausreichend großen Hauptspannungsverhältnissen der durch die Deformationen zunehmende Scherwiderstand aus, um die Geschlossenheit und innere Gefügesteifigkeit des Asphaltbetons zu gewährleisten. Trotz der Gestaltänderung traten bei den Triaxialversuchen ohne Bruch analog zu den Kompressionsversuchen Volumenverringernngen infolge der (hydrostatischen) Mittelspannung auf. Auch hier zeigt der asymptotische Verlauf der Volumenänderungskurven, daß der Asphaltbeton bei genügend großen Hauptspannungsverhältnissen, auf eine endliche Größe verdichtet wird. Die Isochronen zeigten, daß sich die Gestaltänderung proportional zur Intensität der Schubspannung und die Volumenänderung proportional zur Mittelspannung verhält.

Ein völlig anderes Verhalten zeigten die Triaxialversuche mit Bruch. Hier werden die eintretenden Verzerrungen so groß, daß Gefügeflockungen durch Zunahme des Hohlraumgehaltes auftreten. Dies wird auch durch die in Bild 6 dargestellte Volumenzunahme und in Bild 7 dargestellten Bruchbilder bestätigt. Die Verzerrungen bewirken, daß der Asphaltbeton entsprechend den Kriechkurven des Bildes 6 zu Bruch geht. Da bei zu kleinen Hauptspannungsverhältnissen die Verzerrungen so groß werden, daß sie die Volumenänderung von Anfang an beeinflussen, kann für diese Versuche keine Unabhängigkeit von Gestalt- und Volumenänderung mehr angenommen werden, so daß über die in [ 3 ] angegebenen Bruchkriterien auch die Anwendungsgrenzen des im nächsten Kapitel dargestellten Stoffansatzes vorgegeben sind.

Bezüglich der Asphaltbetonkerndichtung läßt sich feststellen, daß bei räumlichen Belastungszuständen das Hauptspannungsverhältnis einen entscheidenden Einfluß auf die Standsicherheit der Dichtung hat. Bei Hauptspannungsverhältnissen von  $\sigma_3/\sigma_1 > 0,15$  unterliegt die Kerndichtung (bei

der in Staudämmen üblichen Temperatur von ca. 10°C) Vertikalstauchungen und Querdehnungen sowie einem kompressiven Volumenänderungsanteil ohne daß die innere Materialstruktur zerstört und somit die Funktionstüchtigkeit beeinträchtigt wird. Bei Hauptspannungsverhältnissen  $\sigma_3/\sigma_1 < 0,15$  wird die Asphaltbetonkerndichtung aufgrund der zu großen Verzerrungen und der damit verbundenen Gefügauflockerung zerstört.

#### 4 Rheomer Stoffansatz

Aus den Triaxialversuchen konnte man schlußfolgern, daß die Standardformulierung der Haupttheorie des Kriechens für die Beschreibung des Spannungs-Deformationsverhaltens der Asphaltbetonkerndichtung gut geeignet ist. Als Modellstruktur wurde eine Reihenschaltung einer *Hookeschen* Feder, einem *Newtonschen* Dämpfer und 3 *Kelvin-Voigt*-Körpern gewählt.

Für den räumlichen Hauptspannungszustand kann man folgenden nichtlinearen viskoelastischen Stoffansatz formulieren:

$$e_{ij}(t) = \frac{1}{2G} \cdot \left[ g[\sigma_v(t)] \cdot s_{ij}(t) + \int_{-\infty}^t H(t) \cdot \left[ \frac{h(\sigma_v)}{T} + f(\sigma_v) \cdot \sum_{n=1}^N \frac{A_n}{T_n} \cdot e^{-\frac{t}{T_n}} \right] \cdot s_{ij}(\tau) \cdot d\tau \right]$$

$$e(t) = \frac{1}{3K} \cdot \left[ k[\sigma_m(t)] \cdot s(t) + \int_{-\infty}^t H(t) \cdot \left[ \frac{m(\sigma_m)}{T} + o(\sigma_m) \cdot \sum_{n=1}^N \frac{B_n}{T_n} \cdot e^{-\frac{t}{T_n}} \right] \cdot s(\tau) \cdot d\tau \right]$$

wobei:

$e_{ij}$ - Komponenten des Verzerrungsdeviators	$\tau$ - Integrationsvariable
$s_{ij}$ - Komponenten des Spannungsdeviators	$T$ - Retardationszeit
$e$ - Kugeltensor der Volumenänderung	$A, B$ - Anpassungsgrößen
$s$ - Kugeltensor der Normalspannung	$\sigma_v, \sigma_m$ - Vergleichsspannungen
$G$ - Schubmodul	$g, h, f, k, m, o$ - Funktionen der Nichtlinearität
$K$ - Kompressionsmodul	$t$ - Zeit

Die ausführlichere Beschreibung der einzelnen Parameter kann man in [ 3 ] nachlesen. Um eine allgemein darstellbare Beziehung zwischen Spannungen und Verformungen angeben zu können, ist es sinnvoll den Stoffansatz in differentieller Form anzugeben. Nur so ist es zum Beispiel möglich, die über die Bau- oder Betriebszeit sich ändernden Spannungen oder Verformungen zu berücksichtigen. Das vollständige Gleichungssystem ist nachfolgend dargestellt.

$$\begin{pmatrix} \dot{\varepsilon}_1 \\ \varepsilon_2 \\ \varepsilon_3 \\ z_1^{(1)} \\ z_2^{(1)} \\ z_3^{(1)} \\ z_1^{(2)} \\ z_2^{(2)} \\ z_3^{(2)} \\ z_1^{(3)} \\ z_2^{(3)} \\ z_3^{(3)} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} J_{11} & J_{12} & J_{13} & a_1 \\ J_{21} & J_{22} & J_{23} & a_2 \\ J_{31} & J_{32} & J_{33} & a_3 \\ \hline 0 & 0 & 0 & b_1^{(1)} \\ 0 & 0 & 0 & b_2^{(1)} \\ 0 & 0 & 0 & b_3^{(1)} \\ 0 & 0 & 0 & b_1^{(2)} \\ 0 & 0 & 0 & b_2^{(2)} \\ 0 & 0 & 0 & b_3^{(2)} \\ 0 & 0 & 0 & b_1^{(3)} \\ 0 & 0 & 0 & b_2^{(3)} \\ 0 & 0 & 0 & b_3^{(3)} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \dot{\sigma}_1 \\ \dot{\sigma}_2 \\ \dot{\sigma}_3 \\ t \end{pmatrix}$$

wobei:

- $\bar{\varepsilon} \Leftrightarrow$  Vektor der benötigten Komponenten des Verzerrungstensors
- $\bar{\sigma} \Leftrightarrow$  Vektor der benötigten Komponenten des Spannungstensors
- $t \Leftrightarrow$  Zeit
- $\bar{z} \Leftrightarrow$  Vektor der auf  $\bar{\varepsilon}$  bezogenen Hilfsgrößen
- $J \Leftrightarrow$  Matrix aller spannungsabhängigen Steifigkeitsparameter und -funktionen der Sofortdeform.
- $\bar{a} \Leftrightarrow$  Vektor für Matrizenoperationen (beinhaltet lineare Zeiterme und Summierungen von  $\bar{b}$ )
- $\bar{b} \Leftrightarrow$  Vektor der spannungs- und zeitabhängigen Parameter und Funktionen

Über die Auswertung des gesamten Versuchsspektrums (verschiedene Spannungen und verschiedene Hauptspannungsverhältnisse) war es möglich alle Parameter zu bestimmen. Das Gleichungssystem stellt durch die Differentiation nach der Zeit  $t$  ein Anfangswertproblem dar, welches mittels mathematischer Lösungsverfahren, wie zum Beispiel dem *Runge-Kutta*-Verfahren gelöst werden kann. Für den linearen Grenzfall erhält man unter Berücksichtigung der Eigenschaften von  $g(0) = 1$  und  $k(0) = 1$  für die Sofortdeformation eine spannungsunabhängige  $J$ -Matrix, die dem *Hookeschen* Gesetz entspricht. Die vorliegende mathematische Formulierung des Stoffgesetzes für Asphaltbetonkerndichtungen im Bereich der herkömmlichen Rezepturen ermöglicht die Berechnung von Spannungs- und Verformungszuständen. Eine Integrierung des Stoffgesetzes in Finite-Elemente-Berechnungen ist möglich. Für die praktische Anwendung des Stoffansatzes für homogene Hauptspannungszustände sind also folgende Eingangsgrößen erforderlich:

- $K$  und  $G$  Modul des Asphaltbetons (im Kurzzeitversuch bestimmbar)
- Belastungsverlauf ( $\sigma_1, \sigma_2$  oder für die Inversion und  $\sigma_3$  als Funktionen von der Zeit)
- Verformungsverlauf ( $\varepsilon_1, \varepsilon_2$  und  $\varepsilon_3$  als Funktionen von der Zeit)

Als Ergebnis erhält man unter Verwendung der vom Verfasser ermittelten Parameter für den jeweiligen Betrachtungszeitraum:

- Verformungsverlauf ( $\epsilon_1, \epsilon_2$  und  $\epsilon_3$  als Funktionen von der Zeit) oder für die Inversion
- Belastungsverlauf ( $\sigma_1, \sigma_2$  und  $\sigma_3$  als Funktionen von der Zeit)

## 5 Beispiel *Finstertaldamm*

Im folgenden Beispiel sollen für einen Meßpunkt an der Asphaltbetonkerndichtung des *Finstertaldammes* in Österreich die Berechnungsergebnisse mit Meßdaten verglichen werden. Da die erforderlichen stoffspezifischen Materialparameter nicht vorlagen, wurden für die Berechnung die Moduln aus den Triaxialversuchen verwendet. Die Berechnung soll für die ersten beiden Schüttphasen (ca. 1,5 Jahre) erfolgen, weil in diesem Zeitraum am betrachteten Meßhorizont noch keine Wasserlasten vorhanden waren. Für die Belastungswerte wurden die freundlicherweise von der Tiroler Wasserkraftwerke Aktiengesellschaft zur Verfügung gestellten Unterlagen [ 8 ] zugrunde gelegt.

Die Berechnung erfolgte in den Teilschritten 1. Schüttphase, Winterpause, 2. Schüttphase für den Gesamtzeitraum von  $t = 0$  bis  $t = 9.720$  Stunden. Um die Ergebnisse dieser Überslagsberechnung besser mit den vorliegenden Meßdaten vergleichen zu können, wurden zu den berechneten Werten die Anfangsverformung der Meßgeber addiert. Entgegen der im Abschnitt 3.3 vorgenommenen Definition sind in den folgenden zwei Abbildungen die Querdehnungen des Asphaltbetonkernes positiv dargestellt.

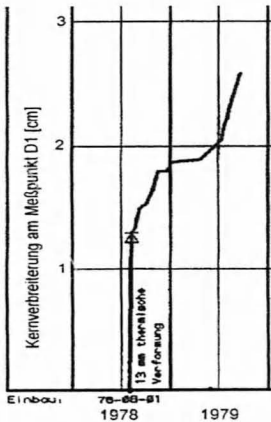


Bild 8: Staudamm *Finstertal*, Querdehnungen am Meßpunkt D1 [ 8 ]

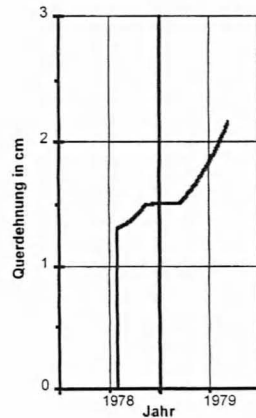


Bild 9: Berechnung, Querdehnungen am Meßpunkt D1 [ 8 ]

Die Berechnungsergebnisse des Bildes 9 zeigen, daß die am Staudamm *Finstertal* (siehe Bild 8) gemessenen Kernverbreiterungen vom Stoffgesetz qualitativ richtig wiedergegeben werden. Die quantitativen Abweichungen, die für den betrachteten Zeitraum 0,4 cm betragen, haben u.a. folgende Ursachen:

- Mangels Daten mußten die K- und G-Moduln der Versuche angenommen werden. Zur Herstellung der Asphaltbetonkerndichtung des *Finstertaldammes* ist ein kleineres Größtkorn als bei den hier beschriebenen Prüfkörpern verwendet worden, d.h., die Kerndichtung ist weicher (K und G kleiner) als in der Berechnung angenommen. Dies wiederum erklärt die in der vorliegenden Berechnung erhaltenen kleineren Verformungswerte.
- Die Ausgangswerte für die Berechnung lagen nur als Diagramme vor. Für jeden der drei Berechnungsschritte wurde eine konstante Spannungsgeschwindigkeit angesetzt, was nicht den praktischen Einbaubedingungen entspricht.
- Da für  $\sigma_2$  keine Informationen vorlagen, wurde für die Berechnung  $\sigma_2 = \sigma_3$  gesetzt. Da man in Dammachse von einer Einspannung der Asphaltbetonkerndichtung ausgehen kann, entspricht diese Annahme nicht der Realität, d.h.,  $\sigma_2$  ist größer als in der Proberechnung angenommen. Ein größeres  $\sigma_2$  würde aber größere Kernverbreiterungen bewirken, die in der Berechnung dann auch berücksichtigt werden.

Zusammenfassend kann man feststellen, daß der Stoffansatz für die baupraktische Berechnung von herkömmlichen Asphaltbetonkerndichtungen gut geeignet ist. Die Qualität der Eingangsparameter ist dabei entscheidend für die Brauchbarkeit der Berechnungsergebnisse.

## 6 Literaturverzeichnis

- [ 1 ] Geiseler, W.-D.; Haug, W.; Steffen, H.; Strobl, Th.: „Kerndichtungen aus Asphaltbeton für Erd- und Steinschüttdämme“; Berichte der Versuchsanstalt Oberrach und des Lehrstuhls für Wasserbau und Wassermengenwirtschaft der TU München, Heft 72, 1992
- [ 2 ] Haas, H.: „Zur Eignung und Optimierung von Asphaltbeton für Kerndichtungen in Staudämmen“, Bitumen, Jg. 45; Teil 1, Nr. 3, S. 97-106; Teil 2, Nr. 4, S. 150-155, Hamburg 1983
- [ 3 ] Müller, U.: „Deformationsverhalten und Belastungsgrenzen des Asphaltbetons unter den Bedingungen von Staudammkerndichtungen“; in Vorbereitung, TU Dresden, 1998
- [ 4 ] Pircher, W.: „Einige Bemerkungen zu Asphaltbeton-Dichtungskernen“; Diskussionsbeitrag zur Frage 61, 16'th Congress on Large Dams, Q. 61, San Francisco 1988
- [ 5 ] Schmid, R.: „Das Tragverhalten von Erd- und Steinschüttdämmen mit Asphaltbeton-Kerndichtungen“; Berichte der Versuchsanstalt Oberrach und des Lehrstuhls für Wasserbau und Wassermengenwirtschaft der TU München, Heft 70, 1992
- [ 6 ] Schwab, H.: „Verformungsmechanismen von Asphaltbeton-Kerndichtungen in Staudämmen“; Tiroler Wasserkraftwerke Aktiengesellschaft (TIWAG), 1984

- [ 7 ] STRABAG BAU-AG: „Asphaltbeton-Kerndichtungen für Erd- und Felsschüttdämme“  
Schriftenreihe Asphalt-Wasserbau der Strabag Bau-AG, Heft 45, 1989
- [ 8 ] Tiroler Wasserkraftwerke AG (TIWAG); Dem Verfasser zur Verfügung gestellte Unterlagen, Innsbruck, 1996

Dipl.- Ing. Uwe Müller  
Landestalsperrenverwaltung des Freistaates Sachsen  
Geschäftsbereich 3, Referat Bauwerksüberwachung  
Schloßpark 15  
01796 Pirna  
e-mail: [uwe.mueller@ltv.smu.sachsen.de](mailto:uwe.mueller@ltv.smu.sachsen.de)