

Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau
der Technischen Hochschule Darmstadt

Herausgegeben von o. Prof. Dr.-Ing. H. Breth

Heft 5

**Zur Frage der Erosionssicherheit
unterströmter Erdstaudämme**

Dr.-Ing. K. Günther

Juni 1970

Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau
der Technischen Hochschule Darmstadt

Herausgegeben von o. Prof. Dr.-Ing. H. Breth

Heft 5

**Zur Frage der Erosionssicherheit
unterströmter Erdstaudämme**

Dr.-Ing. K. Günther

Juni 1970

V O R W O R T

Die Beurteilung der Erosionssicherheit unterströmter Dämme wird heute vielfach noch nach statistisch ausgewerteten Erfahrungen beurteilt. Aus diesen Erfahrungen wurde in den USA der Weighted Creep Ratio entwickelt, der für die verschiedenen Bodenarten bei vorgegebener Stauhöhe einen Mindestsickerweg verlangt. Ein ähnliches Bemessungsverfahren hat in den russischen Vorschriften seinen Niederschlag gefunden. Beiden Empfehlungen gemeinsam ist, daß bei ihnen die Schichtung im Untergrund unberücksichtigt bleibt. Diese Vorgehensweise ist vertretbar, solange sie auf kleine Stauhöhen beschränkt bleibt, wobei noch zu berücksichtigen ist, daß die genannten Empfehlungen sich ausschließlich auf Erfahrungen mit niedrigen Stauanlagen stützen. Mit zunehmender Stauhöhe birgt dieses Vorgehen erhebliche Gefahren in sich und kann bei einer teilweisen Sicherung des Dammes gegen Unterströmung zu widersprüchlichen Ergebnissen führen. Die aus ihnen resultierende Unsicherheit findet ihren Ausdruck in aufwendigen und unwirtschaftlichen Konstruktionen. Dies ist insofern von Belang, als heute in zunehmendem Maße Staudämme auf mächtigen Alluvionen mit ausgeprägter Schichtung und sehr unterschiedlicher Durchlässigkeit gebaut werden sollen.

Veranlaßt durch aktuelle Beispiele habe ich Herrn Dipl.-Ing. Klaus Günther die Aufgabe gestellt, die Anwendbarkeit der empfohlenen Bemessungskriterien auf den geschichteten Untergrund zu überprüfen und im Bedarfsfalle geeignete Vorschläge für die Beurteilung der Sicherheit unterströmter Dämme gegen Erosion zu machen. Des weiteren sollten die Berichte über Erosionsversuche gesichtet werden mit dem Ziel, brauchbare Kriterien für die Beurteilung der Erosionsgefahr im geschichteten Boden zu finden. Da die Anwendung solcher Kriterien die Kenntnis der Verteilung des Wasserdruckes im Untergrund zur Voraussetzung hat, lief die gestellte Aufgabe letztlich darauf hinaus, ein Verfahren zu entwickeln, das es ermöglicht, den Abbau des Staudruckes in den einzelnen Schichten zuverlässig und schnell aufzufinden. Nachdem sich das Spaltmodell als zu langwierig in der Handhabung und als zu ungenau erwies, entwickelte Günther ein elektrisches Widerstandsnetzwerk, das in seiner einfachen und schnellen Handhabung bei gleichzeitig großer Präzision die ausländischen Vor-

bilder übertrifft. Mit diesem "Analogrechner" wurden die Strömungsverhältnisse im geschichteten Untergrund für die beiden möglichen Schichtenfolgen simuliert und die erhaltenen Ergebnisse den amerikanischen und russischen Empfehlungen gegenübergestellt. Es zeigte sich, daß beide Bemessungsverfahren im geschichteten Boden versagen und keine verbindliche Aussage erlauben. Die Auswirkung der in der heutigen Praxis angewandten Sicherungsmaßnahmen zur Verlängerung oder Umlenkung des Sickerweges auf die Erosionssicherheit läßt sich nach den Untersuchungen von Günther zuverlässig nur nach der Potentialtheorie erkennen. Der am Modell abzulesende Austrittsgradient der Strömung liefert eine physikalisch einwandfrei definierte Größe als Bemessungsgrundlage und für die Beurteilung und Festlegung der Sicherheit.

Mit dem aufgezeigten Bemessungsverfahren sind die Voraussetzungen für eine zielsichere Bemessung der Dammgründung geschaffen worden, sofern mit den geotechnischen Vorarbeiten die Schichtenfolge, die Durchlässigkeit und die Randbedingungen im Untergrund bekannt sind. Das von Günther konstruierte Netzwerk bietet ferner die Möglichkeit, die Vorarbeiten und Felduntersuchungen zu steuern und optimal zu nutzen und schließlich die dem Projekt zu Grunde liegende Konzeption beim Probestau zu überprüfen und im Bedarfsfall als notwendig erkannte Korrekturen rechtzeitig einzuleiten.

Die Entwicklung des Widerstandsnetzwerkes wurde von der Deutschen Forschungsgemeinschaft unterstützt.

Darmstadt, im Juni 1970

H. Breth

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1. Einleitung	1
2. Die Unterspülung von Dämmen - Ihre Ursachen und Erscheinungsformen	3
3. Die Grundwasserströmung und ihre Kraftwirkung	8
4. Die Verfahren zur Beurteilung der Sicherheit von Erddämmen gegen Unterspülung	12
4.1 Das Verfahren von Lane	12
4.2 Das Verfahren von Tschugajew	19
4.3 Das potentialtheoretische Verfahren	24
4.3.1 Hydraulischer Grundbruch	24
4.3.2 Rückschreitende Erosion	35
5. Kritische Beurteilung der Verfahren im Hinblick auf ihre Anwendbarkeit zur Beurteilung der Erosionssicherheit von Erddämmen	49
5.1 Das Verfahren von Lane	50
5.2 Das Verfahren von Tschugajew	78
5.3 Das potentialtheoretische Verfahren - Kritik und Vergleich mit den statistischen Verfahren	90
6. Die Anwendung des potentialtheoretischen Verfahrens	97
6.1 Allgemeine Grundsätze	97
6.2 Die Lösungsmethoden von Grundwasserströmungsproblemen im Hinblick auf die Anwendung des potentialtheoretischen Verfahrens	99
6.2.1 Überblick über die Lösungsmethoden	99
6.2.2 Das elektrische Widerstandsnetzwerk	104

	Seite
6.3 Anwendungsbeispiele: Der Einfluß der Schichtung des Untergrundes auf die Erosionssicherheit von Dämmen	110
6.3.1 Durchlässiger Untergrund unter halbdurchlässiger Deckschicht	111
6.3.2 Durchlässiger Untergrund mit einer halbdurchlässigen Zwischenschicht	129
6.3.3 Mehrfach geschichteter Untergrund	135
7. Zusammenfassung	137
Literaturverzeichnis	139
Anhang - Der Näherungsansatz von Bennett	147

1. Einleitung

In zunehmendem Umfang werden heute Erdstaudämme mangels geeigneterer Sperrenstellen auf mächtigen alluvialen Ablagerungen mit ausgeprägter Schichtung und sehr unterschiedlicher Durchlässigkeit gegründet. Häufig muß dabei auf eine völlige Abriegelung des Dammuntergrundes verzichtet werden, weil kein ausreichend mächtiger und dichter Horizont im Untergrund vorhanden ist, oder dieser zu tief unter der Dammsohle liegt. Ein typisches Beispiel hierfür bildet der über 60 m hohe Durlaßboden-Staudamm, über den BRETH [11] berichtet hat. Die Injektionsschürze unter diesem Damm konnte aus wirtschaftlichen Erwägungen nicht in den dichten Felshorizont im Taluntergrund eingebunden werden, weil der Fels an der Sperrenstelle von einer über 100 m mächtigen alluvialen Talauffüllung überlagert wird. Die Injektionsschürze wurde deshalb nur etwa 60 m tief ausgeführt und in einen gering durchlässigen Schluffhorizont eingebunden. Wie zu erwarten war, traten als Folge dieser Teildichtung selbst im Bereich des luftseitigen Dammfußes in den nicht abgeriegelten Sanden und Kiesen im Dammuntergrund (vgl. Bild 1) noch piezometrische Druckhöhen auf, die um mehr als 40% des Aufstaus über dem luftseitigen Grundwasserspiegel lagen.

Am Beispiel des Durlaßboden-Dammes ist deutlich zu erkennen, welche entscheidende Bedeutung der Frage nach der Sicherheit eines Dammes gegen Unterspülung zukommt, wenn dieser auf durchlässigem und nur teilweise abgedichtetem Untergrund geschüttet wird. Dennoch herrschen in der Literatur noch beträchtliche Meinungsverschiedenheiten vor, wie die Sicherheit eines unterströmten Dammes gegen Unterspülung beurteilt werden soll - dies insbesondere, wenn es die Erosionssicherheit eines Dammes zu beurteilen gilt. Während MALLETT und PACQUANT [44] sowie DYCK [26] hierfür das empirische Verfahren von LANE [37] vorbehaltlos empfehlen, weisen TERZAGHI und PECK [64], DAVIDENKOFF [23] sowie POST und LONDE [54] darauf hin, daß dieses Verfahren nur bei der Beurteilung der Erosionssicherheit von kleineren Dämmen Anwendung finden sollte. TSCHUGAJEW [70] greift die Vorgehensweise LANES an und schlägt die Anwendung eines von ihm entwickelten Verfahrens vor, das ebenfalls wie das LANESche Verfahren auf statistischer Grundlage aufgebaut ist. Diesem Vorschlag stehen die Auffassungen anderer Autoren [33, 59, 61] entgegen, die ausschließlich die auf der Potential-

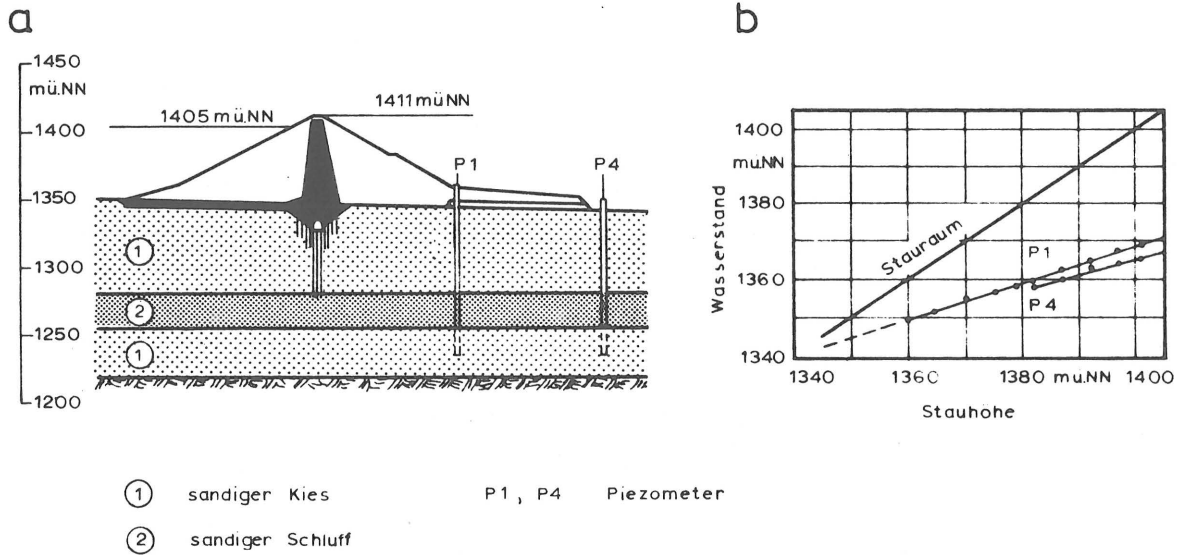


Bild 1: Der Durlaßboden - Staudamm; nach Breth [11]

- a Dammschnitt und Arbeitshypothese über den Aufbau des Untergrundes
- b Zunahme des Wasserdruckes im unteren Kieshorizont mit dem Aufstau

theorie basierende Vorgehensweise für gerechtfertigt halten.

Die aufgezeigten Meinungsunterschiede lassen es im Hinblick auf die Bedeutung, die der zuverlässigen Einschätzung der Erosionssicherheit eines unterströmten Dammes zukommt, angezeigt erscheinen, die genannten Verfahren einem kritischen Vergleich zu unterziehen und zu versuchen, dadurch Hinweise auf ihre Brauchbarkeit und ihre Anwendbarkeitsgrenzen zu gewinnen.

2. Die Unterspülung von Dämmen - Ihre Ursachen und ihre Erscheinungsformen

Mit dem Aufstau des Wassers durch einen Damm wird im Grundwasser ein Druckgefälle hervorgerufen. Sofern der Dammuntergrund durchlässig ist und nicht völlig abgeriegelt werden kann, hat dieses stets eine Unterströmung des Dammes von der Wasser- zur Luftseite hin zur Folge. Das unter dem Damm hindurchsickernde Wasser fließt entweder im natürlichen Gefälle auf der Luftseite der Sperrenstelle im Dammuntergrund ab oder tritt dort zutage, wo die hydraulischen Voraussetzungen im Untergrund zur Ableitung der anfallenden Sickerwassermenge nicht mehr gegeben sind.

Beobachtungen an unterströmten Dämmen [11, 65] lassen darauf schließen, daß selbst in Alpentälern mit großem Längsgefälle die Wassermenge, die im Taluntergrund abgeführt werden kann, nur einen geringen Bruchteil der unter dem Damm hindurchsickernden Gesamtwassermenge darstellt. Der weitaus größere Teil des Sickerwassers tritt auf der Luftseite des Dammes zutage und muß dort gefaßt und abgeführt werden.

Vom strömenden Sickerwasser werden infolge seiner Zähigkeit Reibungskräfte auf das Korngerüst des durchströmten Dammuntergrundes übertragen. Diese Kräfte - häufig auch als Strömungskräfte bezeichnet - nehmen mit wachsendem hydraulischem Gefälle zu und können auf der Luftseite des Dammes im Bereich der Wasseraustrittsflächen zu einer Auflockerung des Korngefüges und zum Aufschwimmen von Bodenteilchen führen. Der Boden verliert dadurch seine Scherfestigkeit und kann ähnlich einer zähen Flüssigkeit ausgespült werden.

Der hier zur Diskussion stehende, mit der Auflockerung des Bodens verbundene Effekt des Schwimmens ist nicht zu verwechseln mit der insbesondere in Feinsanden zu beobachtenden Fließ- oder Schwimmsandbildung. Wenn extrem locker gelagerte und wassergesättigte Feinsande durch äußere Ursachen, wie beispielsweise Erschütterungen oder schnell aufgebrachte Belastungen, infolge eines Strukturzusammenbruches ihres Korngefüges plötzlich in eine dichtere Lagerung übergehen, gerät das im Boden befindliche Wasser durch

die Verminderung des Porenvolumens unter Druck, weil es in den vorhandenen Porenkanälen nicht schnell genug abströmen kann. Es entsteht kurzzeitig ein Strömungsdruck, durch den die wirksamen Spannungen im Korngerüst abgebaut werden, so daß der Boden seine Scherfestigkeit verliert und es zur Fließsandbildung kommt. Sowohl bei der Fließsandbildung als auch bei der Unterströmung eines Dammes bildet zwar der Strömungsdruck die unmittelbare Ursache für das Ausfließen des Bodens, die Fließsandbildung ist jedoch stets auf strukturempfindlichen Untergrund beschränkt, während die in der vorliegenden Arbeit behandelte Zerstörung des Korngütes durch eine Sickerströmung in jedem Lockergestein auftreten kann.

Die ständige Ausspülung eines Bodenwassergemisches aus dem Dammuntergrund kann zur Auflockerung des Bodens und zur Bildung von Hohlräumen unter dem Damm führen. Die Folge ist ein rasches Ansteigen der Sickerwasserverluste und ein immer stärkerer Korntransport im Boden. Dieser Vorgang kann zur konzentrierten Unterströmung eines Dammes und schließlich zu seiner völligen Zerstörung führen. Der Vorgang wird als Unterspülung eines Dammes bezeichnet.

Nach Beobachtungen in der Natur und in Modellversuchen können die mechanischen Vorgänge bei der Ausspülung des Bodens aus dem Dammuntergrund vielfältige Merkmale und Erscheinungsformen aufweisen.

Die Auflockerung des Untergrundes durch den Strömungsdruck kann in einem größeren zusammenhängenden Bereich gleichzeitig erfolgen und das aufgelockerte Bodenprisma in kurzer Zeit angehoben werden. Man geht in diesem Falle vom Bild des Aufbrechens eines Bodenprismas aus und spricht vom hydraulischen Grundbruch. In Bild 2 ist der Augenblick des Aufbrechens eines Bodenprismas hinter einem auf geschichtetem Untergrund geschütteten Damm schematisch dargestellt. In den Jahren 1954 - 1965 ereigneten sich während lang andauernder Hochwasserperioden zahlreiche derartige Brüche an den entlang der Donau gelegenen Hochwasserschutzdämmen in Jugoslawien, der Tschechoslowakei, Ungarn und Rumänien. PIETRARU [52] weist darauf hin, daß in der Mehrzahl aller Fälle hydraulische Grundbrüche auf der Luftseite dieser Dämme beobachtet wurden und anschließend eine schnell um sich greifende Erosion zu ihrer Zerstörung führte.

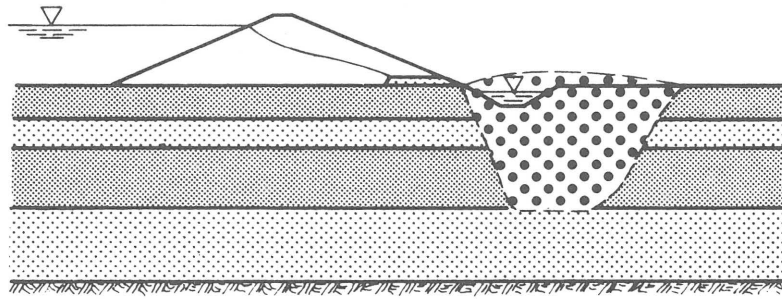


Bild 2: Schematische Darstellung eines Bodenaufbruchs hinter einem Damm auf geschichtetem Untergrund

a

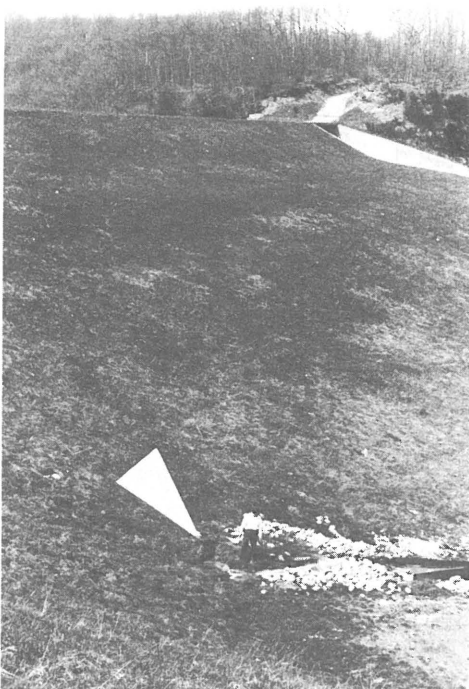


Bild 3: Quelle an der luftseitigen Böschung eines Staudammes

a Übersicht mit Schadensstelle

b Nahaufnahme der Quellöffnung



Sofern sich die Auflockerung und Ausspülung des Bodens auf der Luftseite eines Dammes nur auf örtlich eng begrenzte Zonen erstreckt, kann es zur Bildung von schlauchartigen Hohlräumen im Untergrund kommen. Wie in Kapitel 4 noch gezeigt wird, bilden diese Hohlräume bevorzugt angeströmte Wasserwege im Dammuntergrund, die sich entgegen der Strömungsrichtung zur Wasserseite des Dammes hin verlängern können. Erhält einer dieser Hohlräume, die auch als Erosionskanäle bezeichnet werden, schließlich Verbindung mit dem Stauraum, so kann wiederum eine zum Bruch des Dammes führende Unterspülung einsetzen. Man spricht in diesem Falle von einer Unterspülung eines Dammes infolge rückschreitender Erosion.

Ein rückschreitender Erosionsvorgang setzt stets die Möglichkeit voraus, daß die vom Sickerwasser mitgeführten Bodenteilchen aus dem durchströmten Boden ausgespült werden können. Diese Möglichkeit ist gegeben, wenn ein Erosionskanal in der ungeschützten Wasseraustrittsfläche hinter einem Damm in einer sogenannten Quellöffnung endet. Das im Jahre 1968 aufgenommene Bild 3 zeigt das Ende einer Erosionsröhre in der luftseitigen Böschung eines etwa 30 m hohen Erddammes. Bild 4 verdeutlicht, daß die rückschreitende Erosion auch entgegen der Erdschwere erfolgen kann. In der Mitte der vom ausfließenden Wasser aufgespülten Sandkegel sind die Quellöffnungen deutlich zu erkennen, die im Untergrund in inneren Erosionskanälen ihre Fortsetzung finden.

Die Möglichkeit eines Korntransportes im Boden ist auch dann gegeben, wenn die Teilchen eines feinkörnigen Bodens vom Sickerwasser in die Porenräume einer angrenzenden grobkörnigeren Bodenschicht eingespült werden können. CISTIN [18] spricht im Gegensatz zu dem oben beschriebenen rückschreitenden Erosionsvorgang, der durch eine Bodenausspülung an der Wasseraustrittsfläche, also durch eine "äußere Erosion" eingeleitet wird, hier von einer rückschreitenden Erosion infolge einer Kontakterosion, weil sich die Erosionskanäle von der Kontaktfläche zweier in ihrem Kornaufbau unterschiedlicher Böden aus entwickeln. Eine im Erdstaudambau besonders gefürchtete Form der Kontakterosion liegt vor, wenn ein falsch dimensioniertes Flächenfilter die feinkörnigen Bestandteile des gegen Ausspülung zu schützenden Bodens nicht zurückhalten kann. Ein anschauliches Beispiel, daß auch eine Kontakterosion im Innern eines Dammuntergrundes zu einer rückschreitenden



Bild 4 : Quelltrichterbildung im Hinterland des Mississippi-Deiches, nach Turnbull und Mansur [71]

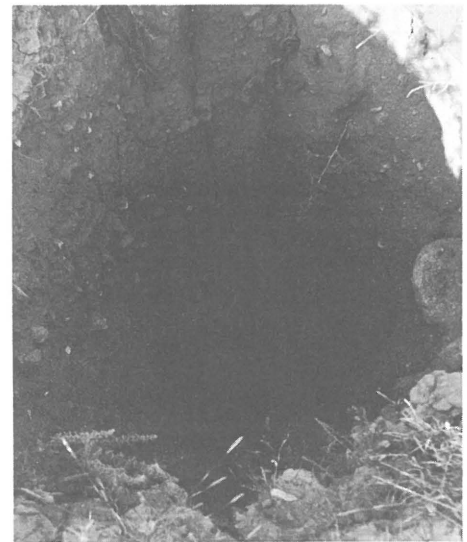


Bild 5 : Kraterbildung infolge rückschreitender Erosion im Stauraum des Perdikkas - Dammes

Erosion führen kann, bilden die im Stauraum des Perdikkas - Dammes [39] aufgetretenen Erosionsschäden, die zeitweilig zum völligen Leerlaufen des Speicherbeckens führten. Bild 5 zeigt das Ende eines Erosionskanales, der sich von der im Untergrund befindlichen Grenzfläche zwischen einer halbdurchlässigen Deckschicht aus Sedimenten und einem verkarsteten Kalksteingebirge aus rückwärts durch die Sedimente bis zur Staubeckensohle entwickelte.

Eine insbesondere unter Wehren zu beobachtende Erscheinungsform der rückschreitenden Erosion ist die Fugenerosion, die durch Hohlräume unter massiven Gründungssohlen von Bauwerken begünstigt wird und nicht selten zur Unterspülung von Wehren geführt hat [37]. Im Erdstaudambau stellt die Fugenerosion einen Sonderfall dar, mit dessen Auftreten nur bei unsachgemäßer Einbettung von massiven Bauwerken im Damm oder im Dammuntergrund, wie beispielsweise von Durchlässen, zu rechnen ist. Die Fugenerosion wird deshalb im folgenden nicht weiter berücksichtigt.

Ebensowenig wie die Fugenerosion soll die Frage der Erosionssicherheit des geschütteten Dammkörpers, also beispielsweise die Erosionsfestigkeit eines Dammkernes, Gegenstand der nachfolgenden Untersuchungen sein. Wenn im folgenden von der Erosionssicherheit eines Dammes gesprochen wird, handelt es sich deshalb stets um die Sicherheit gegen Erosionserscheinungen im Untergrund des Dammes.

3. Die Grundwasserströmung und ihre Kraftwirkung

Die im vorigen Kapitel beschriebene Kraftwirkung der Grundwasserströmung auf das Korngerüst des Bodens kann mit Hilfe der in der Hydromechanik bekannten Gesetze über die Potentialströmung quantitativ erfaßt werden. Die erforderlichen Grundlagen werden als bekannt vorausgesetzt und nachfolgend nur insoweit aufgezeigt, als es die eindeutige Definition der in der vorliegenden Arbeit gebrauchten Bezeichnungen und Begriffe erfordert.

Mit dem verallgemeinerten Gesetz von DARCY, das praktisch einen Ersatz für die NAVIER - STOKESchen Bewegungsgleichungen der Hydrodynamik darstellt,

ergeben sich die Komponenten der Filtergeschwindigkeit des Grundwassers v_x , v_y , v_z in einem bezüglich seiner Durchlässigkeit homogenen und anisotropen Boden zu:

$$v_x = k_x \cdot \frac{dh}{dx} \quad (1),$$

$$v_y = k_y \cdot \frac{dh}{dy} \quad (2),$$

$$v_z = k_z \cdot \frac{dh}{dz} \quad (3).$$

Hierin entsprechen k_x , k_y und k_z den in Richtung der Koordinatenachsen x , y und z konstanten Durchlässigkeitskoeffizienten des Untergrundes und h der Niveauhöhe oder dem Potential des Grundwassers.

Die Niveauhöhe setzt sich entsprechend Bild 6 zusammen aus

$$h = z + \frac{p_w}{\gamma_w} \quad (4),$$

wobei mit z die geodätische Höhe des betrachteten Punktes im Strömungsfeld von einem beliebigen Nullniveau aus, mit p_w der Wasserdruck im betrachteten Punkt und mit γ_w das Raumgewicht des Wassers bezeichnet werden. Mit Δh wird im folgenden stets die durch den Höhenunterschied zwischen Ober- und Unterwasserspiegel vorgegebene äußere Niveaudifferenz einer Stauanlage bezeichnet.

Die Verknüpfung des DARCYschen Gesetzes mit der Kontinuitätsgleichung für inkompressible Flüssigkeiten liefert die Differentialgleichung

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (5),$$

deren Lösung die Grundwasserströmung in einem in Richtung der Hauptachsen anisotropen und homogenen Untergrund beschreibt. Für isotropen und homo-

genen Boden vereinfacht sich diese Beziehung zu :

$$\nabla\nabla h = 0 \quad (6),$$

wobei $\nabla\nabla$ den LAPLACEschen Operator darstellt.

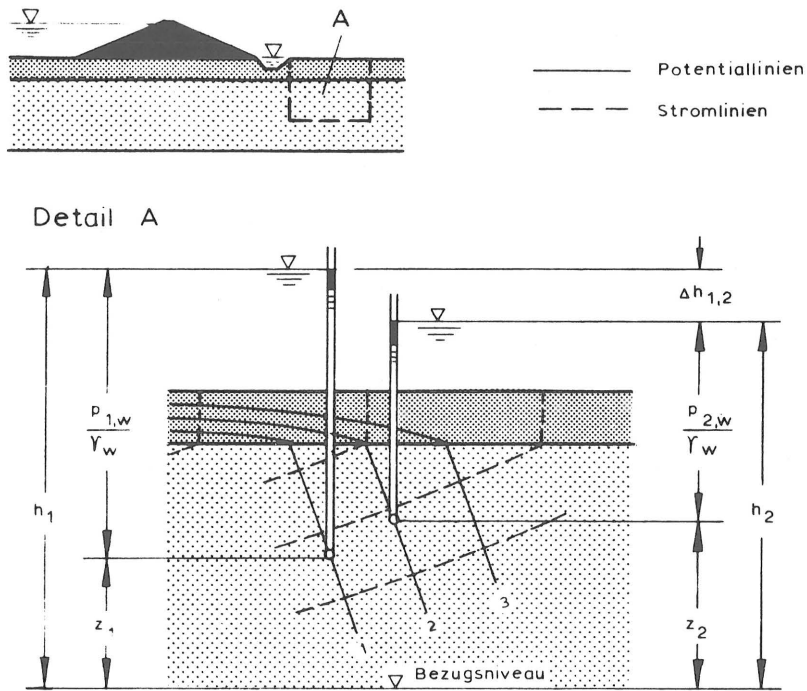


Bild 6 : Ausschnitt aus einem Strömungsnetz unter einem Damm

Mit der Lösung der Differentialgleichung (5) bzw. (6) ist die Niveauhöhe h in jedem Punkt des betrachteten Strömungsfeldes bekannt. Mit ihrer Hilfe kann das Niveaugefälle längs des Weges x, y, z und unter Berücksichtigung der Gleichungen (1) bis (3) die Größe und Richtung der Filtergeschwindigkeit des Grundwassers ermittelt werden.

Die von der Strömung auf das Korngerüst des Bodens übertragenen Kräfte sind unter der im Gültigkeitsbereich des DARCYschen Gesetzes gerechtfertigten Vernachlässigung der Trägheitskräfte proportional zum Niveaugefälle, das im folgenden auch mit hydraulischem Gefälle i bezeichnet wird.

Die Größe S der Resultierenden der an einem Bodenelement angreifenden Strömungskräfte beträgt

$$S = \frac{dh}{ds} \cdot \gamma_w \cdot \Delta V \quad (7),$$

wenn der Weg s normal zu der durch das betrachtete Bodenelement verlaufenden Potentiallinie gerichtet ist und ΔV das Volumen des Bodenelementes darstellt. Die Strömungskraft S wirkt stets in Richtung des größten hydraulischen Gefälles, also normal zu den Potentiallinien und nur im Sonderfall eines isotropen und homogenen Bodens tangential zur Strömungsrichtung des Grundwassers.

Bei lotrecht nach oben gerichteter Strömung kann das Raumgewicht γ_a des Bodens unter Auftrieb vom Strömungsdruck i_p , der auf die Volumeneinheit bezogenen Strömungskraft S , völlig aufgehoben werden. Der hierfür erforderliche Strömungsdruck wird im folgenden als kritischer Strömungsdruck $i_{p,krit}$ und das zugehörige hydraulische Gefälle mit i_{krit} bezeichnet. Für ein Bodenelement, auf das infolge eines bereits eingetretenen Fließzustandes im Boden keine Seitenreibung mehr wirkt, beträgt die Größe des kritischen hydraulischen Gefälles

$$i_{krit} = \frac{\gamma_a}{\gamma_w} \quad (8).$$

4. Die Verfahren zur Beurteilung der Sicherheit von Erddämmen gegen Unterspülung

Im folgenden werden die Grundzüge und die wesentlichsten Voraussetzungen der verschiedenen Verfahren zur Beurteilung der Sicherheit eines Erddammes gegen Unterspülung kurz umrissen. Dabei werden insbesondere diejenigen Punkte herausgestellt, die sich später für die kritische Beurteilung dieser Verfahren als von besonderem Interesse erweisen.

Die auf der Potentialtheorie basierende Vorgehensweise - im folgenden als potentialtheoretisches Verfahren bezeichnet - nimmt insofern eine Sonderstellung ein, als keine umfassende Darstellung dieses Verfahrens in der Literatur vorliegt. Es erwies sich deshalb als notwendig, die in zahlreichen Veröffentlichungen dargelegten und zum Teil widersprüchlichen Ansichten ordnend zusammenzufassen und in manchen Punkten zur eindeutigen Definition des potentialtheoretischen Verfahrens eine Wertung der in der Literatur vertretenen Ansichten zu treffen.

4.1 Das Verfahren von LANE

Angeregt durch zahlreiche Schadensfälle an Wehren und Dämmen setzte sich BLIGH [8] neben CLIBBORN und BERESFORD [37] erstmalig mit dem Problem der Unterspülung von Stauanlagen intensiv auseinander und veröffentlichte im Jahre 1910 ein Berechnungsverfahren zur Beurteilung der Sicherheit von Staukonstruktionen gegen Unterspülung. BLIGH'S Arbeit entstand in einer Zeit, in der die heute allgemein gebräuchliche Theorie zur Lösung von Grundwasserströmungsproblemen und zur Ermittlung der Kraftwirkung des Wassers auf das Korngerüst des Bodens noch weitgehend unbekannt war (FORCHHEIMER 1917 [28], PAVLOVSKY 1933 [51], DACHLER 1936 [20]). Aus dieser Sicht ist es verständlich, wenn LANE [36] in seiner im Jahre 1932 erschienenen Veröffentlichung die Potentialtheorie als gutes Werkzeug zur Lösung von Strömungsproblemen bezeichnet, sie jedoch noch für außerordentlich entwicklungsbedürftig und äußerst schwierig in ihrer Anwendung hält und daher eine mehr empirische und insbesondere einfachere Vorgehensweise zur Beurteilung der

Sicherheit von Staukonstruktionen gegen Unterspülung empfiehlt.

LANE übernimmt die Gedankengänge BLIGHS und geht davon aus, daß die unter einer auf durchlässigem Untergrund gegründeten Stauanlage hindurchsickernde Wassermenge Q sich proportional verhält zur äußeren Niveaudifferenz Δh , zur Durchlässigkeit k des Bodens, zu dem unter dem Wehr im Untergrund vorhandenen Fließquerschnitt F und umgekehrt proportional zur Länge l_{red} des Fließweges des Sickerwassers :

$$Q = \Delta h \cdot k \cdot F \cdot \frac{1}{l_{red}} \quad (9).$$

Mit Hilfe der Kontinuitätsbedingung ergibt sich aus Gleichung (9) die auf die Durchlässigkeit k bezogene Filtergeschwindigkeit v' des Grundwassers

$$v' = \frac{v}{k} = \frac{\Delta h}{l_{red}} \quad (10).$$

Nach Auffassung LANES ist mit der Gefahr einer Ausspülung von Bodenteilchen aus dem Untergrund und folglich auch mit der Gefahr einer Unterspülung einer Stauanlage zu rechnen, wenn die Filtergeschwindigkeit v' einen bestimmten Grenzwert überschreitet. Dieser wird im folgenden mit $1/C_{erf}$ bezeichnet und ist von der Potentialtheorie her gesehen mit einem kritischen hydraulischen Gefälle identisch. Als Kriterium für die Sicherheit einer Stauanlage gegen Unterspülung ergibt sich:

$$v' \leq \frac{1}{C_{erf}} \quad (11)$$

oder mit Gleichung (10)

$$\frac{l_{red}}{\Delta h} \geq C_{erf} \quad (12).$$

Den Fließweg des Sickerwassers empfiehlt LANE entsprechend der Vorgehensweise von BLIGH mit Hilfe der Umfangslänge des Bauwerkteiles, der, im Quer-

schnitt betrachtet, unmittelbar mit dem Untergrund in Berührung steht, nach folgender Beziehung zu ermitteln :

$$l_{\text{red}} = \sum l_v + \frac{1}{3} \sum l_h \quad (13).$$

Hierin bedeuten

$\sum l_v$ - die Summe aller vertikalen oder steiler als 45° gegen die Waagrechte geneigten Kontaktstrecken des Bauwerkes mit dem Untergrund und

$\sum l_h$ - die Summe aller horizontalen oder flacher als 45° gegen die Waagrechte geneigten Kontaktstrecken.

Im Gegensatz zu BLIGH berücksichtigt LANE die horizontalen Kontaktstrecken bei der Fließwegermittlung nur zu einem Drittel, da diese seiner Ansicht nach weniger zur Sicherheit einer Stauanlage gegen Unterspülung beitragen als die vertikalen Kontaktstrecken der Stauanlage. Der Fließweg l_{red} entspricht somit der reduzierten Kontaktstrecke $l = \sum l_v + \sum l_h$ des Bauwerkes und wird deshalb auch als reduzierter Sickerweg bezeichnet.

LANE begründet die Reduktion der Kontaktstrecke l mit der Feststellung, daß einige der von ihm überprüften Bauwerke mit überwiegend vertikalen Kontaktstrecken sich trotz eines extrem kleinen Verhältnisses $l/\Delta h$ zum Zeitpunkt der Überprüfung schon jahrelang schadensfrei in Betrieb befanden, während andere Bauwerke mit einem vergleichbaren Verhältnis $l/\Delta h$ und vorwiegend horizontalen Kontaktstrecken zumeist unterspült wurden. Eine Erklärung für diese Feststellung sieht LANE unter anderem in der Tatsache, daß die Durchlässigkeit des Untergrundes in horizontaler Richtung zumeist größer als in vertikaler Richtung ist.

Die Größe C_{erf} , von LANE als "safe weighted creep ratio" und in der deutschsprachigen Literatur als "erforderlicher reduzierter Sickerwegquotient" bezeichnet, stellt nach Auffassung LANES eine charakteristische Bodenkonstante dar. In Anlehnung an diese Bezeichnungsweise wird die Größe $l_{\text{red}}/\Delta h$ in Gleichung (12) häufig auch als "reduzierter Sickerwegquotient" C bezeichnet und Gleichung (12) in der Form

$$C \geq C_{\text{erf}} \quad (14)$$

geschrieben.

Um einen Hinweis auf die Größe des erforderlichen reduzierten Sickerwegquotienten C_{erf} zu erhalten, berechnet LANE die reduzierten Sickerwegquotienten von mehr als 200 vor dem Jahre 1932 errichteten Stauanlagen, von denen 25 durch eine Unterspülung zerstört wurden. Nach Angaben in einem unveröffentlichten Bericht [36] handelt es sich hierbei um gemauerte oder betonierte Dämme und Wehre sowie um Verschlussbauwerke von Bewässerungsanlagen. Den überwiegenden Teil der erfaßten Stauanlagen bildeten jedoch Flußwehre, deren Niveaudifferenz Δh im Mittel bei rund 5 m lag. Sämtliche untersuchten Stauanlagen waren weder durch ein Flächenfilter noch durch eine Drainage gegen Unterspülung gesichert.

LANE ordnet die erfaßten Stauanlagen nach ihren Untergrundverhältnissen in 4 Gruppen,

1. Bauwerke auf Sand, Feinsand und Schluff,
2. Bauwerke auf Grobsand,
3. Bauwerke auf Kies, Steinen und Blöcken,
4. Bauwerke auf Ton und festem Geschiebelehm,

und weist darauf hin, daß die Beurteilung des Untergrundes infolge mangelhafter Angaben in der Literatur häufig nur sehr subjektiv und unzureichend möglich war. So standen ihm beispielsweise nur von 4 der über 200 untersuchten Bauwerke Kornverteilungskurven zur Beurteilung des Baugrundes zur Verfügung. Soweit es die mangelhaften Baugrundaufschlüsse zuließen, bezieht er Bauwerke auf Böden mit ausgeprägter Schichtung sowie Bauwerke, deren Untergrund durch eine bis in einen halb- oder völlig undurchlässigen Horizont einbindende Dichtungsschürze abgeriegelt werden konnte, nicht in seine Untersuchungen ein. LANE betont, daß für derartige Bauwerke wegen ihres von Fall zu Fall sehr unterschiedlichen Verhaltens kein allgemeingültiges Verfahren zur Beurteilung ihrer Sicherheit gegen Unterspülung aufgestellt werden konnte.

Die von LANE rückgerechneten reduzierten Sickerwegquotienten C sind in

Abhängigkeit von der Bodenart, von der Niveaudifferenz Δh und der Länge l_{red} des reduzierten Sickerweges in den Bildern 7 und 8 aufgetragen. Hierin sind Bauwerke, die durch eine Unterspülung zerstört wurden, durch schwarze Dreiecke und Bauwerke, die sich zum Zeitpunkt der Untersuchung LANES schadensfrei in Betrieb befanden, durch schwarze Kreise gekennzeichnet.

An Hand dieser Bilder legt LANE die Größe des erforderlichen reduzierten Sickerwegquotienten für jede Bodengruppe fest. Er fordert, daß C_{erf} mindestens ebenso groß sein sollte, wie der größte reduzierte Sickerwegquotient, bei dem noch eine Unterspülung einer Stauanlage zu beobachten war. Die von ihm empfohlenen erforderlichen reduzierten Sickerwegquotienten sind in Tabelle 1 zusammengestellt.

Sand, Feinsand und Schluff	schluffiger Feinsand oder Schluff (very fine sand or silt)	8,5
	Feinsand (fine sand)	7,0
	Mittelsand (medium sand)	6,0
Grobsand	Grobsand (coarse sand)	5,0
Kies, Steine und Blöcke	Feinkies (fine gravel)	4,0
	Mittelkies (medium gravel)	3,5
	Grobkies mit Steinen (coarse gravel including cobbles)	3,0
	Blöcke mit Steinen und Kies (boulders ⁺ with some cobbles ⁺ and gravel)	2,5
Ton und fester Geschiebe- lehm	breiig-plastischer Ton (soft clay)	3,0
	weich plastischer Ton (medium clay)	2,0
	halbfester Ton (hard clay)	1,8
	fester Ton oder fester Geschiebelehm (very hard clay or hardpan)	1,6

⁺ nach [2]: cobbles $\hat{=}$ Steine von $\sim 7,6$ cm bis ~ 20 cm Größe
boulders $\hat{=}$ Blöcke über 20 cm Größe

Tabelle 1: Erforderliche reduzierte Sickerwegquotienten C_{erf} ;
nach Lane [36]

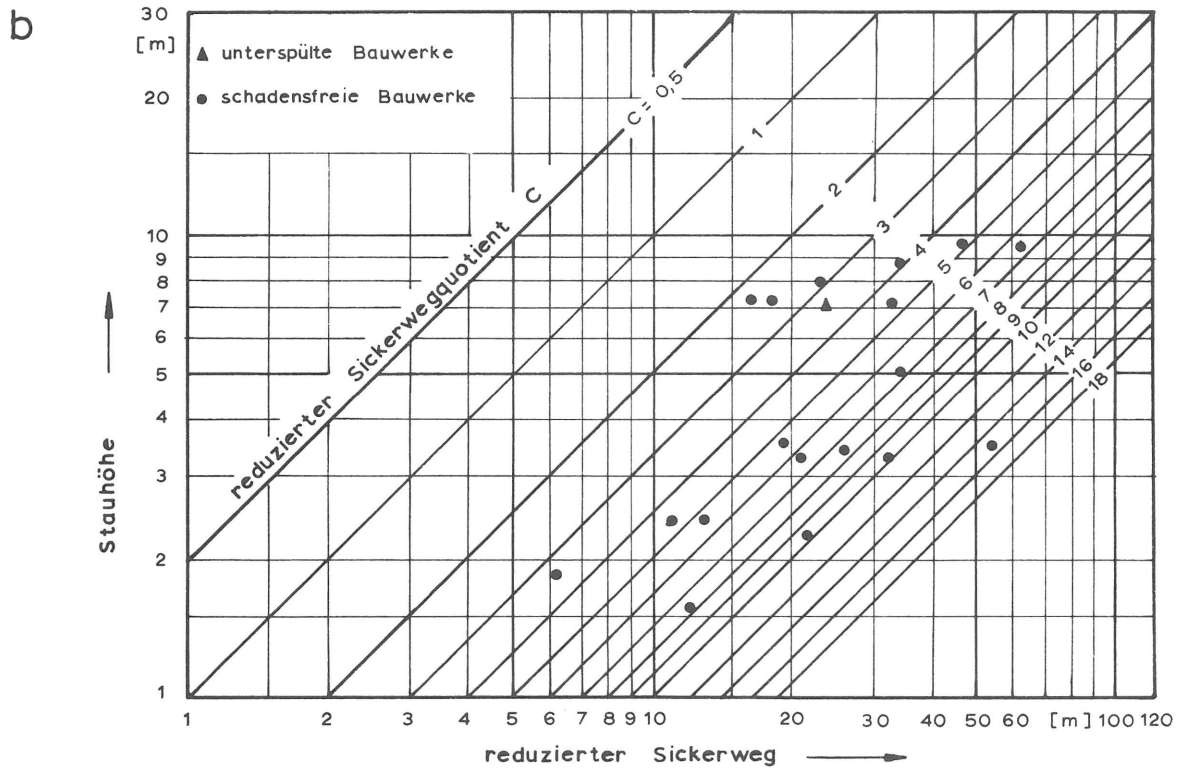
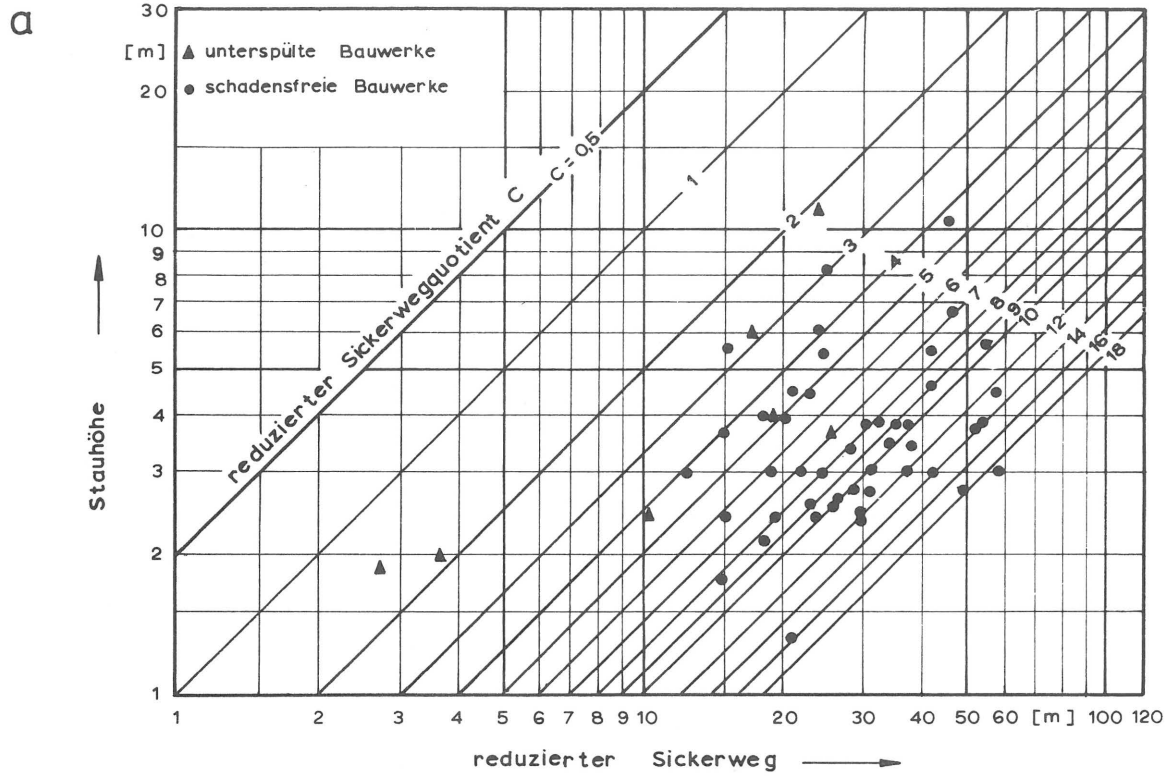


Bild 7 : Beziehung zwischen dem reduzierten Sickerweg und der Stauhöhe; nach Lane [36]

- a Bauwerke auf Sand, Feinsand und Schluff
- b Bauwerke auf Grobsand

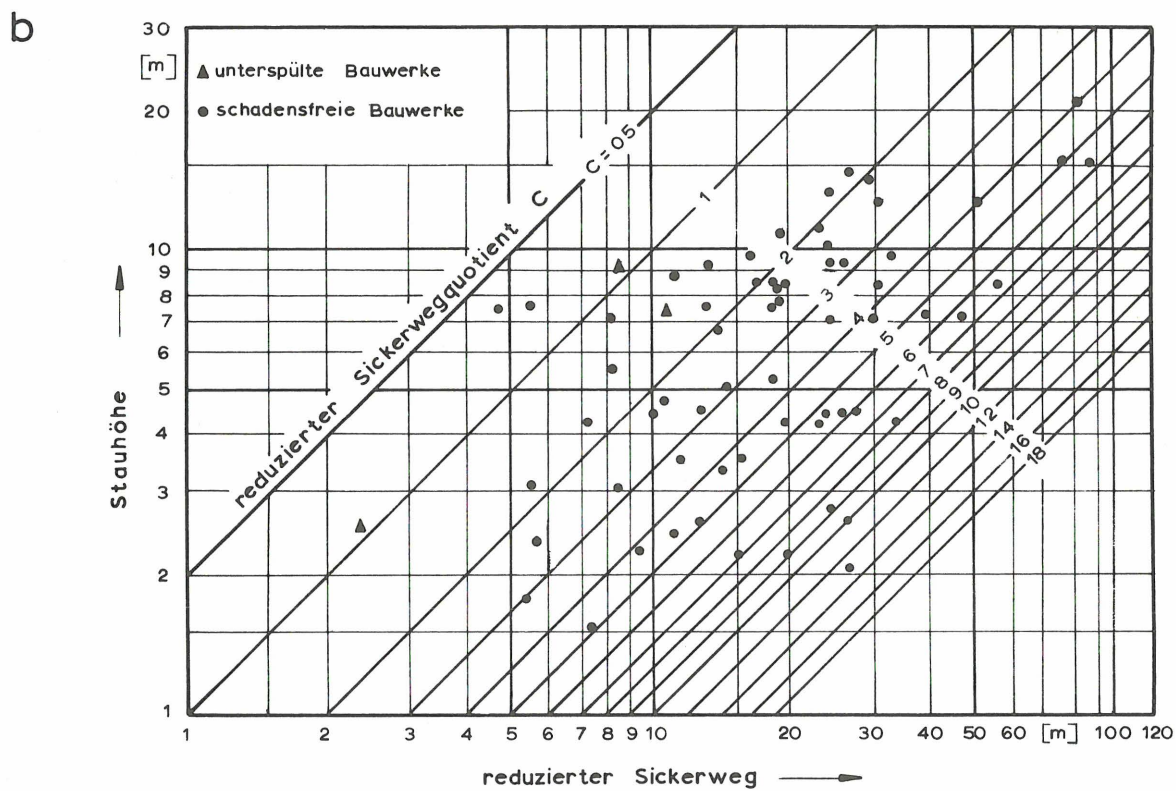
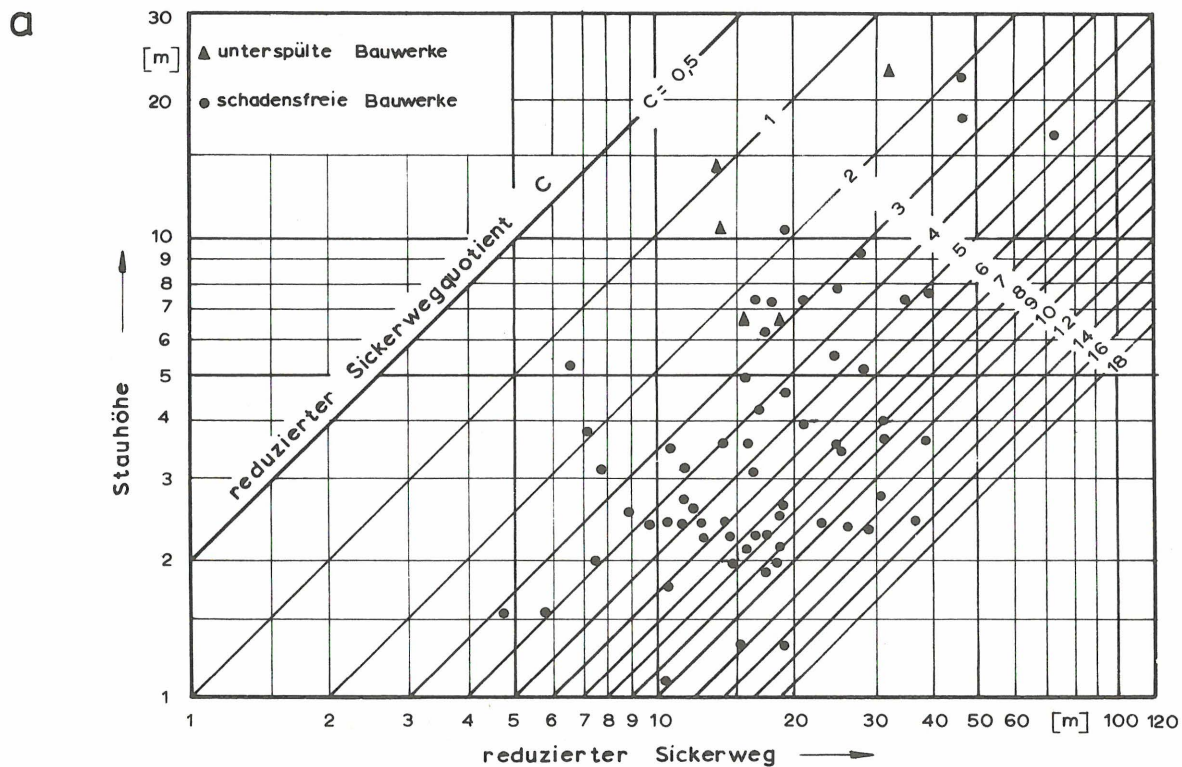


Bild 8 : Beziehung zwischen dem reduzierten Sickerweg und der Stauhöhe ; nach Lane [36]

a Bauwerke auf Kies, Steinen und Blöcken

b Bauwerke auf Ton und festem Geschiebelehm

Auf Grund einer getrennten Überprüfung des reduzierten Sickerwegquotienten einiger Wehre, die mit einer Drainage oder mit einem Flächenfilter ausgestattet waren, hält LANE es für vertretbar, die erforderlichen reduzierten Sickerwegquotienten C_{erf} bis auf 75% der empfohlenen Werte zu verringern, wenn eine Stauanlage durch Flächenfilter oder Drainagen gegen Erosionsschäden gesichert wird.

4.2 Das Verfahren von TSCHUGAJEW

TSCHUGAJEW schlägt zur Beurteilung der Sicherheit von Wehren und anderen massiven Stauanlagen gegen Unterspülung ein von der LANESchen Vorgehensweise abweichendes Verfahren vor [68, 69]. In einer im Jahre 1967 erschienenen Veröffentlichung [70] empfiehlt TSCHUGAJEW, sein zwischenzeitlich in eine russische Norm über "die Gründung massiver Stauanlagen auf nicht felsigem Untergrund" [48] aufgenommenes Verfahren auch zur Beurteilung der Erosionssicherheit des Untergrundes von Erdstaudämmen heranzuziehen.

TSCHUGAJEW geht von der Überlegung aus, eine Stauanlage besitze nur dann eine ausreichende Sicherheit gegen Unterspülung, wenn sowohl ihre "örtliche Erosionssicherheit" als auch ihre "allgemeine Erosionssicherheit" gewährleistet sei. Als "örtliche Erosionssicherheit" bezeichnet TSCHUGAJEW die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch sowie die Sicherheit gegen Kontakterosion an Schichtgrenzen im Inneren des Untergrundes sowie an der Grenze zwischen dem Untergrund und einem Flächenfilter; Sicherheiten also, die sich seiner Ansicht nach mit Hilfe des im folgenden Kapitel beschriebenen potentialtheoretischen Verfahrens zufriedenstellend beurteilen lassen. Unter "allgemeiner Erosionssicherheit" versteht TSCHUGAJEW die Sicherheit gegen rückschreitende Erosionserscheinungen, die infolge nicht im voraus erkennbarer Ursachen im Untergrund einer Stauanlage auftreten können. Als mögliche Ursachen nennt TSCHUGAJEW Fehler in der Bauausführung, klaffende Fugen unter massiven Gründungssohlen sowie nicht im voraus erkennbare geologische Besonderheiten im Aufbau des Untergrundes.

TSCHUGAJEW schlägt vor, zur Beurteilung der "allgemeinen Erosionssicherheit" ein mittleres hydraulisches Gefälle im Untergrund - von TSCHUGAJEW

mit Kontrollgradient i_k bezeichnet - einem maximal zulässigen Grenzgefälle $i_{k,zul}$ gegenüber zu stellen :

$$i_k \leq i_{k,zul} \quad (15).$$

Die Größe des Kontrollgradienten ergibt sich aus folgender Überlegung. Die unter einem Wehr (vgl. Bild 9a) hindurchsickernde Wassermenge beträgt nach der Potentialtheorie

$$Q = \alpha \cdot k \cdot \Delta h \quad (16),$$

wobei k die Durchlässigkeit des Bodens, Δh die Niveaudifferenz und α den Formfaktor des Strömungsgebietes darstellt.

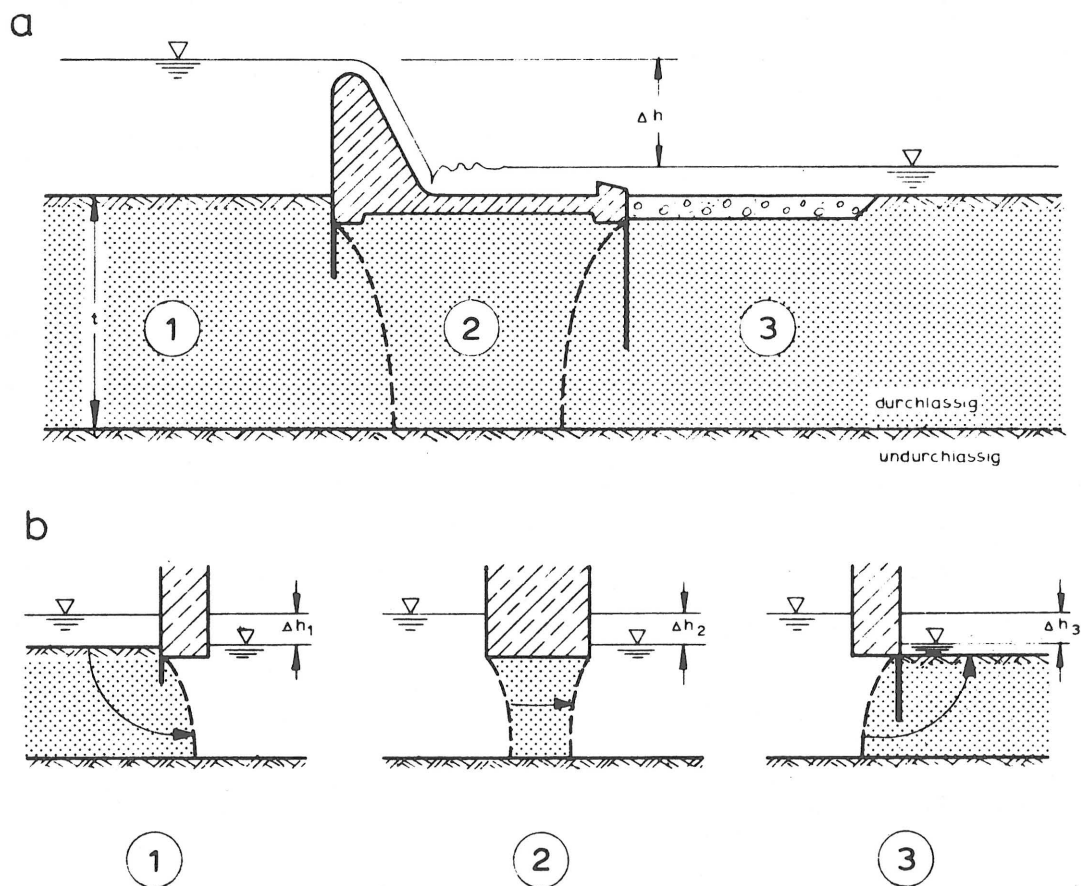


Bild 9: Fragmentenmethode nach Tschugajew [68]

- a Gesamtströmungsbereich mit dem Formfaktor α
- b Teilströmungsbereiche mit den Formfaktoren $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$

Die mittlere Filtergeschwindigkeit v_m des Grundwassers im Wehruntergrund beträgt

$$v_m = \frac{Q}{t} \quad (17),$$

wenn mit t die Mächtigkeit des durchlässigen Untergrundes unter dem Wehr bezeichnet wird.

Aus Gleichung (16) und (17) ergibt sich unter Berücksichtigung des DARCY-schen Gesetzes der Kontrollgradient

$$i_k = \frac{v_m}{k} = \frac{Q}{k \cdot t} = \frac{\alpha \cdot \Delta h}{t} \quad (18),$$

der nunmehr als die auf die Durchlässigkeit k bezogene mittlere Filtergeschwindigkeit des Grundwassers unter dem betrachteten Wehr gedeutet werden kann.

Sofern der durchlässige Untergrund unter einer Stauanlage bis in große Tiefe reicht, wird in Gleichung (18) an Stelle von t die Tiefenlage t_f eines fiktiven undurchlässigen Horizontes eingeführt und der Formfaktor α durch den für die fiktive undurchlässige Schicht ermittelten Formfaktor α_f ersetzt. Die Notwendigkeit hierfür ergibt sich aus der Überlegung, daß Gleichung (18) mit zunehmender Mächtigkeit t des durchlässigen Untergrundes zu immer kleineren Kontrollgradienten i_k führen würde, obwohl bei Zunahme von t über einen bestimmten Grenzwert hinaus der Strömungsdruck auf das Korngerüst des Bodens in der näheren Umgebung des Wehres nahezu unverändert bleibt.

TSCHUGAJEW empfiehlt, den Formfaktor α bzw. α_f in Gleichung (18) durch Modellversuche oder näherungsweise mit Hilfe der Fragmentenmethode zu ermitteln (vgl. Bild 9). Nach der Fragmentenmethode kann der Formfaktor aus den für die Teilströmungsbereiche 1 bis n in Tafeln und Diagrammen [68] zusammengestellten Formfaktoren α_1 bis α_n berechnet werden :

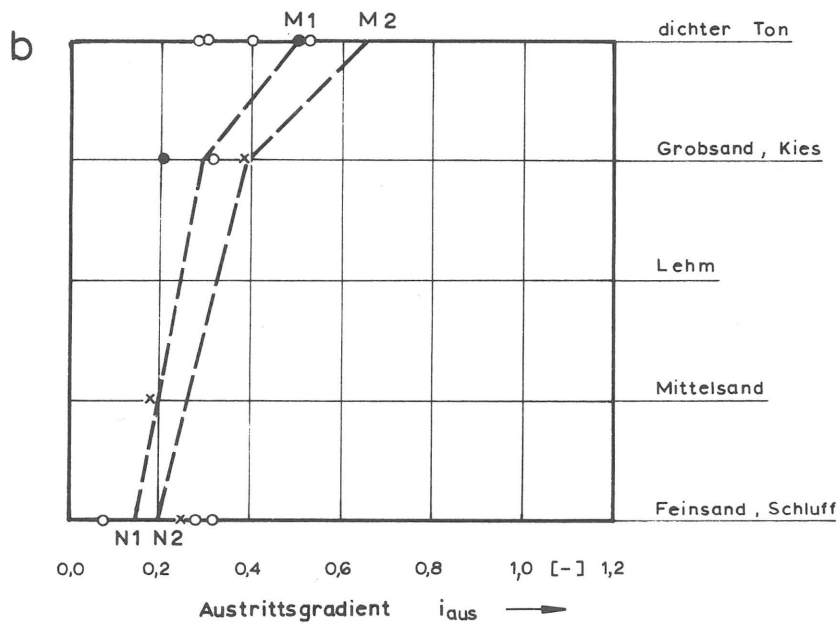
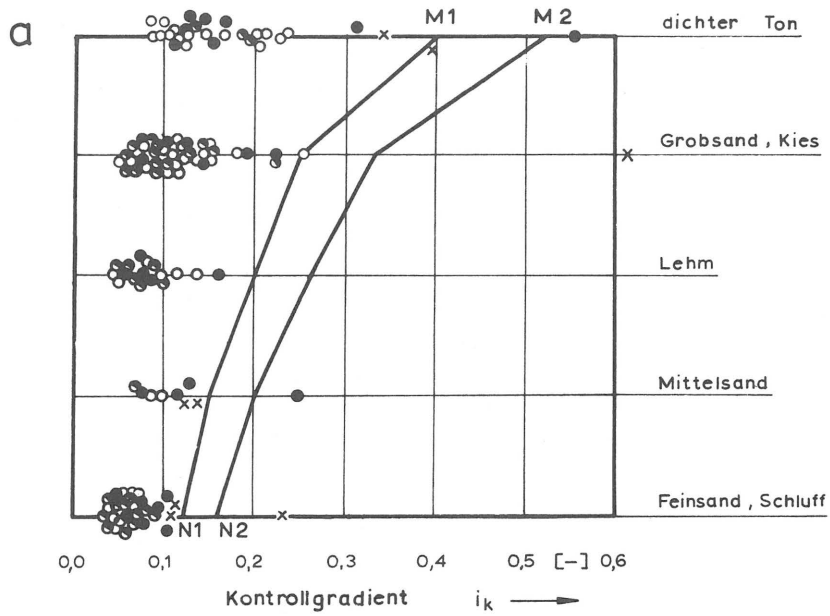
$$\alpha = \frac{1}{\sum_{j=1}^n \frac{1}{\alpha_j}} \quad (19).$$

Falls an Stelle des in Bild 9 dargestellten Wehres eine Spundwand oder eine "spundwandähnliche" Stauanlage auf ihre "allgemeine Erosionssicherheit" hin überprüft werden soll, empfiehlt TSCHUGAJEW vom Kontrollgradienten i_k abzugehen und die Größe der Austrittsgradienten in der Wasseraustrittsfläche auf einen Größtwert zu begrenzen, sich also mit der Beurteilung der "örtlichen Erosionssicherheit" zu begnügen. "Spundwandähnliche" Bauwerke werden von "üblichen" Bauwerken mit Hilfe des Verhältnisses von der Länge der horizontalen Dichtungselemente zu der Länge der vertikal angeordneten Dichtungselemente unterschieden.

Zur Ermittlung der Größe des zulässigen Kontrollgradienten $i_{k,zul}$ berechnet TSCHUGAJEW die Kontrollgradienten von 174 ausgeführten Bauwerken, von denen mehr als 100 bereits in der Arbeit von LANE enthalten sind. TSCHUGAJEW unterscheidet zwischen "üblichen" und "spundwandähnlichen" Stauanlagen, gruppiert diese nach der Beschaffenheit ihres Untergrundes und trägt die rückgerechneten Kontrollgradienten in Abhängigkeit von der Bodenart auf. Das Ergebnis seiner Untersuchungen ist in Bild 10 wiedergegeben. Mit den Linien N_1M_1 werden die maximalen Kontrollgradienten $i_{k,max}$ in Abhängigkeit von der Beschaffenheit des Untergrundes festgelegt. Aus diesen ergeben sich durch Multiplikation mit dem Koeffizienten m - von TSCHUGAJEW als Koeffizient des Fortschritts bezeichnet - die zulässigen Kontrollgradienten $i_{k,zul}$:

$$i_{k,zul} = m \cdot i_{k,max} \quad (20).$$

TSCHUGAJEW empfiehlt, die Größe von m für bedeutende Bauwerke (Bauwerksklasse I) zunächst mit 1 anzunehmen und für Bauwerke mit geringerer Bedeutung (Bauwerksklassen IV und V) den Koeffizient des Fortschritts versuchsweise bis auf 1,3 zu erhöhen (Linien N_2M_2). Er regt somit an, kleinere und unbedeutendere Bauwerke als großmaßstäbliche Modellversuche aufzufassen und aus dem Verhalten dieser Bauwerke Rückschlüsse auf die Größe des zulässigen Kontrollgradienten zu ziehen.



- Stauanlagen ohne Filter
- Stauanlagen mit künstlichem Filter
- ◐ Stauanlagen mit natürlichem Filter
- × Zerstörte Stauanlagen

Bild 10: Rückgerechnete Gradienten von Stauanlagen; nach Tschugajew [68]

- a Kontrollgradienten für "übliche" Bauwerke
- b Austrittsgradienten für Spundwände und "spundwandähnliche" Bauwerke

Geschichteten Untergrund empfiehlt TSCHUGAJEW nach einem Vorschlag von DACHLER [19] rechnerisch in anisotropen Boden zu überführen und anschließend durch Verzerren des Strömungsbereiches das Strömungsproblem für einen scheinbar homogenen und isotropen Untergrund zu lösen. In Fällen, in denen die Vorgehensweise DACHLERS nicht mehr anwendbar ist, verweist TSCHUGAJEW auf Näherungslösungen oder auf Modelluntersuchungen.

4.3 Das potentialtheoretische Verfahren

Das potentialtheoretische Verfahren setzt stets voraus, daß der Aufbau und die Durchlässigkeit des Untergrundes im Bereich der Sperrenstelle sowohl über die Tiefe als auch in horizontaler Richtung ausreichend erkundet werden. Im Anschluß an diese Vorarbeiten wird der Versuch unternommen, die im Dammuntergrund zu erwartenden Strömungsverhältnisse zu ermitteln und an Hand der Größe und Richtung des Strömungsdruckes die Sicherheit des zu untersuchenden Dammes gegen Unterspülung zu beurteilen. Während LANE bestrebt war, dies ohne Rücksicht auf die verschiedenen Erscheinungsformen der Unterspülung mit Hilfe eines einzigen Kriteriums zu erreichen, werden im potentialtheoretischen Verfahren entsprechend den verschiedenen Erscheinungsformen der Unterspülung mehrere Kriterien herangezogen. Diese werden im folgenden erläutert.

4.3.1 Hydraulischer Grundbruch

Kriterien zur Beurteilung der Gefahr eines hydraulischen Grundbruchs liegen vor von HARZA [30], DAVIDENKOFF [22], TERZAGHI [64] und BAZANT [4, 5]¹⁾. Auf eine in Sand gerammte Spundwand angewandt, liefern die verschiedenen Kriterien Unterschiede bis zu 57% in der Größe der zum hydraulischen Grundbruch führenden kritischen Niveaudifferenz (vgl. Bild 11). Als Folge dieser beträchtlichen Unterschiede tritt die Frage auf, welches der bestehenden

¹⁾ Das von CAQUOT / KERISEL [14] angegebene Grundbruchkriterium wird hier nicht berücksichtigt, da es von seinen Annahmen her auf ein spezielles Problem ausgerichtet und für die hier zur Diskussion stehende Fragestellung ohne Interesse ist.

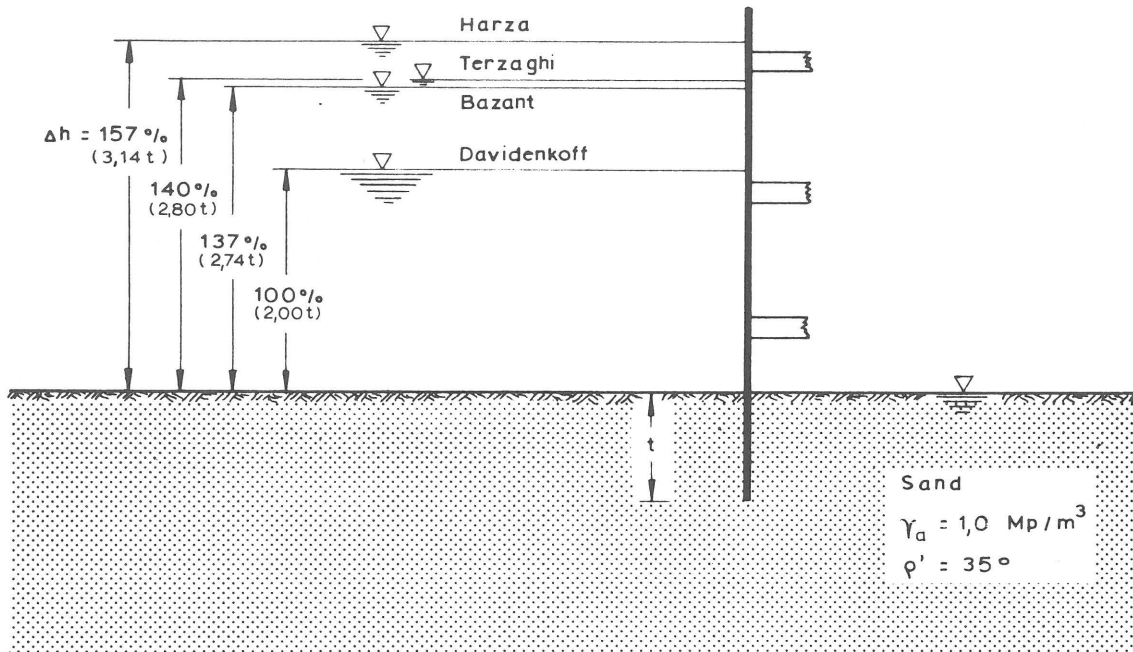


Bild 11: Kritische Niveaudifferenzen nach verschiedenen Bruchkriterien

Kriterien zur Beurteilung der Gefahr eines Bodenaufbruchs auf der Luftseite eines Dammes herangezogen werden soll.

Alle genannten Kriterien beruhen auf der Überlegung, daß ein hydraulischer Grundbruch frühestens dann eintreten wird, wenn das um den Auftrieb verminderte Gewicht eines betrachteten Bodenprismas gerade von den am Bodenprisma angreifenden Strömungskräften aufgehoben wird. Lediglich BAZANT versucht in dieser Gleichgewichtsbetrachtung noch die an den Grenzflächen des aufbrechenden Bodenprismas angreifenden Reibungskräfte in Abhängigkeit des Reibungswinkels des Bodens zu erfassen. Keiner der Ansätze berücksichtigt, daß die einen hydraulischen Grundbruch auslösende Niveaudifferenz darüberhinaus noch von zahlreichen anderen Faktoren beeinflusst werden kann [49]. Hier sei lediglich daraufhingewiesen, daß beispielsweise dem Aufbruch des Bodens zumeist ein Auflockerungsvorgang in der Bruchzone vorausgeht und

dadurch die für den ungestörten Zustand des Bodens ermittelten Strömungsverhältnisse bereits vor Einsetzen des eigentlichen Grundbruches eine wesentliche Veränderung erfahren können.

Die von den genannten Autoren auf Grund der geschilderten Gleichgewichtsbeurteilung erhaltenen Bruchkriterien sind in den Bildern 12 und 13 am Beispiel einer Spundwand dargestellt. Eine zusammenfassende Erläuterung der Kriterien wird in [22, 49 und 56] gegeben.

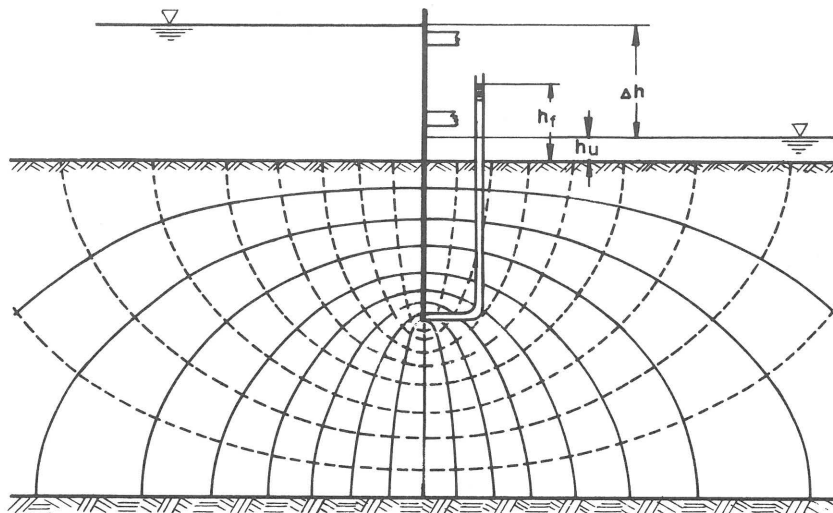
Aus einem Vergleich der Kriterien folgt, daß die eingangs festgestellten Unterschiede in den kritischen Niveaudifferenzen im wesentlichen auf die unterschiedlichen Formen der betrachteten Aufbruchzonen zurückzuführen sind. Wie aus Bild 12a zu erkennen ist, unterliegt im Bereich der aufbruchgefährdeten Bodenzone sowohl die Strömungsrichtung als auch die Größe des Strömungsdruckes starken Veränderungen. Folglich ändert sich mit der Form des betrachteten Aufbruchkörpers auch das Verhältnis von seinem Gewicht unter Auftrieb zu der an ihm angreifenden Strömungskraft. Der oben erläuterte Gleichgewichtsansatz muß somit für verschiedene Aufbruchzonen zwangsläufig zu verschiedenen kritischen Niveaudifferenzen führen.

Bei Anwendung des Gleichgewichtsansatzes zur Beurteilung der Grundbruchsicherheit sollte folglich außer den zu erwartenden Strömungsverhältnissen - zumindest näherungsweise - auch die Form der in der Natur zu erwartenden Aufbruchzone in Rechnung gestellt werden.

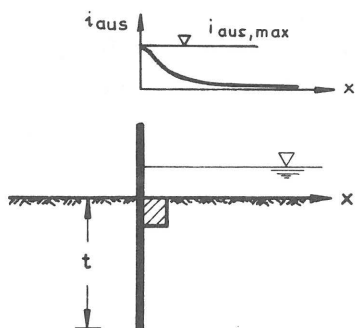
Die von TERZAGHI und BAZANT angegebenen Kriterien erfüllen diese Bedingung. Sie gehen in erster Näherung von der an umströmten Spundwänden beobachteten Form der Aufbruchzone aus. Das Kriterium BAZANTS ist darüberhinaus noch unmittelbar an die Strömungsverhältnisse im Bereich von umströmten Spundwänden gekoppelt. Beide Kriterien sind somit von ihren Voraussetzungen her weitgehend an Spundwände oder an Bauwerke gebunden, auf deren Luft- bzw. Unterwasserseite ein ähnliches Strömungsfeld und eine ähnliche Aufbruchzone wie auf der Luftseite der in Bild 12a skizzierten Spundwand zu erwarten sind.

Diese Voraussetzungen sind auf der Luftseite von Erdstaudämmen zumeist nicht gegeben.

a

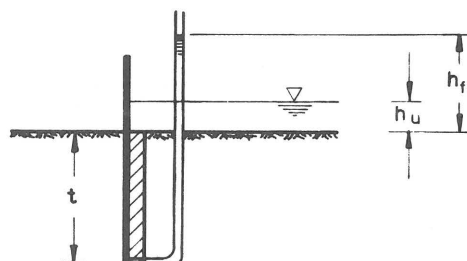


b



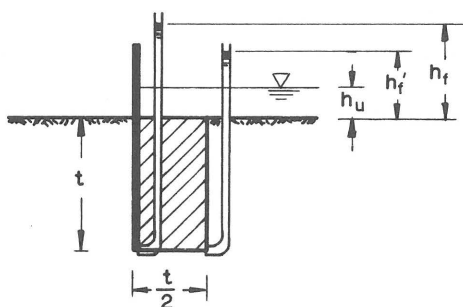
nach Harza [30]

$$i_{aus,max} \cdot \gamma_w = \gamma_a$$



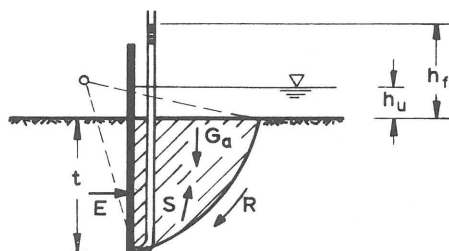
nach Davidenkoff [22]

$$\frac{h_f - h_u}{t} \gamma_w = \gamma_a$$



nach Terzaghi [64]

$$\frac{h_f + h_f'}{2} - h_u \cdot \gamma_w = \gamma_a$$



nach Bazant [5]

$$\frac{h_f - h_u}{t} \gamma_w = f(\gamma_a, \varphi) \quad (\text{vergl. Bild 13})$$

Bild 12: Bruchkriterien zur Beurteilung des hydraulischen Grundbruchs hinter einer Spundwand

- a Ermittlung der Niveauhöhe am Spundwandfuß
- b Spundwand mit Aufbruchzonen und Bruchkriterien

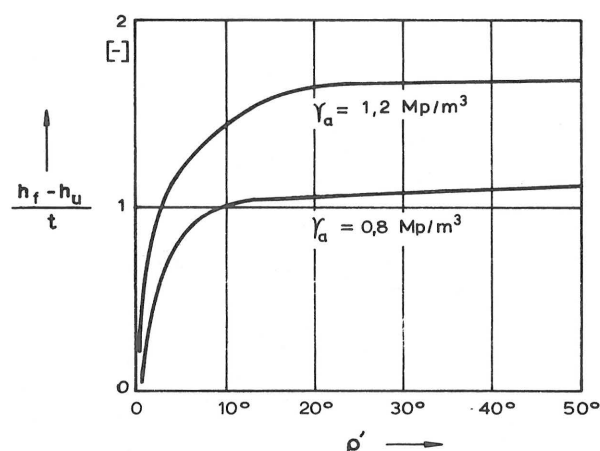


Bild 13: Kritische Niveaudifferenzen nach Bazant [5]

Die Strömungsverhältnisse unter Erdstaudämmen, die auf homogenem Untergrund geschüttet sind, können zwar denen hinter einer Spundwand nahe kommen (vgl. Bild 14a), dagegen sind die von TERZAGHI und BAZANT angenommenen Aufbruchzonen hier nur in Sonderfällen denkbar, wenn beispielsweise die Dichtungsschürze im Bereich des luftseitigen Dammfußes angeordnet wird. Im Normalfall, das heißt bei wasserseitig oder in Dammitte angeordneter Dichtungsschürze, sind diese Aufbruchzonen nicht zu erwarten, da dem nach oben gerichteten Strömungsdruck das größere Gewicht des Dammes entgegenwirkt. Wie aus einem Vergleich der Strömungsnetze in Bild 14a und 14b zu erkennen ist, unterscheiden sich die Strömungsverhältnisse in geschichtetem Untergrund grundsätzlich von denjenigen, die bei der Umströmung einer Spundwand in homogenem Boden zu erwarten sind. Bild 14b zeigt, daß die über dem durchlässigen Untergrund liegende aufbruchgefährdete halbdurchlässige Deckschicht im Bereich des Dammfußes nahezu vertikal durchströmt wird, während die Strömung im durchlässigen Bodenhorizont überwiegend horizontal gerichtet ist.

Sieht man davon ab, daß das Kriterium TERZAGHIS im Sonderfall einer ausschließlich vertikal gerichteten Strömung in das Kriterium DAVIDENKOFFS übergeht, so scheiden die Ansätze von TERZAGHI und BAZANT von ihren

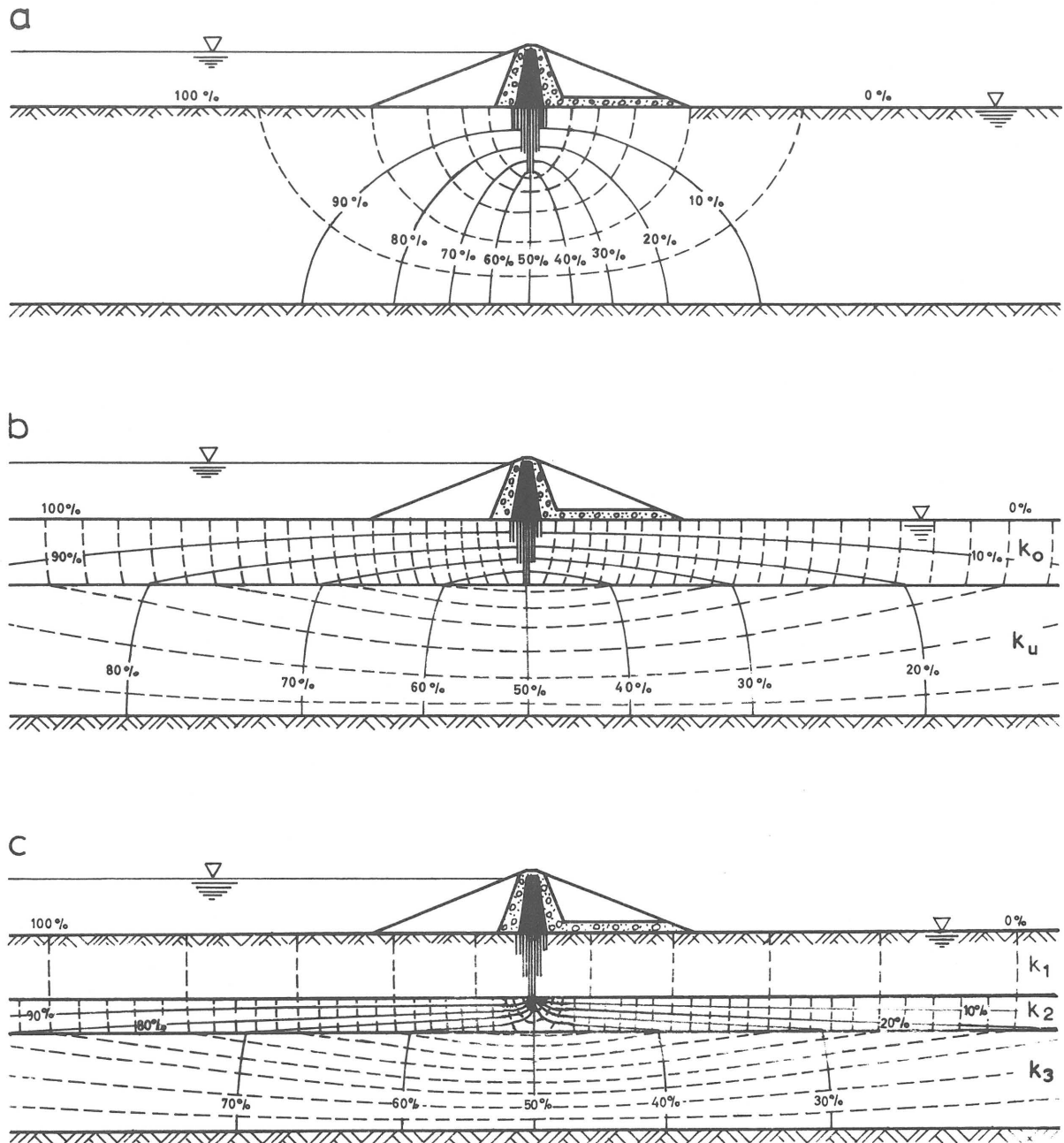


Bild 14: Strömungsnetz unter einem Erdamm

- a auf homogenem Untergrund
- b auf durchlässigem Untergrund mit halbdurchlässiger Deckschicht ($k_u = 20 \cdot k_0$)
- c auf mehrfach geschichtetem Untergrund ($k_1 = k_3 = 100 k_2$)

Voraussetzungen her für die Beurteilung der Gefahr eines Bodenaufbruches hinter einem Damm aus. Von den verbleibenden Ansätzen scheint die einfache Gleichgewichtsbetrachtung an einem schmalen vertikal ausgerichteten Bodenprisma nach DAVIDENKOFF die Kraftwirkung des Sickerwassers im Untergrund von Dämmen am besten zu erfassen. Der Ansatz nach HARZA ist im Sonderfall einer vertikal nach oben gerichteten Strömung zwar identisch mit dem Ansatz nach DAVIDENKOFF, im allgemeinen Fall, beispielsweise bei mehrfach geschichtetem Untergrund (vgl. Bild 14c), erlaubt er jedoch keine realistische Einschätzung der Kräfteverhältnisse im Untergrund.

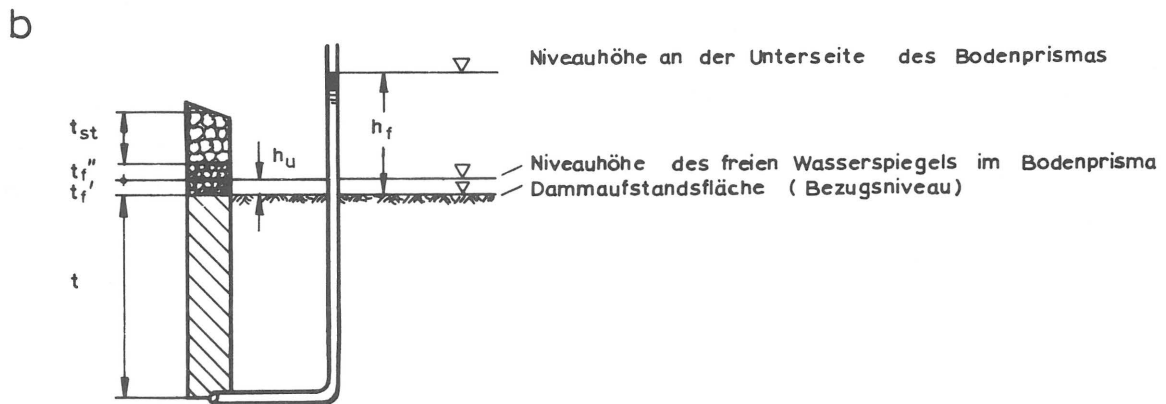
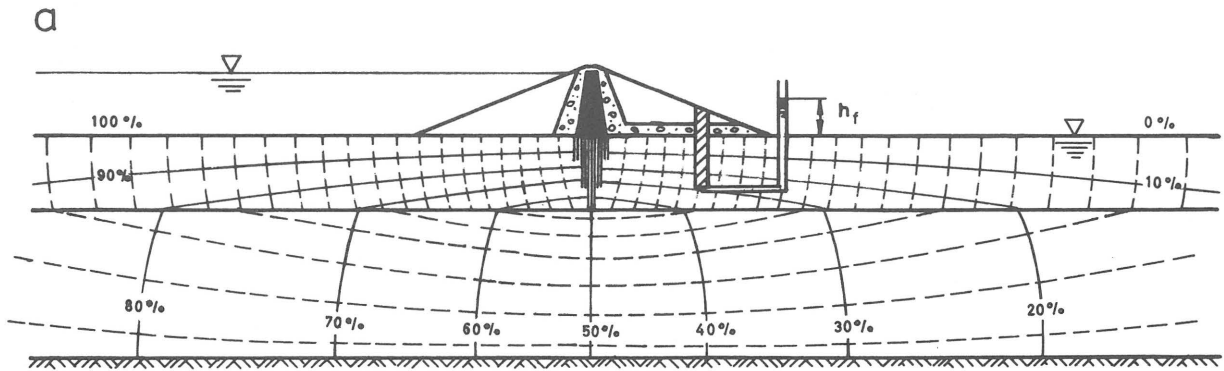
Die praktische Vorgehensweise bei der Ermittlung der Grundbruchsicherheit nach dem Ansatz von DAVIDENKOFF ist in Bild 15 schematisch erläutert. Die in Bild 15a zunächst willkürlich angenommene Entfernung des Bodenprismas von der Dichtungsschürze sowie seine Tiefe t müssen so variiert werden, daß das Verhältnis von dem um den Auftrieb verminderten Gewicht G_a des jeweils betrachteten Bodenprismas zu der auf das Prisma wirkenden Strömungskraft S ein Minimum ergibt. An Hand des derart ermittelten Prismas wird die Sicherheit f gegen hydraulischen Grundbruch berechnet :

$$f = \frac{G_a}{S} \quad (21).$$

Der Einfachheit halber wird hierbei die Strömungskraft aus der Differenz der Niveauhöhe im Fußpunkt des Prismas und der Niveauhöhe des Unterwassers berechnet, also stets der ungünstigste Fall einer vertikal gerichteten Strömung angenommen (vgl. Bild 15).

Wie in Kapitel 5 noch gezeigt wird, stellt der hydraulische Grundbruch im Rahmen dieser Arbeit einen Sonderfall dar. Aus diesem Grunde soll bereits hier die Frage nach der mit dem Kriterium DAVIDENKOFFS erzielbaren Genauigkeit erörtert werden.

Wie oben erläutert, werden mit dem einfachen Gleichgewichtsansatz DAVIDENKOFFS weder die Strömungsrichtung noch die Reibungskräfte an den Grenzflächen des aufbrechenden Bodenprismas berücksichtigt. Folglich ist zu erwarten, daß die rechnerischen Grundbruchsicherheiten zumeist kleiner als die tatsächlich vorhandenen Sicherheiten sein werden. Die geringste Diskrepanz



Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch :

$$f = \frac{t_{st} \cdot \gamma_{st} + t_f'' \cdot \gamma_f + t_f' \cdot \gamma_{fa} + t \cdot \gamma_a}{(h_f - h_u) \cdot \gamma_w}$$

γ_{st}, γ_f Feuchtraumgewicht des Stützkörpers und des Flächenfilters

$\gamma_{fa}, \gamma_a, \gamma_w$ Raumbgewicht des Flächenfilters und des Untergrundes unter Auftrieb sowie Raumbgewicht des Wassers

t Tiefe des Bodenprismas

t_f', t_f'', t_{st} Höhe des Prismas im Flächenfilter unter Wasser, im Flächenfilter über Wasser und im Stützkörper

Bild 15: Schema für die Ermittlung der Grundbruchsicherheit von Dämmen

a beliebig angenommenes Bodenprisma

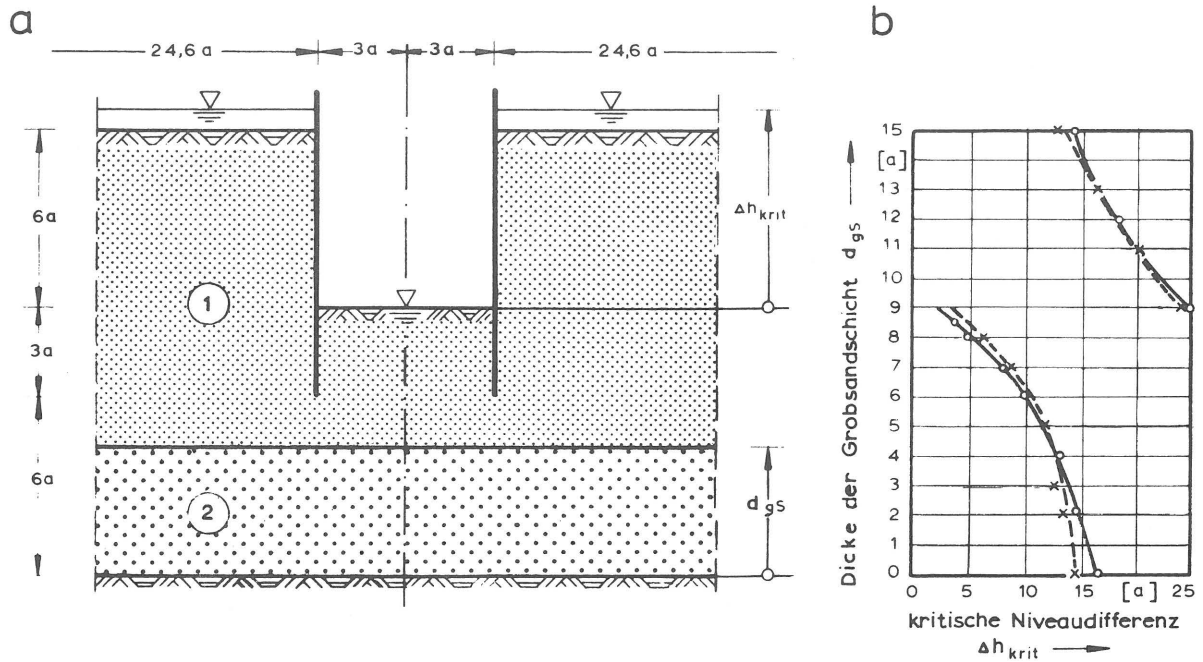
b Abmessungen des Bodenprismas und zugehörige Niveauhöhen

zwischen berechneter und vorhandener Sicherheit wird bei vertikal aufsteigender Strömung und bei sehr locker gelagertem Sand zu erwarten sein, weil in diesem Falle der Strömungsdruck dem Raumgewicht des Bodens - wie in Gleichung (21) vorausgesetzt - tatsächlich voll entgegenwirkt und der Einfluß der Seitenreibung auf den Aufbruchkörper sehr gering sein wird.

SENTKO [56] erbrachte mit seinen Untersuchungen über den zeitlichen Ablauf des hydraulischen Grundbruchs in homogenen, nicht bindigen Böden den Nachweis, daß im vertikal aufsteigenden Grundwasserstrom eine Bodenauflockerung vor Erreichen des kritischen Gefälles $i_{krit} = \gamma_a / \gamma_w$ nicht stattfinden kann. Nach den Versuchsergebnissen von ISTOMINA [33] trifft die Feststellung SENTKOS auch auf homogene bindige Böden zu. Demnach ist zu erwarten, daß die mit Hilfe des Kriteriums von DAVIDENKOFF berechnete kritische Niveaudifferenz auch bei vorwiegend vertikal gerichteter Strömung die untere Grenze darstellt, bei der erstmals mit dem Einsetzen eines hydraulischen Grundbruchs zu rechnen ist.

Zur Bestätigung dieser Feststellung können die Ergebnisse der von MARSLAND [46] durchgeführten Modellversuche herangezogen werden. Die oben angestellten Überlegungen lassen darauf schließen, daß bei der von MARSLAND gewählten Versuchsanordnung (vgl. Bild 16) die im Ansatz DAVIDENKOFFS enthaltenen versteckten Sicherheiten sehr gering sind: Die aufbruchgefährdete Schicht besteht aus sehr locker gelagertem Mittelsand und wird überwiegend vertikal durchströmt.

Die von MARSLAND gemessenen kritischen Niveaudifferenzen h_{krit} sind in Bild 16b über die Dicke der den Mittelsand unterlagernden Grobsandschicht aufgetragen. Sie zeigen erwartungsgemäß eine starke Abhängigkeit von der Dicke der gegenüber dem Mittelsand etwa 10mal durchlässigeren Grobsandschicht. Mit Hilfe des in Kapitel 6 erläuterten Widerstandsnetzwerkes war es möglich, die Strömungsnetze für verschiedene Mächtigkeiten der Grobsandschicht zu ermitteln und hieraus die sich nach DAVIDENKOFF ergebenden kritischen Niveaudifferenzen zu berechnen. Die gute Übereinstimmung der berechneten Werte mit den Versuchsergebnissen MARSLANDS (vgl. Bild 16b) läßt die oben getroffene Schlußfolgerung als gerechtfertigt erscheinen: Der einfache Gleichgewichtsansatz DAVIDENKOFFS scheint auch unter ungünstigen Bedingungen Ergebnisse zu liefern, die auf der sicheren Seite



- ① Mittelsand , locker gelagert , sehr gleichförmig
 Korndurchmesser 25-52 B.S.S. ($\sim 0,3 - \sim 0,6$ mm)
 Raumgewicht unter Auftrieb $\gamma_a = 0,97$ Mp/m³
 Porenvolumen $n = 42\%$
 Durchlässigkeit $k_{mS} = 1,13 \cdot 10^{-3}$ m/s
- ② Grobsand , feinkiesig , locker gelagert , sehr gleichförmig
 Korndurchmesser 7-14 B.S.S. ($\sim 1,2 - \sim 2,4$ mm)
 Raumgewicht unter Auftrieb $\gamma_a = 0,86$ Mp/m³
 Porenvolumen $n = 48\%$
 Durchlässigkeit $k_{GS} = 1,3 \cdot 10^{-2}$ m/s

- o Versuchsergebnisse nach Marsland [46]
- x theoretisch ermittelte Werte (Durchlässigkeitsverhältnis $k_{mS} : k_{GS} = 1 : 10$)
- a beliebig wählbare Längeneinheit (im Versuch Marslands $a = 1$ inch)

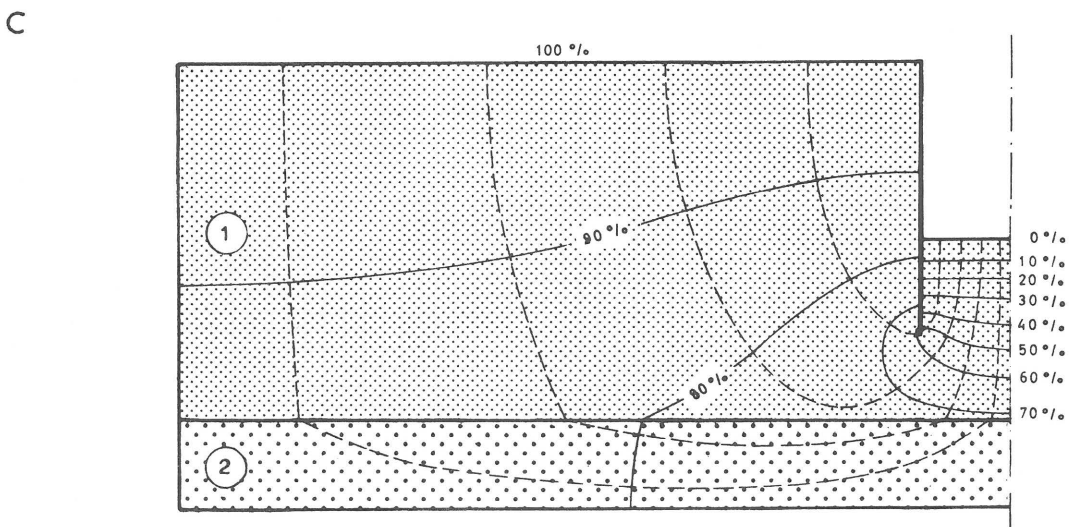


Bild 16 : Hydraulischer Grundbruch in geschichtetem Untergrund
 a Baugrubenabmessungen und Untergrundverhältnisse ; nach Marsland [46]
 b Kritische Niveaudifferenzen
 c Im elektrischen Widerstandsnetzmodell ermitteltes Strömungsnetz ($d_{GS} = 3a$)

liegen.

Wie eine Nachrechnung der von KASTNER [35], BAZANT [3], MARSLAND [46] und MÜLLER-KIRCHENBAUER [49] in Modellversuchen erhaltenen Ergebnissen zeigt, ist hinter umströmten Spundwänden in locker gelagerten Sanden je nach geometrischer Form des Strömungsfeldes mit dem Einsetzen eines hydraulischen Grundbruchs zu rechnen, wenn die Niveaudifferenz Δh in Höhe der 1,0 - 1,5-fachen kritischen Niveaudifferenz nach DAVIDENKOFF liegt. In dicht gelagerten Sanden liegen die zum Grundbruch führenden Niveaudifferenzen nach den Versuchsergebnissen der genannten Autoren übereinstimmend zwischen dem 1,8 - 2,0fachen des sich nach DAVIDENKOFF ergebenden Wertes. Die Frage nach der Ursache für dieses Bruchverhalten des Bodens wurde von MÜLLER-KIRCHENBAUER [49] näher untersucht. Da sich das aufgezeigte Ergebnis ausschließlich auf umströmte Spundwände bezieht, ist es im Rahmen der vorliegenden Arbeit nur insofern von Interesse, als es erkennen läßt, daß die kritische Niveaudifferenz mit der Lagerungsdichte des Sandes erheblich schneller zunimmt, als nach den Grundbruchkriterien auf Grund des Zuwachses des spezifischen Gewichtes des Sandes zu erwarten ist.

Nach den Untersuchungsergebnissen MÜLLER-KIRCHENBAUERS ist es nicht ausgeschlossen, daß auch der Boden unter Dämmen auf dicht gelagertem und geschichtetem Untergrund das oben beschriebene Bruchverhalten aufweist. In Übereinstimmung mit der bereits geäußerten Vermutung ist somit zu erwarten, daß der Ansatz DAVIDENKOFFS in dicht gelagerten rolligen Böden zu rechnerischen Grundbruchsicherheiten führt, die beträchtlich kleiner als die tatsächlich vorhandenen Sicherheiten sein können.

Über die Größe der einzuhaltenden Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch wird in der Literatur keine einheitliche Auffassung vertreten [38]. In DIN 19702 [25], die sich unter anderem auch mit der Frage des hydraulischen Grundbruchs bei Wasserbauwerken aller Art befaßt, wird die Größe der zu fordernden Grundbruchsicherheiten offen gelassen und auf Veröffentlichungen von TSCHUGAJEW [66, 67] verwiesen.

DAVIDENKOFF [22], KASTNER [35] und TSCHUGAJEW [69] schlagen vor, den Sicherheitskoeffizienten variabel zu halten und seine Größe jeweils auf die Bedeutung des zu untersuchenden Bauwerks und auf die Sorgfalt, die bei der

Erkundung des Untergrundaufbaus aufgewendet wurde, abzustimmen. DAVIDENKOFF empfiehlt, die Sicherheit innerhalb der Grenzen 1,5 und 3 zu wählen. In der russischen "Empfehlung über die Gründung massiver Stauanlagen auf nicht felsigem Untergrund" [48] wird bei Anwendung des Kriteriums von DAVIDENKOFF ein Sicherheitskoeffizient von 1,25 als ausreichend erachtet.

Zusammenfassend kann nunmehr festgestellt werden, daß der einfache Gleichgewichtsansatz DAVIDENKOFFS am geeignetsten erscheint, um die Gefahr eines Bodenaufbruchs hinter einem Damm zu beurteilen. Nach den angestellten Überlegungen erfaßt der Ansatz keinesfalls alle wesentlichen Einflußfaktoren, die für die Größe der einen hydraulischen Grundbruch auslösenden kritischen Niveaudifferenz mitbestimmend sind. Er kann infolgedessen nur Näherungswerte liefern. Diese zeigen bei sehr locker gelagerten Böden eine recht gute Übereinstimmung mit den im Versuch gemessenen kritischen Niveaudifferenzen; bei dicht gelagerten Böden können die kritischen Niveaudifferenzen über den nach DAVIDENKOFF berechneten Näherungswerten liegen. Sofern die Untergrundverhältnisse zuverlässig erkundet und die Strömungsverhältnisse mit der notwendigen Sorgfalt ermittelt werden, ist nach den vorangegangenen Überlegungen zu erwarten, daß die nach DAVIDENKOFF berechneten Näherungswerte stets auf der sicheren Seite liegen und ein Sicherheitskoeffizient von 1,25 bis 1,5 ausreichend ist, um eventuell verbleibende Unsicherheiten abzudecken.

4.3.2 Rückschreitende Erosion

Die Kriterien zur Beurteilung der Erosionsgefahr im Untergrund eines Dammes beruhen auf mehreren Hypothesen über die Entstehung von rückschreitenden Erosionserscheinungen.

Die älteste Hypothese stammt von TERZAGHI [63]. Er gelangte auf Grund seiner richtungweisenden Modellversuche über die mechanische Wirkung des strömenden Wassers auf den Boden zu der Vorstellung, daß die an der Erdoberfläche gelegenen Bodenteilchen mit dem Sickerwasser davontreiben, sobald ihr Eigengewicht vom Strömungsdruck kompensiert wird. Wie aus dem vorigen Abschnitt ersichtlich ist, bildet diese Vorstellung heute noch in nur geringfügig abgewandelter Form die Grundlage für die Beurteilung der

Sicherheit eines Dammes gegen hydraulischen Grundbruch. Die Vorstellung erwies sich dagegen als ungeeignet, um die Sicherheit eines Dammes gegen rückschreitende Erosion zu beurteilen.

TERZAGHI selbst wies in einer späteren Veröffentlichung [64] darauf hin, daß das auf der Potentialtheorie beruhende Grundbruchkriterium praktisch unabhängig von der Korngröße des Bodens sei und dies im absoluten Widerspruch zu der Erfahrungstatsache stehe, nach der der Kornaufbau des Untergrundes einen maßgeblichen Einfluß auf die Erosionssicherheit einer Stauanlage besitze. Er wies weiter darauf hin, daß nach den Erfahrungen die Unterspülung eines Dammes infolge rückschreitender Erosion bei einer weit- aus geringeren Niveaudifferenz auftreten könne als zur Auslösung eines hydraulischen Grundbruches erforderlich sei. Des weiteren sei sowohl nach den Grundbruchkriterien als auch nach den Ergebnissen von Modellversuchen mit dem Auftreten eines hydraulischen Grundbruches unmittelbar nach dem erstmaligen Erreichen der kritischen Niveaudifferenz zu rechnen, wogegen die Mehrzahl der an Dämmen beobachteten Unterspülungen erst mehrere Monate, ja sogar erst Jahre nach ihrer Inbetriebnahme aufgetreten sei.

Erst als Folge dieser Widersprüche setzte sich schließlich die Erkenntnis durch, daß es sich beim hydraulischen Grundbruch und bei der rückschreitenden Erosion um zwei von der Mechanik her als völlig getrennt zu betrachtende Erscheinungsformen der Unterspülung handelt. TERZAGHI [64] revidierte seine ursprüngliche Hypothese und entwickelte die bereits in Kapitel 2 erläuterte Vorstellung über die mit einer rückschreitenden Erosion verbundenen mechanischen Vorgänge im Boden. Die Ursache für das Entstehen von Erosionskanälen sieht TERZAGHI in örtlich begrenzten Bodenzonen mit erhöhter Durchlässigkeit. Er geht davon aus, daß derartige Bodenzonen in jedem Untergrund vorhanden sind und diese bereits potentielle Erosionskanäle darstellen, weil sie auf Grund ihrer größeren Wasserdurchlässigkeit bevorzugt angeströmt werden. Wie noch zu erläutern sein wird, ist in dieser Vorstellung die tiefere Ursache für die Ansicht zahlreicher Autoren zu sehen, nach der ein rückschreitender Erosionsvorgang im Gegensatz zum hydraulischen Grundbruch nicht mit der Potentialtheorie sondern nur mit einem statistischen Verfahren zu erfassen sei.

Die derzeitigen Kenntnisse über die Mechanik der rückschreitenden Erosion

basieren nach wie vor auf der von TERZAGHI entwickelten Vorstellung. Lediglich über das Entstehen von rückschreitenden Erosionskanälen werden heute mehrere Hypothesen vertreten :

1. KASTNER [35] und MÜLLER - KIRCHENBAUER [49] sprechen die Vermutung aus, daß die Bildung von Erosionskanälen durch die Vorstufe eines hydraulischen Grundbruches verursacht werden kann.

In zahlreichen Modellversuchen über den hydraulischen Grundbruch in locker gelagerten Sanden [3, 35, 46, 49, 63] wurde als erstes Stadium des hydraulischen Grundbruches eine allgemeine Umlagerung des Bodens in der Aufbruchzone und nachfolgend das Auftreten von Quellen an den Wasser-
austrittsflächen beobachtet, sofern der Aufbruchzone ein nicht von der Auflockerung erfaßter Erdkörper vorgelagert war (vgl. Bild 17). Nahezu das gesamte Sickerwasser trat in den Quellen zutage und führte je nach Bodenart mehr oder weniger Bodenteilchen mit sich.

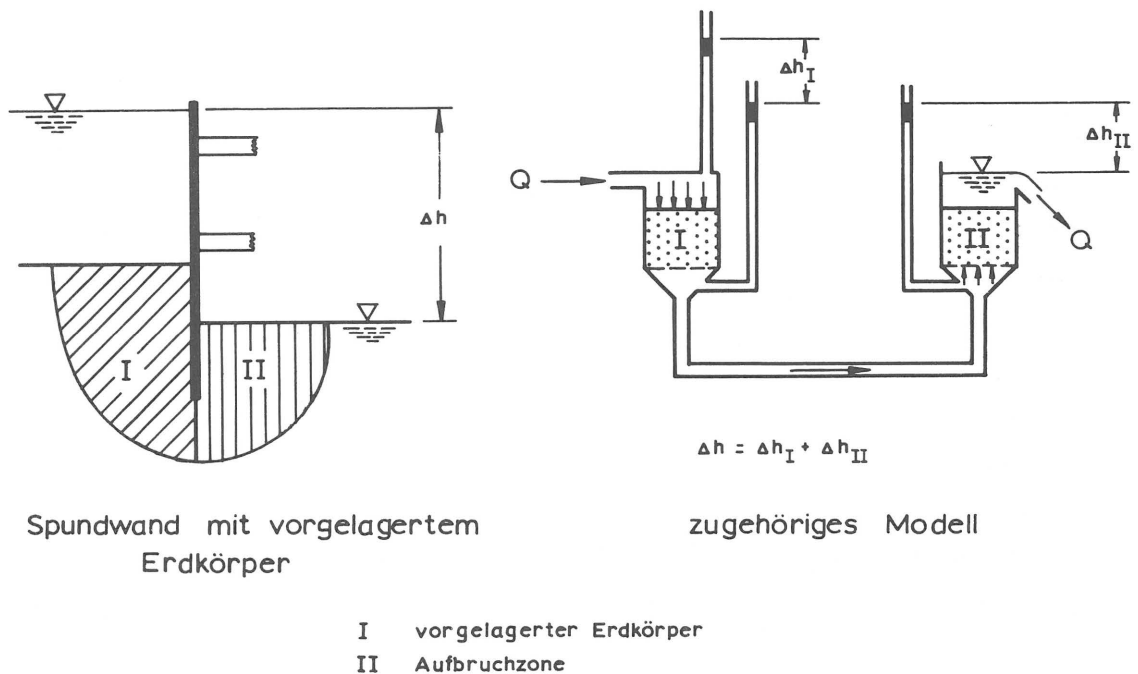


Bild 17: Gedankenmodell zur Erläuterung des Abwanderns des hydraulischen Gefälles aus der Aufbruchzone ; nach Müller - Kirchenbauer [49]

Dieses erste Stadium des hydraulischen Grundbruches konnte in den Versuchen über mehrere Tage aufrecht erhalten werden, ohne daß ein Durchbruch des Oberwassers erfolgte; dieser trat erst nach weiterer Steigerung der Niveaudifferenz auf. MÜLLER - KIRCHENBAUER erklärt diese Erscheinung damit, daß infolge der mit der Auflockerung des Bodens verbundenen Zunahme seiner Durchlässigkeit das hydraulische Gefälle von der Aufbruchzone so lange in den vorgelagerten Erdkörper abwandert, bis sich ein stabiler Gleichgewichtszustand zwischen dem Strömungsdruck und dem Gewicht des Bodens in der Aufbruchzone einstellt. In dem in Bild 17 dargestellten Gedankenmodell äußert sich dies bei gleichbleibender äußerer Niveaudifferenz Δh in einer Abnahme der Niveaudifferenz Δh_{II} in der Aufbruchzone II und in einer entsprechenden Zunahme der Niveaudifferenz Δh_I im vorgelagerten Erdkörper I.

2. Der zweiten Hypothese über das Entstehen von rückschreitenden Erosionserscheinungen im Untergrund liegt die Annahme zugrunde, daß der Untergrund aus einem die wirksamen Spannungen abtragenden Korngerüst und aus Feinanteilen besteht, die als Füllmaterial in die Poren dieses Korngerüsts eingelagert sind. Das Füllmaterial der Poren ist nach der Hypothese nicht an der Übertragung der im Untergrund herrschenden wirksamen Spannungen beteiligt, so daß seine Ausspülung bei einem weitaus geringeren hydraulischen Gefälle einsetzen kann als beispielsweise die Umlagerung des gesamten Korngefüges nach der unter Punkt 1 beschriebenen Hypothese. In der Literatur wird eine derartige Ausspülung von Feinanteilen eines Bodens als Suffosion bezeichnet [17, 18, 33, 41, 42].

Eine örtlich begrenzt einsetzende Suffosion führt durch die mit der Vergrößerung des Porenvolumens verbundene Zunahme der Durchlässigkeit des Bodens zu verstärkt angeströmten Wasserwegen im Untergrund. Diese werden in der Folge als Suffosionskanäle bezeichnet. Während nach Beobachtungen in der Natur davon ausgegangen werden kann, daß die rückschreitende Erosion stets zu schlauchartigen Hohlräumen im Untergrund führt (vgl. Bild 3 bis 5 sowie [64]), bleibt im Suffosionskanal zunächst das die wirksamen Spannungen abtragende Korngerüst erhalten. Nach dem von TERZAGHI angegebenen Schema ist zu erwarten, daß ein Suffosionskanal ebenso wie ein Erosionskanal entgegen der Strömungsrichtung des Sickerwassers ständig zurückschreitet und die in ihn einströmende Wasser-

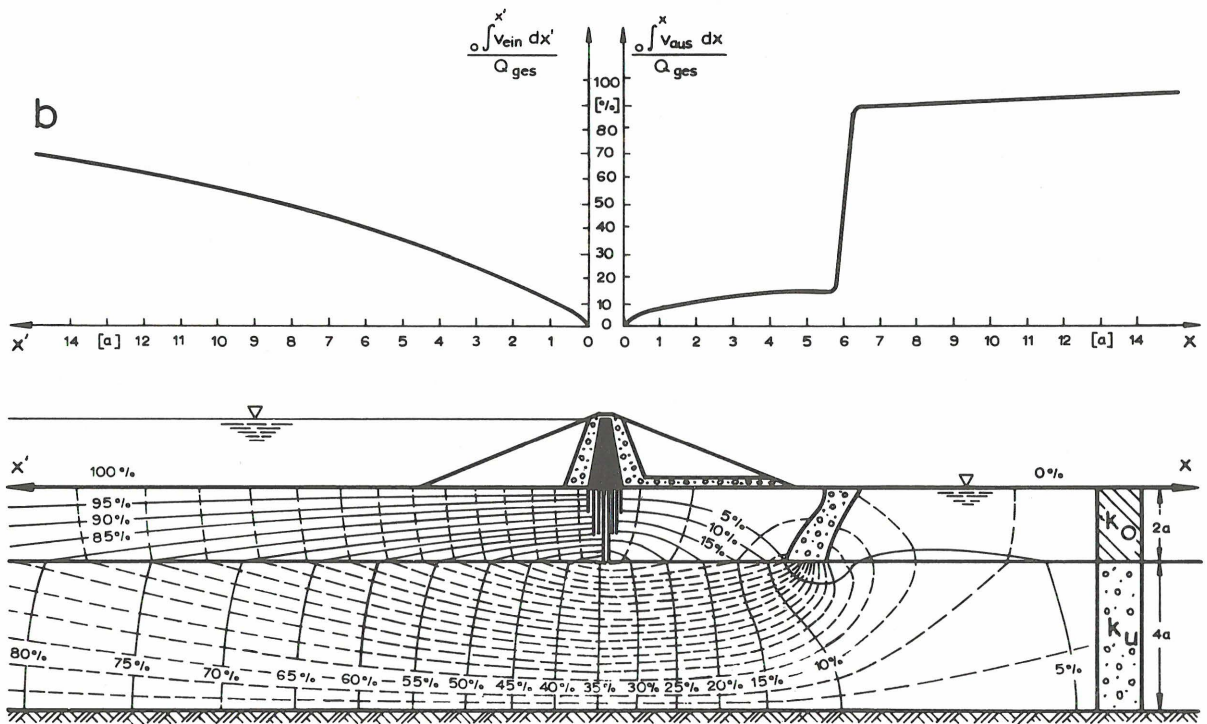
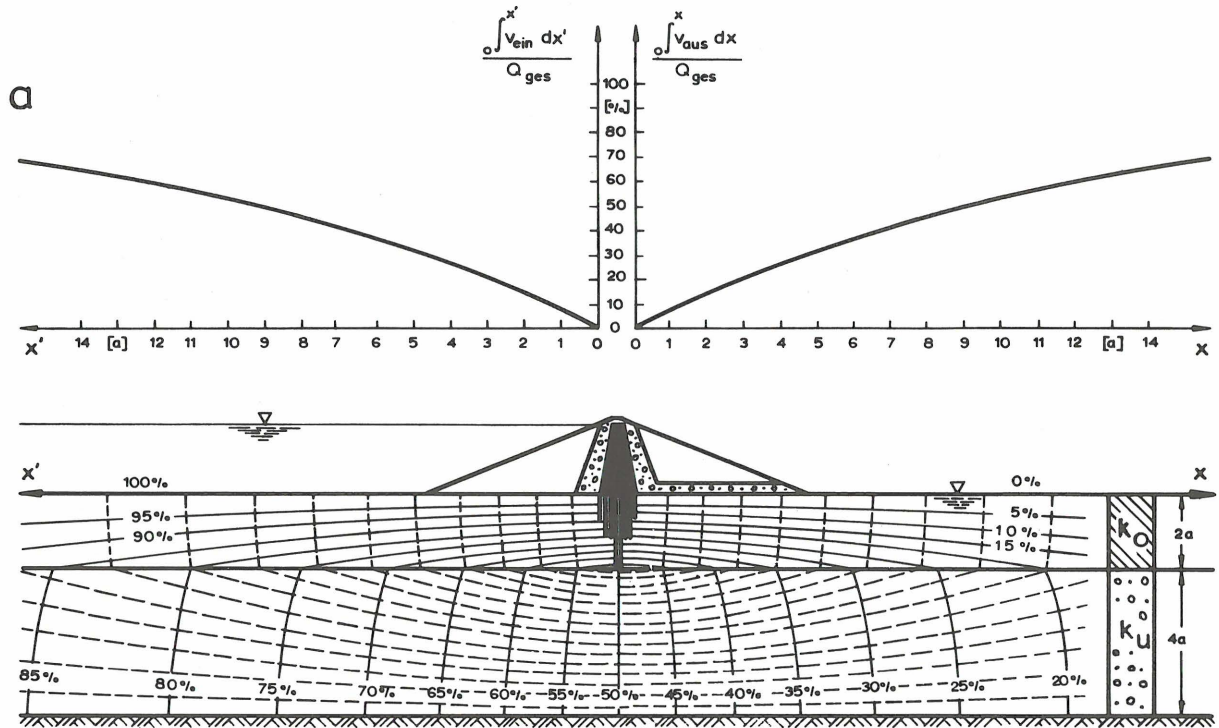
menge ebenfalls ständig anwächst. Es ist folglich durchaus denkbar, daß mit zunehmender Wassermenge außer den Feinanteilen des Bodens auch das im Suffosionskanal befindliche Korngerüst allmählich ausgespült wird und es wie bei der rückschreitenden Erosion zur Ausbildung von Hohlräumen im Untergrund kommt.

3. Die von TERZAGHI vertretene Ansicht über das Entstehen von Erosionskanälen im Untergrund wurde bereits eingangs erläutert. Sie wird im folgenden als dritte Hypothese bezeichnet.

4. In der Regel werden die vom Sickerwasser mitgeführten Bodenteilchen aus Quelltrichtern ausgespült, die auf der Luftseite eines Dammes das Ende eines Erosions- bzw. Suffosionskanals kennzeichnen. Wie bereits in Kapitel 2 hervorgehoben wurde, ist es jedoch auch möglich, daß die vom Sickerwasser aus einer Bodenschicht ausgespülten Bodenteilchen infolge einer Kontakterosion in die Porenräume einer grobkörnigeren Bodenschicht eingespült werden und es dadurch zu einer rückschreitenden Suffosion bzw. Erosion im Untergrund kommt. Dieser Vorgang wird nachfolgend als vierte Hypothese über das Entstehen von Erosionskanälen im Untergrund bezeichnet.

Die vier aufgezeigten Hypothesen stellen Gedankenmodelle dar, die eine plausible Erklärung für das Entstehen von rückschreitenden Erosions- bzw. Suffosionskanälen im Untergrund bieten. Wie im folgenden gezeigt wird, bieten sie darüber hinaus zusammen mit dem von TERZAGHI angegebenen Schema über die Ursache des Rückschreitens eines Erosionskanals auch eine widerspruchsfreie Erklärung für die an bereits ausgeführten Stauanlagen gemachten Beobachtungen über Erosions- bzw. Suffosionserscheinungen (vgl. Seite 36).

Bild 18a zeigt das Strömungsnetz unter einem Erdstaudamm, der auf geschichtetem Untergrund geschüttet ist. Der sandig-kiesige Untergrund (k_U) besitzt eine 20fach größere Durchlässigkeit als die darüberliegende Deckschicht aus schluffigem Sand (k_0). Das Strömungsnetz beruht auf der Annahme, daß der Dammkern praktisch undurchlässig ist und die sich an ihn anschließenden Filterzonen sowie die Stützkörper des Dammes erheblich durchlässiger als der Dammuntergrund sind.



a — beliebig wählbare Längeneinheit

Bild 18: Strömungsnetz und Sickerwasserverlust unter einem Damm ($k_O/k_U = 1:20$)

- a bei homogener Deckschicht
- b bei Berücksichtigung eines Erosions- bzw. Suffusionskanals in der Deckschicht

Das Diagramm über dem Strömungsnetz gibt den Prozentsatz der Gesamtsickerwassermenge

$$Q_{\text{ges}} = \int_{x'=0}^{x'=\infty} v_{\text{ein}} \cdot dx'$$

an, der über die Entfernung vom Dammkern bis zu der Stelle x' bzw. x im Untergrund des Stauraums versickert (Filtergeschwindigkeit v_{ein}) bzw. auf der Luftseite des Dammes zutage tritt (Filtergeschwindigkeit v_{aus}).

Bild 18b zeigt denselben Damm unter der Annahme, daß sich unweit hinter dem luftseitigen Dammfuß in der halbdurchlässigen Deckschicht ein Suffosions- bzw. Erosionskanal gebildet hat. Ein Vergleich der beiden Bilder verdeutlicht den Einfluß des Erosionskanals auf die Strömungsverhältnisse im Untergrund. Nach den Meßergebnissen im elektrischen Widerstandsnetzwerk (vgl. Kapitel 6) treten annähernd 70% der Gesamtsickerwassermenge Q_{ges} in der vom Erosionskanal gespeisten Quelle auf der Luftseite des Dammes zutage.

Durch den erhöhten Strömungsdruck an dem der Wasserseite zugewandten Ende des Erosionskanals (vgl. Bild 18b) werden Bodenteilchen aus ihrem ursprünglichen Verband gerissen und im konzentrierten Wasserstrom des Erosionskanals fortgeschwemmt. Hierdurch verlängert sich der Kanal entgegen der Strömungsrichtung. Dies wiederum hat bei gleichbleibender äußerer Niveaudifferenz eine Zunahme der in den Kanal einströmenden Sickerwassermenge und gleichzeitig eine erhöhte Transportfähigkeit des Wasserstromes im Erosionskanal zur Folge (vgl. [64]). Der Kreislauf ist also geschlossen. Am Ende eines einmal entstandenen Erosionskanals werden ständig neue Bodenteilchen aus ihrem Kornverband gelöst und dadurch ein ständiges Zurückschreiten des Kanals verursacht.

Aus den Untersuchungen SHERARDS [58] über das Verhalten von 31 Erddämmen, auf deren Luftseite Quellbildungen beobachtet wurden, ist ersichtlich, daß insbesondere sehr gleichförmige, kohäsionslose und locker gelagerte Feinsande eine geringe Erosionsfestigkeit besitzen (vgl. Tabelle 2). In diesen Böden können die einzelnen Bodenteilchen am Ende eines Erosionskanals bereits bei geringem Strömungsdruck aus ihrem Korngefüge gerissen und vom

größte Erosionsfestigkeit	1. plastischer Ton ($w_{fa} > 15\%$) gut verdichtet 2. plastischer Ton ($w_{fa} > 15\%$) gering verdichtet
mittlere Erosionsfestigkeit	3. ungleichförmiger Boden mit tonigem Bindemittel ($6\% < w_{fa} < 15\%$) gut verdichtet 4. ungleichförmiger Boden mit tonigem Bindemittel ($6\% < w_{fa} < 15\%$) gering verdichtet 5. ungleichförmiger, kohäsionsloser Boden ($w_{fa} < 6\%$) gut verdichtet
geringste Erosionsfestigkeit	6. ungleichförmiger, kohäsionsloser Boden ($w_{fa} < 6\%$) gering verdichtet 7. sehr gleichförmiger, feiner, kohäsionsloser Sand ($w_{fa} < 6\%$) gut verdichtet 8. sehr gleichförmiger, feiner, kohäsionsloser Sand ($w_{fa} < 6\%$) gering verdichtet

Tabelle 2: Beobachteter Zusammenhang zwischen der Erosionsfestigkeit von Erddämmen, der Bodenart und der Verdichtung; nach Sherard [59]

Ungleichförmigkeitsgrad des Bodens	größtes zulässiges hydraulisches Gefälle
$U = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad [—]$	$i \quad [—]$
$U < 10$	0,3 — 0,4
$10 \leq U < 20$	0,2
$U \geq 20$	0,1

Tabelle 3: Kriterium zur Beurteilung der Suffosionsgefahr in rolligen Böden; nach Istomina [33]

Sickerwasser weggespült werden. Böden mit noch feinerem Kornaufbau, die nach dem STOKESchen Gesetz oder nach den Erfahrungen über den hydraulischen Transport von Feststoffen in Flüssigkeiten [9] vom fließenden Wasser besonders leicht mitgeschwemmt werden müßten, zeigen dagegen nach den Ergebnissen SHERARDS eine beträchtliche Erosionsfestigkeit. Dies steht im Einklang mit den noch zu besprechenden Versuchsergebnissen anderer Autoren, nach denen die Erosionsfestigkeit eines Bodens mit zunehmender Plastizität seiner Feinanteile wegen der damit ebenfalls größer werdenden kohäsiven Haftfestigkeit zwischen den einzelnen Bodenteilchen beträchtlich anwächst. In kohäsiven Böden ist es deshalb durchaus möglich, daß aus einem Erosionskanal zwar beträchtliche Wassermengen zutage treten, der Erosionskanal jedoch selbst nach Jahren noch nicht bis in den Stauraum hinein zurückgeschritten ist und eine Unterspülung des Dammes ausgelöst hat (vgl. Bild 3 und [59]).

Die vorangegangenen Überlegungen lassen die Ursache für das ständige Zurückschreiten eines Erosions- bzw. Suffosionskanals erkennen. Darüber hinaus bieten sie eine plausible Erklärung für die Erfahrungstatsache, nach der der Kornaufbau eines Bodens einen nicht unmaßgeblichen Einfluß auf die Erosionssicherheit eines Dammes besitzt. Auch die zuvor beschriebene Rolle des Zeitfaktors beim Bruch eines Dammes infolge rückschreitender Erosion wird verständlich. Der Zeitraum zwischen dem Entstehen eines Erosionskanals und dem Zeitpunkt, an dem dieser mit dem Wasser im Stauraum unmittelbare Verbindung erhält und dadurch zur Unterspülung eines Dammes führt, kann je nach Erosionsfestigkeit des Untergrundes durchaus verschieden groß sein.

Nunmehr wird auch die von TERZAGHI beschriebene Erfahrungstatsache verständlich, wonach die Niveaudifferenzen, die bei der Unterspülung von Dämmen infolge rückschreitender Erosion beobachtet wurden, weit unter den Niveaudifferenzen liegen können, bei denen mit dem Einsetzen eines hydraulischen Grundbruches zu rechnen ist. Nach den Hypothesen 2 bis 4 kann ein Suffosions- bzw. Erosionskanal im Untergrund vorhanden sein oder bereits durch sehr kleine hydraulische Austrittsgradienten verursacht werden. Durch den am Ende des Kanals verstärkt auftretenden Strömungsdruck sowie durch die Konzentration des Sickerwassers im Strömungskanal ist ein Zurückschreiten des Kanals auch bei einer Niveaudifferenz denkbar, die weit unter der zum hydraulischen Grundbruch führenden liegt. Nach der ersten Hypothese kann es in Zeiten mit besonders großem Aufstau, selbst wenn diese nur kurz andauern,

auf der Luftseite eines Dammes zu einer Umlagerung des Korngefüges im Bereich der potentiellen Aufbruchzone des Bodens und zur Ausbildung von Quellen kommen, ohne daß ein echter hydraulischer Grundbruch mit einer unmittelbar nachfolgenden Unterspülung einsetzt. Ein derart eingeleiteter Erosionsvorgang muß aus den oben angegebenen Gründen auch bei abnehmender Niveaudifferenz nicht zwangsläufig zu Stillstand kommen.

Obwohl die vier aufgezeigten Hypothesen nur eine sehr globale Beschreibung der mechanischen Vorgänge im Untergrund bieten, läßt jede von ihnen eine widerspruchsfreie Erklärung sämtlicher in der Natur gemachten Beobachtungen über rückschreitende Erosionserscheinungen im Untergrund zu. Für die Beurteilung der Erosionssicherheit eines Dammes ist es folglich unerläßlich, jede der vier Hypothesen als mögliche Ursache für das Entstehen eines rückschreitenden Erosionsvorganges in Erwägung zu ziehen und sich an Hand der nachfolgend zusammenfassend dargestellten Kriterien ein Urteil über die Erosionsgefahr im Untergrund zu bilden.

Inwieweit nach der ersten Hypothese mit einer allgemeinen Auflockerung des Untergrundes und mit einer Quellenbildung auf der Luftseite eines Dammes zu rechnen ist, kann mit dem im vorigen Abschnitt erläuterten Kriterium von DAVIDENKOFF beurteilt werden. Nach den Untersuchungsergebnissen ist eine ausreichende Sicherheit gegen Auflockerung des Untergrundes zu erwarten, wenn die nach DAVIDENKOFF berechnete Grundbruchsicherheit mindestens 1,25 beträgt. Hierbei ist vorausgesetzt, daß die mit der Schichtung des Untergrundes verbundene wechselnde Durchlässigkeit des Bodens bei der Ermittlung der Strömungsverhältnisse ausreichend berücksichtigt wird.

Über die Frage, inwieweit nach der zweiten Hypothese mit Suffosionserscheinungen im Untergrund zu rechnen ist, liegen Ergebnisse von theoretischen Untersuchungen und von Modellversuchen vor.

Die bisher durchgeführten theoretischen Untersuchungen zur Ermittlung eines Suffosionskriteriums beschränken sich auf nicht bindige Böden und sind über ein Anfangsstadium noch nicht hinausgekommen. LUBOTSCHKOV [41, 42] und CISTIN [18] beurteilen die Suffosionsgefahr in einem Boden an Hand seiner Kornverteilungskurve. Sie vergleichen diese mit der Kornverteilungskurve eines Bodens, aus dem selbst bei einem sehr großen hydraulischen Gefälle

keine Feinanteile ausgeschwemmt werden können. In einer neueren Untersuchung versucht CISTIN [17] für verschiedene Zweikorngemische die kritischen Strömungsgeschwindigkeiten des Sickerwassers zu ermitteln, bei denen die kleineren Körner aus dem von den größeren Körnern gebildeten Porensystem ausgespült werden. Auf diese Weise versucht CISTIN zu einem Kriterium zu gelangen, mit dessen Hilfe in Abhängigkeit vom Kornaufbau eines Bodens die Größe des hydraulischen Gefälles ermittelt werden kann, bei dessen Überschreiten mit einer Suffosion zu rechnen ist.

ISTOMINA [33] kommt auf Grund theoretischer Überlegungen und umfangreicher Laborversuche mit schluffigen Sanden und sandigen Kiesen zum Ergebnis, daß bei den in Tabelle 3 in Abhängigkeit vom Ungleichförmigkeitsgrad des Bodens angegebenen, entgegen der Schwerkraft gerichteten hydraulischen Austrittsgradienten noch keine Suffosion im Untergrund zu erwarten ist.

Die von TURNBULL und MANSUR [71] auf Grund von Messungen im Hinterland des Mississippideiches erhaltenen Ergebnisse sind in Tabelle 4 zusammengestellt.

Strömungsverhältnisse	mittleres hydraulisches Gefälle
keine bis leichte Durchströmung	0 bis 0,5
mittlere Durchströmung	0,2 bis 0,6
starke Durchströmung	0,4 bis 0,7
Quelltrichterbildung	0,5 bis 0,8

Tabelle 4: Kriterium zur Beurteilung der Suffosions- bzw. Erosionsgefahr in Feinsanden und Schluffen; nach Turnbull und Mansur [71]

Danach traten in den schluffig- bis feinsandigen Deckschichten über den durchlässigen Sand- und Kieshorizonten bei hydraulischen Gefällen zwischen 0,5 und 0,8 Quellen auf. Der größere Wert entspricht unter Berücksichtigung

des von TURNBULL und MANSUR angegebenen Raumgewichtes der schluffig-sandigen Böden etwa dem kritischen Gefälle nach DAVIDENKOFF. Der kleinere Wert kann als Bestätigung der Feststellungen ISTOMINAS angesehen werden, nach denen in nicht bindigen Böden mit einem Ungleichförmigkeitsgrad von weniger als 10 bei hydraulischen Gefällen von über 0,3 - 0,4 mit einer Suffosion und nachfolgend mit dem Auftreten von Quellen gerechnet werden muß.

In bindigen Böden nimmt nach den übereinstimmenden Ergebnissen ISTOMINAS [33] und SHERARDS [58] die Gefahr einer Suffosion mit zunehmender Kohäsion ab. Die Versuchsergebnisse von WOLSKI [74] und MARTIN [47] bestätigen dies. Nach den Ergebnissen scheint bereits in kohäsiven Schluffen mit einer Plastizität von etwa 15% keine Suffosion mehr aufzutreten.

Die Beurteilung, inwieweit nach der dritten Hypothese infolge örtlich begrenzter Bodenzonen mit erhöhter Durchlässigkeit mit Erosionserscheinungen im Untergrund eines Dammes zu rechnen ist, wird durch zwei Umstände erschwert. Zum einen können auch durch noch so sorgfältige Baugrunderkundungen nicht sämtliche Unregelmäßigkeiten im Aufbau des Untergrundes erkannt werden und zum anderen bereitet die Abschätzung ihres Einflusses auf die Strömungsverhältnisse im Dammuntergrund beträchtliche Schwierigkeiten.

In der Literatur [15, 59, 64] wird lediglich darauf hingewiesen, diesen Schwierigkeiten durch geeignete Gegenmaßnahmen zur Verhütung von Erosionserscheinungen zu begegnen. So wird in [64] empfohlen, sämtliche Wasseraustrittsflächen, in denen mit der Ausbildung von Quellen zu rechnen ist, durch Flächenfilter abzudecken und dadurch gegen Ausspülungen zu schützen.

Die Beurteilung, inwieweit nach der vierten Hypothese infolge einer Kontakterosion mit einem rückschreitenden Erosionsvorgang im Dammuntergrund zu rechnen ist, muß grundsätzlich unter zwei verschiedenen Aspekten erfolgen. Es ist zu differenzieren, ob die Kontaktfläche zweier Böden mit unterschiedlichem Kornaufbau bei der Schüttung eines Dammes erst künstlich geschaffen wird und infolgedessen zumindest zeitweise zugänglich ist, wie beispielsweise die Grenzfläche zwischen einem Flächenfilter und dem vor Suffosion oder Erosion zu schützenden Dammuntergrund, oder ob es sich um eine Grenzfläche zweier Bodenschichten handelt, die sich an einer mit wirtschaftlich vertretbarem Aufwand nicht freizulegenden Stelle im Dammunter-

grund befindet.

Im zuerst genannten Falle kann die Gefahr einer Kontakterosion unter Zuhilfenahme der Filterkriterien zuverlässig beurteilt werden.

Für rollige Böden sind die derzeit bekannten Filterkriterien in Bild 19 - teilweise in gekürzter Form - wiedergegeben. Die überwiegende Anzahl dieser Kriterien beruht auf den Ergebnissen von Modellversuchen. Ein Vergleich der verschiedenen Kriterien zeigt, daß diese nicht nur von der Strömungsrichtung und der Lage der Grenzfläche zwischen dem Boden und dem Filter sondern ebenfalls von dem mittleren Korndurchmesser und dem Ungleichförmigkeitsgrad des Bodens abhängig sind.

Für bindige Böden liegen von ISTOMINA [33], DAVIDENKOFF [23], WOLSKI [74] und MARTIN [47] Ergebnisse von Laborversuchen vor. Nach diesen Ergebnissen ist zu erwarten, daß bei einem gleichbleibenden Verhältnis zwischen dem mittleren Korndurchmesser des Filters und des Bodens (D_{50}/d_{50}) die Gefahr einer Kontakterosion mit zunehmender Kohäsion des Bodens beträchtlich abnimmt und folglich zur Verhütung einer Kontakterosion an der Grenzfläche eines bindigen Bodens mit einem Filter dieses wesentlich grobkörniger aufgebaut sein kann, als nach den Filterkriterien für rollige Böden anzunehmen wäre.

Wie aus Bild 19 hervorgeht, ist die Mehrzahl der Filterkriterien unabhängig von der Größe des hydraulischen Gefälles. Mit Hilfe der Kriterien ist es infolgedessen nicht möglich, an Hand der Kornverteilungskurven zweier nicht aufeinander abgestufter Böden den Grenzwert des hydraulischen Gefälles zu ermitteln, bei dessen Überschreiten an der Grenzfläche der beiden Böden mit dem Einsetzen einer Kontakterosion zu rechnen ist. Diese Fragestellung ist dort von Bedeutung, wo im Dammuntergrund an unzugänglicher Stelle zwei Böden mit stark voneinander abweichendem Kornaufbau eine Grenzfläche bilden und die Sicherheit der beiden Böden gegen Kontakterosion beurteilt werden soll. In diesem Falle bietet sich lediglich die Möglichkeit an, an Hand von entnommenen Bodenproben Laborversuche über die Größe des zulässigen hydraulischen Gefälles durchzuführen oder das hydraulische Gefälle im Bereich dieser Grenzflächen durch konstruktive Maßnahmen, wie Dichtungsteppiche, Dichtungsschürzen oder Drainagen, so niedrig zu

Nr.	Verfasser Jahr der Veröffentlichung	Filteranordnung und Strömungsrichtung	zulässiges hydraulisches Gefälle	Filterkriterien		untersuchte Bodenart	Bemerkungen
1	Bertram [7] 1940		6 bis 20	$\frac{D_{15}}{d_{15}} = 8 \text{ bis } 15$	$\frac{D_{15}}{d_{85}} \leq 6 \text{ bis } 11$	gleichförmiger Feinsand	Ergebnisse für Sicherheit $f = 10$.
2	Terzaghi / Peck [64] 1948	—	—	$\frac{D_{15}}{d_{15}} \geq 4$	$\frac{D_{15}}{d_{85}} \leq 4$	—	Gestützt auf Versuche von Bertram [7].
3	Corps of Engineers [61] 1952	—	—	$\frac{D_{15}}{d_{15}} \geq 5$	$\frac{D_{15}}{d_{85}} \leq 5$ [▲]	—	▲ Bei gebrochenem Filter Laborversuche durchführen. Kornverteilungskurven etwa parallel.
4	Sichardt [60] 1952		—	$\frac{D_{50}}{d_{50}} = 3 \text{ bis } 4,5$	—	—	Nur für gleichförmige Böden gültig.
5	Zweck [75] Davidenkoff [23] 1958		beliebig	$\frac{D_{50}}{d_{50}} = A = f(d_{50})$	A = 9 für $d_{50} \geq 1 \text{ mm}$ A = 19 für $d_{50} = 0,08 \text{ mm}$	gleichförmiger Fein- bis Grobsand, locker gelagert	Ergebnisse für Sicherheit $f = 1$. Erschütterungen vermindern Filterstabilität bei grobkörnigen Böden.
6	Bureau of Reclamation [27] 1960		—	$\frac{D_{50}}{d_{50}} = 5 \text{ bis } 10$ [‡]	‡ für grobkörnige Böden ‡ für feinkörnige Böden	gleichförmiger Feinsand: $U_B = 3 \text{ bis } 4$	Kornverteilungskurven im Feinbereich etwa parallel. Gestützt auf Versuche von Karpoff [34].
7	Bureau of Reclamation [27] 1960		—	$\frac{D_{50}}{d_{50}} = 9 \text{ bis } 30$	$\frac{D_{15}}{d_{15}} = 6 \text{ bis } 18$	ungleichförmiger Feinsand; eckige Kornform: $U_B \geq 4$	$D_{\text{max}} < 80 \text{ mm}$ wegen Entmischungsgefahr beim Einbau. Filterfraktion $< 0,08 \text{ mm}$ nicht über 5 Gew. %.
8	Bureau of Reclamation [27] 1960		—	$\frac{D_{50}}{d_{50}} = 12 \text{ bis } 58$	$\frac{D_{15}}{d_{15}} = 12 \text{ bis } 40$	ungleichförmiger Feinsand bis Schluff, abgerundete Kornform: $U_B \geq 4$	Kornverteilungskurven im Feinbereich etwa parallel. Gestützt auf Versuche von Karpoff [34].
9	Cistin [16] 1967		$i \leq 9$	$\frac{D_{50}}{d_{50}} = B = f(U_F, U_B)$	$\frac{D_{15}}{d_{15}} \geq 4$	$0,1 \text{ mm} \leq d \leq 30 \text{ mm}$ $4 \text{ mm} \leq D \leq 100 \text{ mm}$ $U_B \leq 20, U_F \leq 20$	■ $B_{\text{min}} = 2,5$ für $U_B = 20, U_F = 1$ $B_{\text{max}} = 38$ für $U_B = 7, U_F = 18$ Ergebnisse für Sicherheit $f = 1,5$.

10	Koslova [ⓐ] 1934		—	$i = 0,26 U_B^2 (1 + 1000 \frac{d_{60}^2}{D_{50}^2})$		gleichförmiger Fein- und Mittelsand; gleichförmiges Filter	ⓐ Nach einem Zitat von [23]. Ergebnisse für Sicherheit $f = 1$.
11	Istomina [33] 1957		$i \leq 1,5 \text{ bis } 2$	$\frac{D_{50}}{d_{50}} = G = f(U_F)$	▽ $G = 13$ für $U_F = 1$ $G = 46$ für $U_F = 10$	Sand und Kies $U_B \leq 10$ $U_F \leq 10$	—
12	Zweck [75] Davidenkoff [23] 1958		—	$\frac{D_{50}}{d_{50}} = H = f(i, d)$	◆ für $i = 10$: H = 8 für Grobsand H = 32 für Feinsand	gleichförmiger Fein- bis Grobsand; gleichförmiges Filter	Ergebnisse für Sicherheit $f = 1$.

13	Istomina [33] 1957		$i_F \leq 1,3$	$\frac{D_{50}}{d_{50}} = \beta = f(\frac{U_F}{U_B})$	◀ $\beta = 3$ für $\frac{U_F}{U_B} = 0,2$ $\beta = 10$ für $\frac{U_F}{U_B} = 1$ $\beta = 36$ für $\frac{U_F}{U_B} = 5$	Sand und Kies $U_B \leq 10$ $U_F \leq 10$	Ergebnisse für Sicherheit $f = 1,5$.
----	--------------------	--	----------------	--	---	---	---------------------------------------

14	Geisler [29] 1966		$Re \leq 5$	$\frac{D_{50}}{d_{85}} \leq \frac{39}{Re^{0,27}}$	$Re = \frac{v \cdot D_{50}}{\nu}$	gleich- und ungleichförmiger Sand	—
15	Davidenkoff [24] 1967		$i \leq 7$	$\frac{D_{50}}{d_{50}} = K = f(d_{50})$	▶ $K = 4$ für $d_{50} = 1,5 \text{ mm}$ $K = 19$ für $d_{50} = 0,1 \text{ mm}$	gleichförmiger Fein- bis Grobsand; gleichförmiges Filter	—

D_{50} Korngröße des Filters bei 50 Gewichtsprozenten Siebdurchgang
 d_{50} Korngröße des Bodens bei 50 Gewichtsprozenten Siebdurchgang
 $U_F (U_B)$ Ungleichförmigkeitsgrad $\frac{D_{60}}{D_{10}}$ des Filters ($\frac{d_{60}}{d_{10}}$ des Bodens)
 $i (i_F)$ hydraulisches Gefälle im Boden (im Filter)
 ν Filtergeschwindigkeit im Boden
 ν kinematische Zähigkeit des Wassers
 ● Kriterien nur in gekürzter Form wiedergegeben

Bild 19: Filterkriterien für rollige Böden

- a Vertikal abwärts gerichtete Strömung und horizontale Grenzfläche
- b Vertikal aufwärts gerichtete Strömung und horizontale Grenzfläche
- c Horizontale Grenzfläche und horizontale Strömungsrichtung (im Filter)
- d Horizontal gerichtete Strömung und vertikale Grenzfläche

halten, daß selbst ohne die stützende Wirkung des grobkörnigeren Bodens keine Suffosion im feinkörnigeren Boden zu erwarten ist.

5. Kritische Beurteilung der Verfahren im Hinblick auf ihre Anwendbarkeit zur Beurteilung der Erosionssicherheit von Erddämmen

Obwohl LANE in keiner Weise zwischen einer Unterspülung infolge eines hydraulischen Grundbruches und einer Unterspülung infolge einer rückschreitenden Erosion differenziert und sein Verfahren folglich im allgemeinsten Sinne zur Beurteilung der Sicherheit gegen Unterspülung herangezogen werden könnte, wird heute die Gefahr eines hydraulischen Grundbruches ausschließlich mit Hilfe des potentialtheoretischen Verfahrens beurteilt, weil sich dieses auf Grund der besseren Berücksichtigung des Kräftespiels im Boden hierfür als geeigneter erwiesen hat. Es steht also außer Frage, daß die Gefahr eines Bodenaufbruchs auf der Luftseite eines Dammes ebenfalls mit Hilfe des potentialtheoretischen Verfahrens beurteilt werden sollte. Wie in Abschnitt 4.3.1 bereits nachgewiesen, kann hierfür das von DAVIDENKOFF angegebene Grundbruchkriterium herangezogen werden.

Die nachfolgenden Untersuchungen befassen sich deshalb ausschließlich mit der Frage nach der Erosionssicherheit von Dämmen. Sie sollen im wesentlichen zur Klärung der Frage beitragen, ob die Erosionssicherheit eines Dammes auf rein empirischem Wege mit Hilfe der statistischen Verfahren oder besser mit Hilfe des potentialtheoretischen Verfahrens beurteilt werden sollte.

5.1 Das Verfahren von LANE

Die Verfechter der statistischen Verfahren vertreten die Auffassung, daß das potentialtheoretische Verfahren eine zuverlässige Beurteilung der Erosionsgefahr im Untergrund einer Stauanlage nicht zuläßt. Ob und inwieweit

dies mit dem Verfahren von LANE möglich ist, soll an Hand der Diagramme in den Bildern 20 bis 23 überprüft werden.

In den Bildern 20a bis 23a sind die von LANE untersuchten Stauanlagen (vgl. die Bilder 7 und 8) in Abhängigkeit von der Größe ihrer reduzierten Sickerwegquotienten in Form einer Summenlinie aufgetragen. Die von LANE getroffene Einteilung der Stauanlagen nach der Beschaffenheit ihres Untergrundes wurde unverändert beibehalten. Unterspülte Bauwerke sind in den Diagrammen durch Dreiecke, und Bauwerke, die sich zum Zeitpunkt der Untersuchung LANES schadensfrei in Betrieb befanden, durch Punkte gekennzeichnet.

Die Zusammenfassung von Bauwerken mit annähernd gleichen reduzierten Sickerwegquotienten in einzelne Bauwerksgruppen führt zu den Bildern 20b bis 23b, wenn die Schwankungsbreite des reduzierten Sickerwegquotienten C innerhalb einer Gruppe durch die Beziehung

$$j \leq C < j + 1$$

vorgegeben ist und für j beliebige ganze positive Zahlen einschließlich 0 eingesetzt werden. Die Anzahl der innerhalb einer Gruppe zusammengefaßten Bauwerke ist in den Bildern durch die Größe n , die Anzahl der davon durch eine Unterspülung zerstörten Bauwerke durch die Größe n_B (schraffierte Fläche) gekennzeichnet.

Die in den Bildern 20c bis 23c dargestellten Kreise geben das Verhältnis n_B/n für jede Bauwerksgruppe an. Dieses Verhältnis wird im folgenden mit p bezeichnet und läßt sich als die Wahrscheinlichkeit deuten, mit der ein Bauwerk innerhalb einer Bauwerksgruppe durch eine Unterspülung zerstört zu werden droht.

Die Verbindung der einzelnen Kreise durch Geraden führt zu den dargestellten gebrochenen Linienzügen. Werden die Linienzüge durch stetige Regressionskurven [40] ersetzt, um die die vorgegebenen Punkte möglichst wenig streuen, so ist aus dem Kurvenverlauf noch deutlicher als aus dem Verlauf der ge-

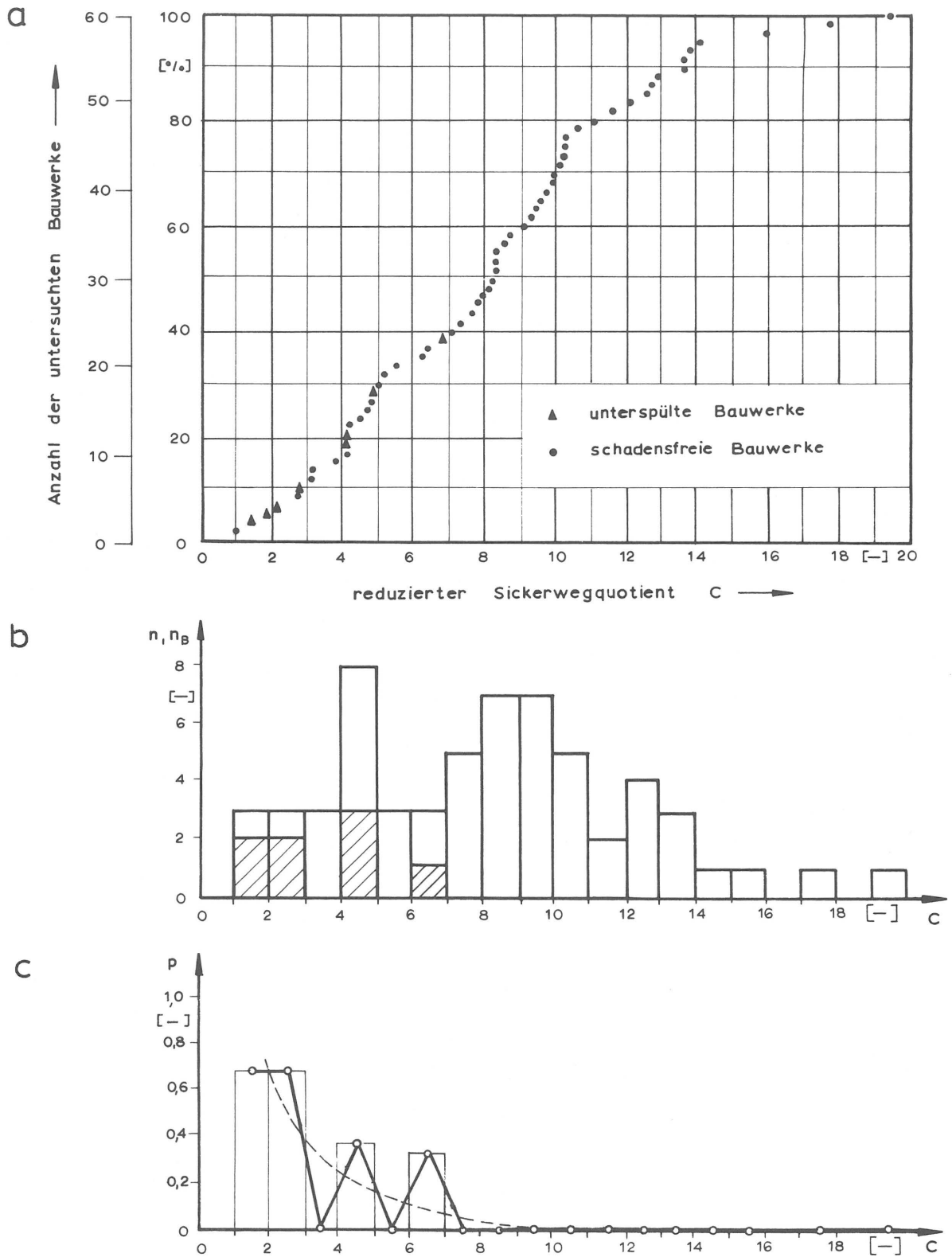


Bild 20: Bauwerke auf Sand, Feinsand und Schluff

- a Reduzierte Sickerwegquotienten der Bauwerke
- b Häufigkeit der reduzierten Sickerwegquotienten
- c Wahrscheinlichkeit der Unterspülung eines Bauwerks

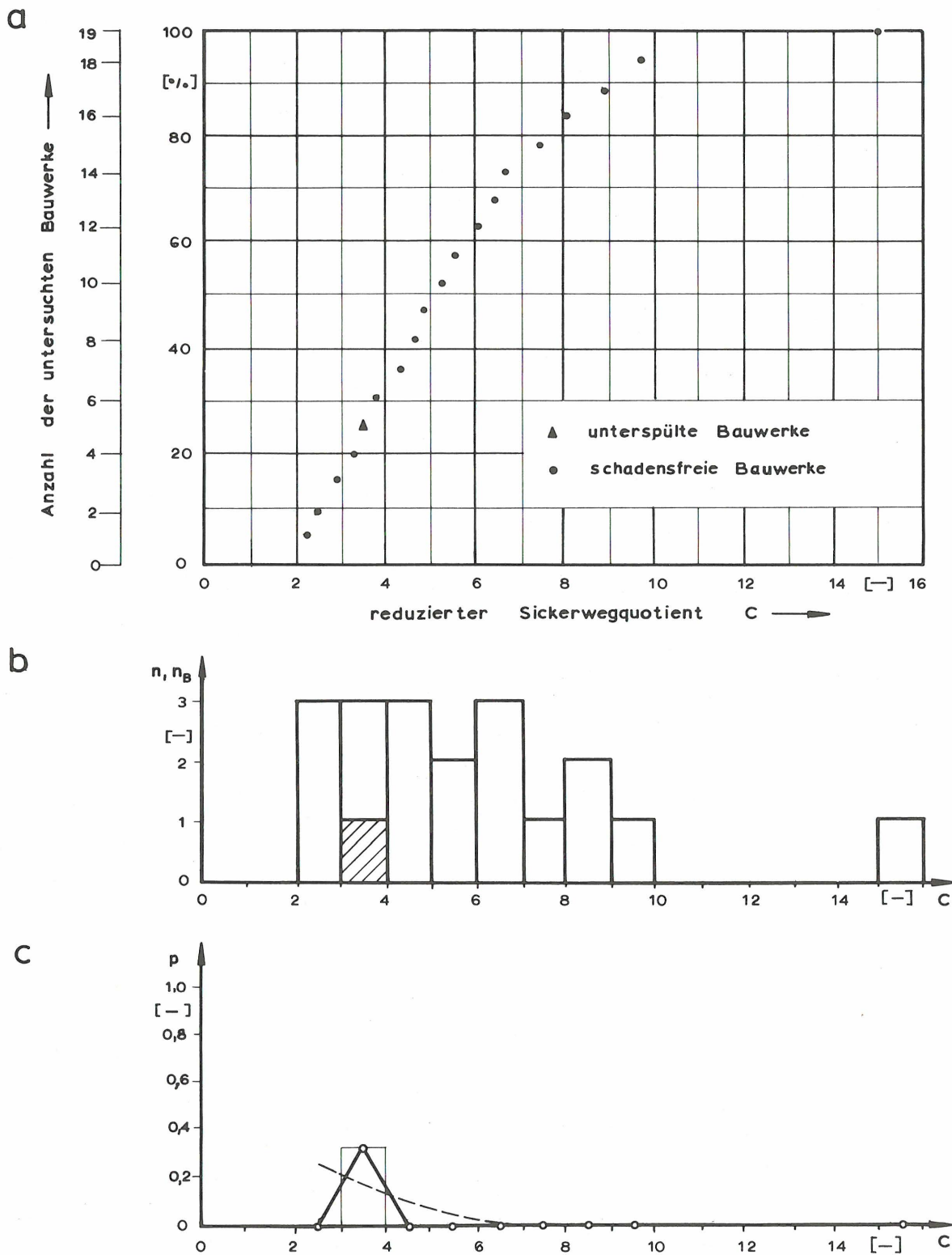


Bild 21: Bauwerke auf Grobsand

- a Reduzierte Sickerwegquotienten der Bauwerke
- b Häufigkeit der reduzierten Sickerwegquotienten
- c Wahrscheinlichkeit der Unterspülung eines Bauwerks

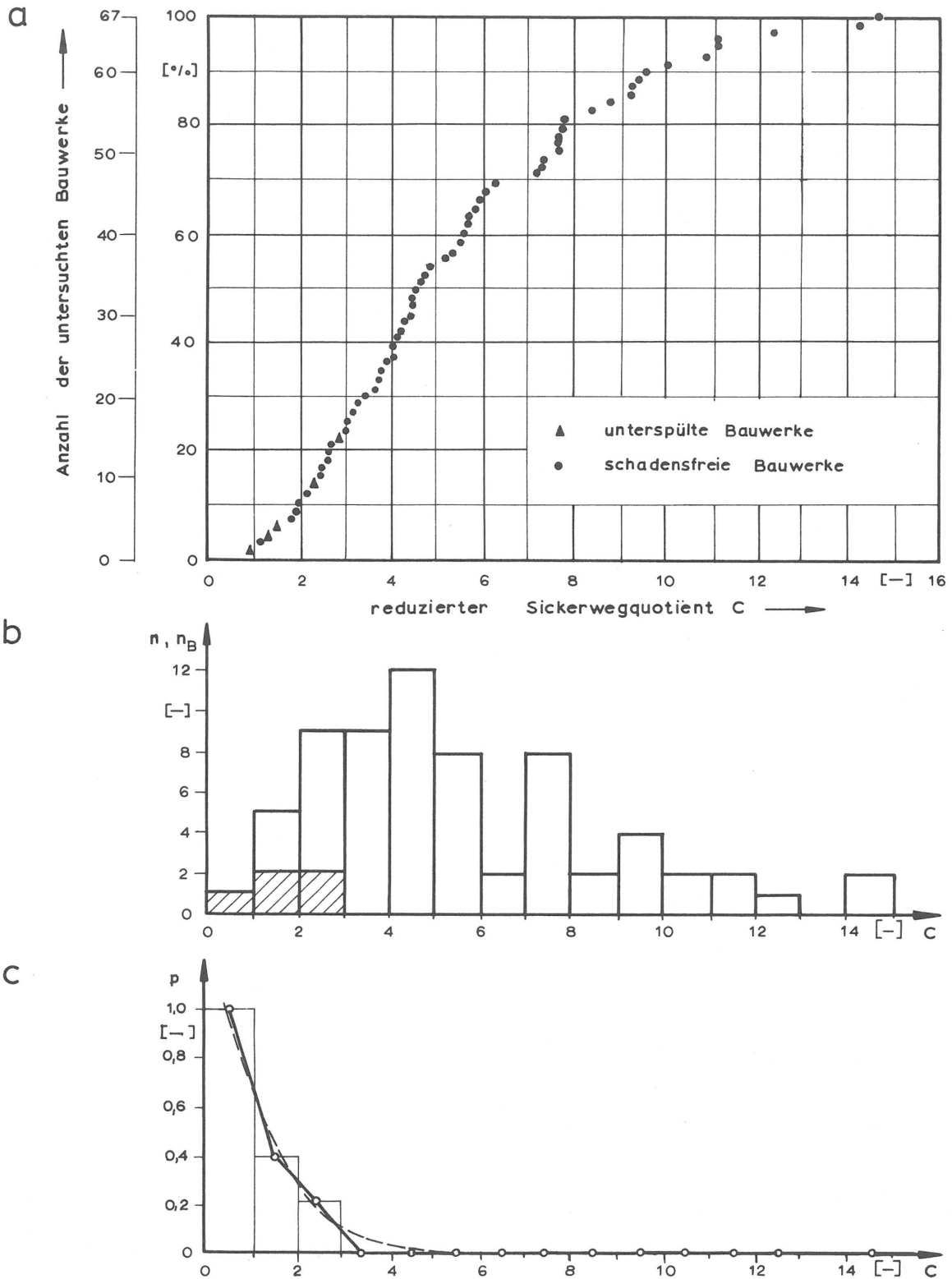


Bild 22: Bauwerke auf Kies, Steinen und Blöcken

- a Reduzierte Sickerwegquotienten der Bauwerke
- b Häufigkeit der reduzierten Sickerwegquotienten
- c Wahrscheinlichkeit der Unterspülung eines Bauwerks

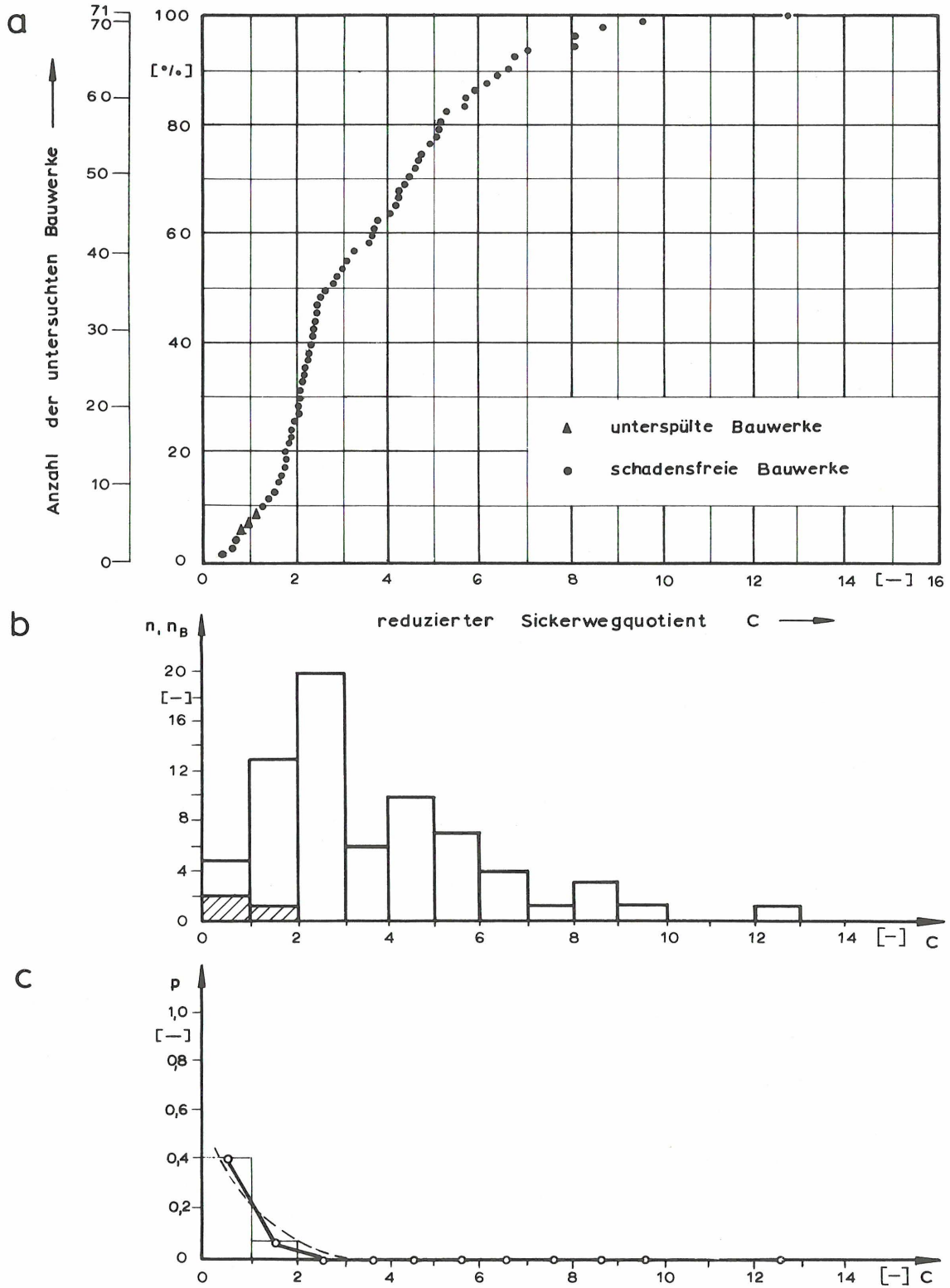


Bild 23: Bauwerke auf Ton und festem Geschiebelehm

- a Reduzierte Sickerwegquotienten der Bauwerke
- b Häufigkeit der reduzierten Sickerwegquotienten
- c Wahrscheinlichkeit der Unterspülung eines Bauwerks

brochenen Linienzüge zu erkennen, daß p mit zunehmendem reduzierten Sickerwegquotienten ständig abnimmt. Für die Gruppe der grobsandigen Böden (Bild 21c) ist diese Abhängigkeit nicht eindeutig feststellbar, da hier nur eines der in der Statistik erfaßten Bauwerke durch eine Unterspülung zerstört wurde. Sieht man hiervon ab, so bestätigt der Verlauf der Regressionskurven das auf Grund der Definition des reduzierten Sickerwegquotienten zu erwartende Ergebnis, daß mit zunehmendem reduzierten Sickerwegquotienten C die Wahrscheinlichkeit einer Unterspülung eines Bauwerkes immer kleiner bzw. die Sicherheit f eines Bauwerkes gegen Unterspülung immer größer oder zumindest gleich 1 wird.

Gleichzeitig läßt der Verlauf der Regressionskurven jedoch auch die Problematik erkennen, die mit der Anwendung des LANEschen Verfahrens verbunden ist.

In Bild 24 ist dem Diagramm aus Bild 20c ein Linienzug gegenübergestellt, der sich ergeben würde, wenn der LANEschen Statistik an Stelle des reduzierten Sickerwegquotienten C ein ideal definierter Sicherheitskoeffizient f gegen Unterspülung zugrunde gelegt worden wäre. In diesem Falle würden Bauwerke mit Sicherheiten $f < 1$ mit einer Wahrscheinlichkeit von 1, das heißt mit Sicherheit unterspült werden, während die Wahrscheinlichkeit einer Unterspülung von Bauwerken mit Sicherheitskoeffizienten $f > 1$ stets gleich 0 sein müßte.

Für die Diskrepanz zwischen dem Verlauf der Regressionskurve in Bild 24a und dem Linienzug für den Idealfall (Bild 24b) kommen, streng gesehen, zwei Ursachen in Betracht. Eine der beiden Ursachen kann darin zu suchen sein, daß die von LANE berechneten reduzierten Sickerwegquotienten mit den tatsächlichen reduzierten Sickerwegquotienten der untersuchten Bauwerke nicht übereinstimmen, weil die für ihre Berechnung maßgebenden Größen mit Fehlern behaftet sind. Entscheidende Fehler bei der Ermittlung der Niveaudifferenz und der Länge des reduzierten Sickerweges - den beiden einzigen Größen, die zur Ermittlung des reduzierten Sickerwegquotienten erforderlich sind - erscheinen jedoch äußerst unwahrscheinlich. Somit ist die zweite Ursache die weitaus wahrscheinlichere. Sie ist darin zu sehen, daß der reduzierte Sickerwegquotient als Maßstab für die Beurteilung der Sicherheit eines Bauwerks gegen Unterspülung nur bedingt geeignet ist, weil er nicht alle wesentlichen Faktoren erfaßt, die auf die Sicherheit eines Bau-

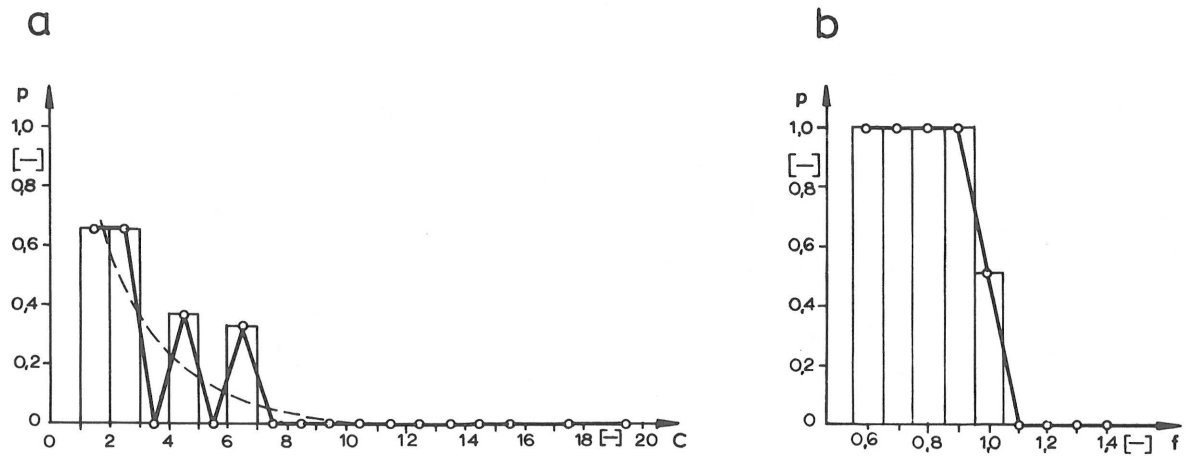


Bild 24: Wahrscheinlichkeit einer Unterspülung in Abhängigkeit von der Größe des Sicherheitskoeffizienten

- a Bei Verwendung des reduzierten Sickerwegquotienten als Sicherheitskoeffizient
- b Bei Verwendung eines ideal definierten Sicherheitskoeffizienten

1	2	3	4	5	6	7	8
Bodenart	Anzahl der in der Statistik Lanes erfaßten Bauwerke	C_{erf}	Bauwerke mit $C \leq C_{erf}$	unterspülte Bauwerke $f \leq 1$ $C \leq C_{erf}$	schadensfreie Bauwerke $f \geq 1$ $C \leq C_{erf}$	Bauwerke mit $C \leq C_{erf}$, bezogen auf die Anzahl der in Spalte 2 erfaßten Bauwerke	Bauwerke mit $f \geq 1$, bezogen auf Bauwerke mit $C \leq C_{erf}$
	—	—	—	—	—	%	%
Sand, Feinsand und Schluff	60	~6,8	23	8	15	38,4	65,2
Grobsand	19	~3,5	5	1	4	26,3	80,0
Kies, Steine und Blöcke	67	~2,8	15	5	10	22,4	66,7
Ton und fester Geschiebelehm	71	~1,2	6	3	3	8,5	50,0

Tabelle 5: Aufschlüsselung der von Lane untersuchten Bauwerke

werks gegen Unterspülung von Einfluß sind. Hieraus folgt daß

1. der erforderliche reduzierte Sickerwegquotient C_{erf} sehr groß gewählt werden muß, um die Anwendbarkeit des LANESchen Verfahrens sicherzustellen und
2. die Größe von C_{erf} nur auf statistischem Wege ermittelt werden kann.

Aus der unter Punkt 1 getroffenen Feststellung folgt mit Rücksicht auf die direkte Abhängigkeit der Bauwerkabmessungen von der Größe des reduzierten Sickerwegquotienten C , daß die Bemessung eines Bauwerks mit Hilfe des LANESchen Verfahrens zu äußerst unwirtschaftlichen Bauwerkabmessungen führen kann. Die in Tabelle 5 zusammengestellten Werte bestätigen dies.

In Spalte 7 dieser Tabelle ist in Abhängigkeit von der Bodenart angegeben, wieviel Prozent der in der Statistik LANES erfaßten Bauwerke einen reduzierten Sickerwegquotienten von $C \leq C_{\text{erf}}$ aufweisen. Der erforderliche reduzierte Sickerwegquotient C_{erf} (Spalte 3) wurde für die Auswertung mit dem größten reduzierten Sickerwegquotienten gleichgesetzt, bei dem in der Statistik LANES noch eine Unterspülung eines Bauwerks zu beobachten war (vgl. Bild 20a bis 23a). Würde zur Beurteilung der Erosionssicherheit der von LANES statistisch erfaßten Bauwerke das Kriterium LANES herangezogen, so wären nach Spalte 7 der Tabelle annähernd 40% der Bauwerke auf sandigem bis schluffigem Untergrund der Gefahr einer Unterspülung ausgesetzt und hätten infolgedessen bei einer Bemessung nach LANES größere Abmessungen erhalten müssen. In Spalte 8 wird nachgewiesen, daß dennoch über 60% dieser Bauwerke nicht unterspült wurden und folglich bei einer Bemessung nach LANES überdimensioniert worden wären. Die vergleichbaren Prozentzahlen für die übrigen Bodenarten liegen zwischen 50% und 80%.

Die genannten Zahlenwerte verdeutlichen, mit welcher Wahrscheinlichkeit ein nach LANES bemessenes Bauwerk überdimensioniert sein wird. Welche Ausmaße die Überdimensionierung annehmen kann, geht aus Bild 20 hervor. Hiernach ist es nicht ausgeschlossen, daß ein Bauwerk bei vorgegebener Niveaudifferenz mit einem reduzierten Sickerwegquotienten zwischen 1 und 3 an Stelle des von LANES geforderten von 8,5 errichtet wird und trotz seiner erheblich geringeren Abmessungen dennoch eine ausreichende Sicherheit gegen Unterspülung besitzt.

Die oben unter Punkt 2 getroffene Feststellung, nach der die Größe des erforderlichen reduzierten Sickerwegquotienten nur auf statistischem Wege ermittelt werden kann, läßt auf eine begrenzte Anwendbarkeit des LANESchen Verfahrens schließen. Nach den Grundsätzen der Statistik werden Bauwerke, bei deren Bemessung der von LANES empfohlene erforderliche reduzierte Sickerwegquotient eingehalten wurde, nur dann mit großer Wahrscheinlichkeit erosionssicher sein, wenn diese Bauwerke von ihrer Konstruktion, ihren Abmessungen und dem Aufbau ihres Untergrundes her, denjenigen Bauwerken gleichen, die als Grundlage für die statistischen Untersuchungen LANES gedient haben. Wie in Abschnitt 4.1 bereits hervorgehoben wurde, handelt es sich hierbei im wesentlichen um massive Stauanlagen, hauptsächlich um Wehre mit Niveaudifferenzen von durchschnittlich 5 m, die nach den Beschreibungen in der Literatur auf weitgehend homogenem Untergrund errichtet worden waren. Bei Anwendung des Verfahrens auf andere Bauwerke und Untergrundverhältnisse könnten die Regressionskurven in den Bildern 20c bis 23c durchaus noch flacher verlaufen und somit die von LANES empfohlenen erforderlichen Sickerwegquotienten keine ausreichende Sicherheit mehr bieten.

Inwieweit dieser Einwand gegen die Anwendbarkeit des LANESchen Verfahrens gerechtfertigt ist, wird im folgenden noch zu untersuchen sein. Bereits der Hinweis LANES, für Bauwerke auf einem Untergrund mit ausgeprägter Schichtung hätte kein allgemeingültiges Verfahren zur Beurteilung der Sicherheit gegen Unterspülung aufgestellt werden können (vgl. Abschnitt 4.1), deutet jedoch daraufhin, daß der erhobene Einwand durchaus seine Berechtigung besitzt.

Zusammenfassend kann nunmehr festgestellt werden, daß die Bemessung einer Stauanlage nach dem LANESchen Verfahren mit großer Wahrscheinlichkeit zu einer Überdimensionierung und damit zu unwirtschaftlichen Bauwerkabmessungen führen wird. Das Ausmaß der Überdimensionierung kann unter Umständen beträchtlich sein. Die vorangegangenen Überlegungen lassen des weiteren erwarten, daß das Verfahren LANES in seiner Anwendbarkeit begrenzt ist. Als Ursache für diese Mängel wurde die Wahl des reduzierten Sickerwegquotienten als Maßstab für die Erosionssicherheit einer Stauanlage erkannt. Nach den Untersuchungen erfaßt der reduzierte Sickerwegquotient nicht alle wesentlichen Einflußfaktoren, die bei der Beurteilung der Erosionssicherheit einer Stauanlage berücksichtigt werden müßten.

Wie in Kapitel 4 erläutert wurde, kommt letztlich nur der Strömungsdruck des Wassers auf das Korngerüst des Bodens als Ursache für Erosionserscheinungen im Untergrund einer Stauanlage in Betracht. Folglich muß seine zutreffende Ermittlung eine wesentliche Voraussetzung für die Beurteilung der Erosionssicherheit einer Stauanlage darstellen. In der Folge soll geprüft werden, inwieweit das LANESche Verfahren diese Voraussetzung erfüllt.

Mit Rücksicht auf die Tatsache, daß sich der reziproke Wert des reduzierten Sickerwegquotienten als ein hydraulisches Gefälle deuten läßt, kann das von LANE verwendete Kriterium für die Beurteilung der Sicherheit eines Bauwerks gegen Unterspülung (siehe Gleichung (14)) auch folgendermaßen geschrieben werden :

$$\frac{1}{C} \leq \frac{1}{C_{\text{erf}}} \quad (22).$$

Bei Einführung eines Sicherheitskoeffizienten ergibt sich hieraus

$$f_L = \frac{1/C_{\text{erf}}}{1/C} \geq 1 \quad (23).$$

Zur Ermittlung der Sicherheit einer Stauanlage gegen Unterspülung wird also im Verfahren von LANE das kritische hydraulische Gefälle $1/C_{\text{erf}}$ mit dem im Dammuntergrund zu erwartenden hydraulischen Gefälle $1/C$ verglichen.

Die Größe $1/C$ stellt ein potentialtheoretisch nicht näher zu deutendes mittleres hydraulisches Gefälle im Untergrund dar, das nur einen groben Anhaltspunkt für die Größe der in einem Strömungsfeld auftretenden Gradienten liefern kann. Damit wird die Feststellung verständlich, daß einerseits mit zunehmendem reduzierten Sickerwegquotienten C die Wahrscheinlichkeit einer Unterspülung eines Bauwerks abnehmen muß und es andererseits nicht möglich ist, auf theoretischem Wege zu einer Aussage über die Größe des erforderlichen reduzierten Sickerwegquotienten C_{erf} zu gelangen.

Mit Rücksicht auf die Bedeutung, die dem Strömungsdruck bei der Beurteilung der Erosionssicherheit einer Stauanlage zukommt, rechtfertigt die oben getroffene Feststellung die Vermutung, daß eine der Ursachen für die auf-

gezeigten Mängel im LANESchen Verfahren in der mangelhaften Berücksichtigung der Strömungsverhältnisse unter einer Stauanlage zu suchen ist. Um einen Anhaltspunkt zu gewinnen, in welchem Umfang diese Vermutung zutrifft, werden in der Folge das LANESche sowie das potentialtheoretische Verfahren auf einige fiktive Wehre angewandt und die erhaltenen Ergebnisse verglichen.

Die untersuchten Wehre sollen ebenso wie die in der Statistik LANES erfaßten Wehre weder durch Flächenfilter noch durch Drainagen gegen Unterspülung gesichert sein. Weiterhin soll der Wehruntergrund vollkommen homogen aufgebaut sein, so daß Erosionserscheinungen nach den Hypothesen 3 und 4 (vgl. Abschnitt 4.3.2) nicht zu erwarten sind. Unter diesen Voraussetzungen beträgt die Erosionssicherheit f_p eines Wehres nach dem potentialtheoretischen Verfahren (Hypothese 2)¹⁾ :

$$f_p = \frac{i_{\text{krit}}}{i_{\text{aus,max}}} \quad (24).$$

Wie im Verfahren von LANE (Gleichung (23)) wird also wiederum einem kritischen hydraulischen Gefälle i_{krit} ein im Wehruntergrund zu erwartendes hydraulisches Gefälle $i_{\text{aus,max}}$ gegenübergestellt. Die beiden Verfahren unterscheiden sich somit im wesentlichen nur in der Definition der in der Sicherheitsdefinition gegenübergestellten hydraulischen Gefälle. Während die von LANE eingeführte Größe $1/C$ lediglich einem nicht näher definierten mittleren hydraulischen Gefälle im Untergrund entspricht, stellt die Größe $i_{\text{aus,max}}$ ein mit Hilfe der Potentialtheorie unter Berücksichtigung aller erfaßbaren Einflußfaktoren ermitteltes, klar definiertes hydraulisches Gefälle in der Wasseraustrittsfläche dar, dessen kritischer Grenzwert in Modellversuchen ermittelt und in Abschnitt 4.3.2 (Hypothese 2) bereits diskutiert wurde.

Mit den aus Bild 27 (Bauwerk 1) ersichtlichen Abmessungen besitzt das in Bild 25 dargestellte Wehr einen reduzierten Sickerwegquotienten von

$$C = \frac{l_{\text{red}}}{\Delta h} \quad (25),$$

¹⁾ Die untersuchten Beispiele sind so gewählt, daß die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch (Hypothese 1) stets größer als die Sicherheit gegen Suffosion (Hypothese 2) ist.

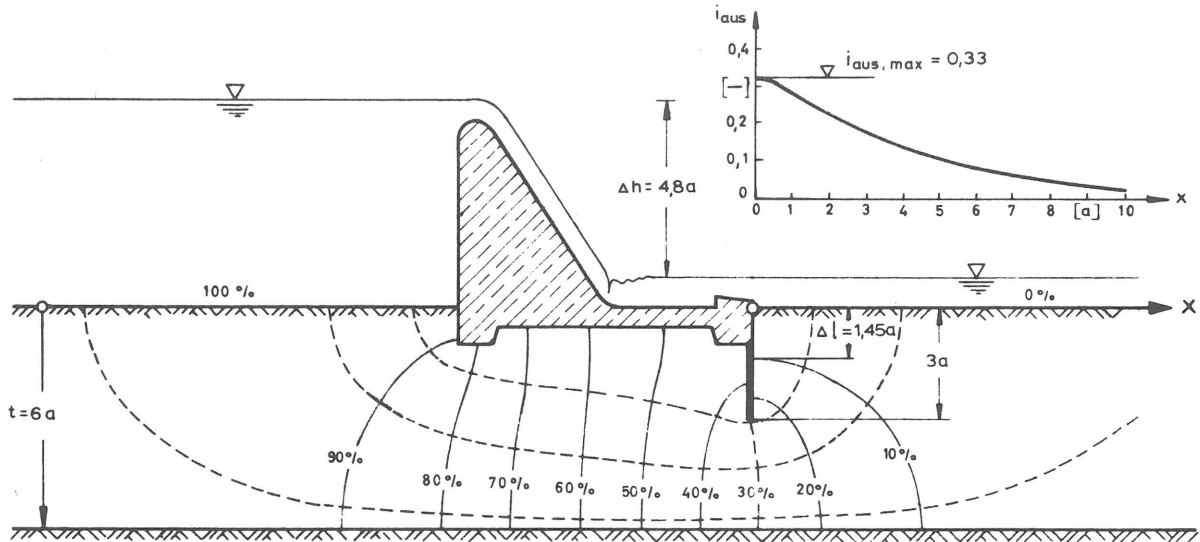


Bild 25: Strömungsnetz und Abnahme des Austrittsgradienten mit der Entfernung vom unterwasserseitigen Wehrfuß

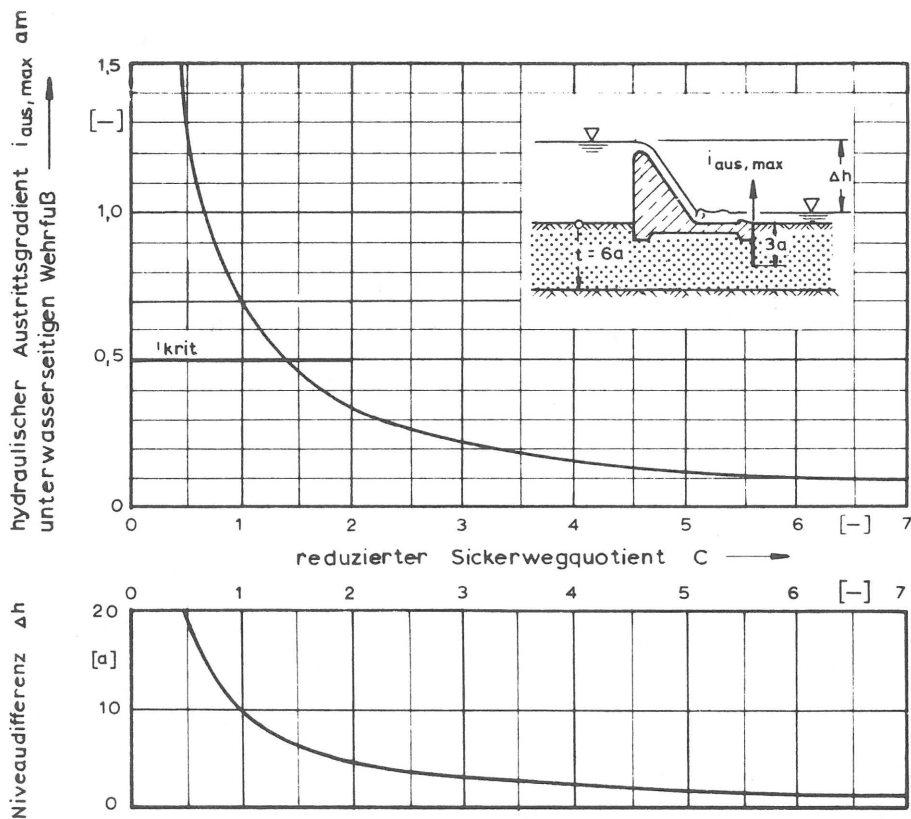
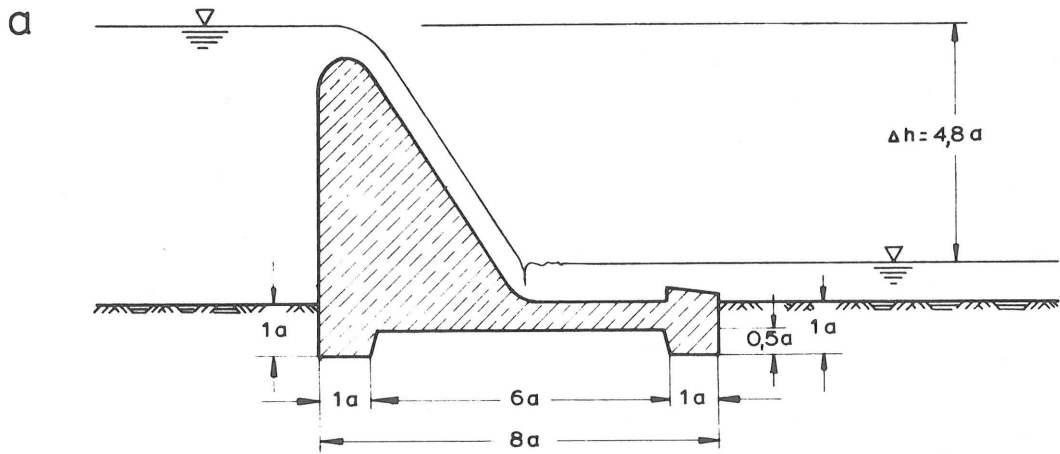
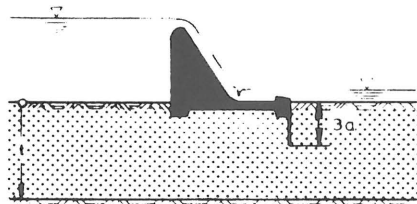


Bild 26: Beziehung zwischen dem größten Austrittsgradienten und dem reduzierten Sickerwegquotienten bei homogenem und isotropem Untergrund



b

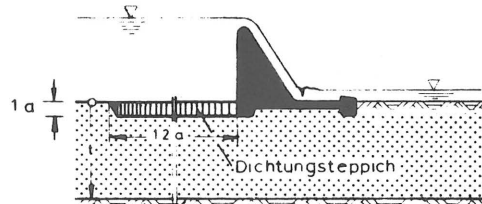
Bauwerk 1



$$\Sigma I_h = 8a \quad \Sigma I_v = 7a$$

$$I_{red} = 96a \quad C = 2$$

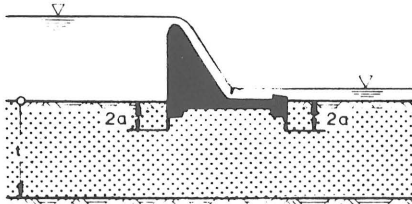
Bauwerk 2



$$\Sigma I_h = 20a \quad \Sigma I_v = 3a$$

$$I_{red} = 9,6a \quad C = 2$$

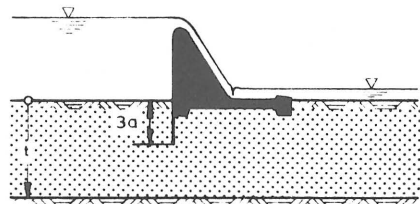
Bauwerk 3



$$\Sigma I_h = 8a \quad \Sigma I_v = 7a$$

$$I_{red} = 9,6a \quad C = 2$$

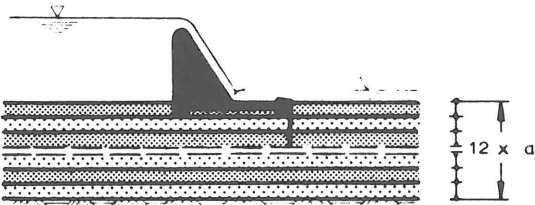
Bauwerk 4



$$\Sigma I_h = 8a \quad \Sigma I_v = 7a$$



$$I_{red} = 9,6a \quad C = 2$$

Bauwerk 1b

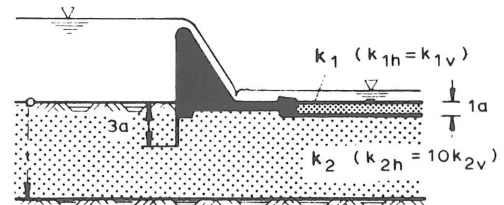


$$\Sigma I_h = 8a \quad \Sigma I_v = 7a$$

$$I_{red} = 96a \quad C = 2$$

 durchlässige Schicht, $k_h = k_v$
 halbdurchlässige Schicht, $k_h = k_v$

Bauwerk 4c



$$\Sigma I_h = 8a \quad \Sigma I_v = 7a$$

$$I_{red} = 9,6a \quad C = 2$$


 halbdurchlässige Deckschicht
 $k_1 = \frac{1}{100} k_{2h}$

Bild 27: Untersuchte Wehre

- a Abmessungen des Wehrkörpers
- b Sicherungselemente der Wehre und Aufbau des Untergrundes

$$C = \frac{7a + \frac{1}{3} \cdot 8a}{4,8a} \approx 2 .$$

Die Größe a in obiger Gleichung stellt wie stets in den folgenden Abschnitten eine beliebig wählbare Längeneinheit dar.

Der größte Austrittsgradient auf der Unterwasserseite des betrachteten Wehres läßt sich durch folgende Beziehung darstellen :

$$i_{\text{aus,max}} = g \cdot \Delta h \quad (26).$$

Die Größe g - im folgenden als Einheitsgradient bezeichnet - entspricht hierin dem auf die äußere Niveaudifferenz Δh bezogenen größten Austrittsgradienten in der unterwasserseitigen Flußsohle. Der Einheitsgradient ist unabhängig von der Niveaudifferenz Δh . Seine Größe wird lediglich von der Form, der Beschaffenheit und den Randbedingungen des Strömungsgebietes und von der Größe der Längeneinheit a bestimmt. Für das betrachtete Wehr kann er aus dem Strömungsnetz oder aus dem Verlauf des Austrittsgradienten i_{aus} in Bild 25 berechnet werden :

$$g \approx \frac{i_{\text{aus,max}}}{\Delta h} \approx \frac{1}{\Delta l} \approx 0,69 \cdot \frac{1}{a} .$$

Durch Elimination von Δh erhält man aus den Gleichungen (25) und (26) die Beziehung

$$i_{\text{aus,max}} = g \cdot \frac{l_{\text{red}}}{C} \quad (27).$$

Sowohl der Einheitsgradient g als auch der reduzierte Sickerweg l_{red} in dieser Beziehung sind unabhängig von der Bauhöhe (Δh) und der Formgebung des über der Flußsohle gelegenen Wehrkörpers. Des weiteren ist das Produkt $g \cdot l_{\text{red}}$ unabhängig von der Längeneinheit a . Variiert man also die Bauhöhe eines Wehres, das heißt die Niveaudifferenz Δh und, durch Variation von a , auch die absoluten Abmessungen des Wehres, so ändert sich zwar der reduzierte Sickerwegquotient C in Beziehung (27), das Produkt $g \cdot l_{\text{red}}$ bleibt dagegen unverändert erhalten. Beziehung (27) beschreibt folglich den

Zusammenhang zwischen dem reduzierten Sickerwegquotienten C und dem größten Austrittsgradienten $i_{\text{aus,max}}$ von Wehren mit beliebiger Niveaudifferenz und beliebigen Abmessungen, sofern die Strömungsnetze unter diesen Wehren dem in Bild 25 dargestellten Strömungsnetz geometrisch ähnlich sind.

Aus Gleichung (27) erhält man für das betrachtete Wehr die Beziehung

$$i_{\text{aus,max}} = 0,69 \cdot \frac{1}{a} \cdot \frac{9,6a}{C} = \frac{0,662}{C} \quad (28),$$

die - in Bild 26 graphisch dargestellt - die gegenseitige Abhängigkeit zwischen dem reduzierten Sickerwegquotienten C und dem Austrittsgradienten $i_{\text{aus,max}}$ eines Spektrums von Wehren erkennen läßt, deren Strömungsnetze geometrisch ähnlich sind. Sofern die Größe des kritischen Austrittsgradienten i_{krit} in Gleichung (24) bekannt ist, ermöglicht das Diagramm, die einem reduzierten Sickerwegquotienten C zugeordnete Erosionssicherheit f_p schnell zu ermitteln. Beispielsweise besitzt ein Wehr mit einem reduzierten Sickerwegquotienten von $C = 2,5$ bei einem kritischen Gradienten von $i_{\text{krit}} = 0,5$ nach dem potentialtheoretischen Verfahren eine Erosionssicherheit von $f_p \approx 2$.

Das Spektrum der in Bild 26 erfaßten Wehre läßt sich beliebig erweitern, indem die oben geschilderte Untersuchung auf Wehre mit anderer Gründungskonzeption ausgedehnt und gleichzeitig die Mächtigkeit des durchlässigen Untergrundes variiert wird. In der Folge soll diese Untersuchung für die Bauwerke 2 bis 4 in Bild 27 durchgeführt werden. Die dort skizzierten Wehre unterscheiden sich mit Ausnahme von Bauwerk 2 von dem bisher betrachteten Wehr (Bauwerk 1) durch die Anordnung und Tiefe der Spundwände. Bauwerk 2 besitzt als Sicherungselement gegen Erosionserscheinungen an Stelle einer Spundwand einen oberwasserseitigen Dichtungsteppich. Wie Bild 27 verdeutlicht, besitzen sämtliche Bauwerke denselben reduzierten Sickerwegquotienten. Dennoch unterscheiden sich die in den Bildern 28 und 29 aufgetragenen Austrittsgradienten i_{aus} der Wehre sowohl in der Größe als auch im Verlauf über die Entfernung vom unterwasserseitigen Wehrfuß nicht unbeträchtlich.

Als Folge dieser Unterschiede ergeben sich für die betrachteten Wehre nach

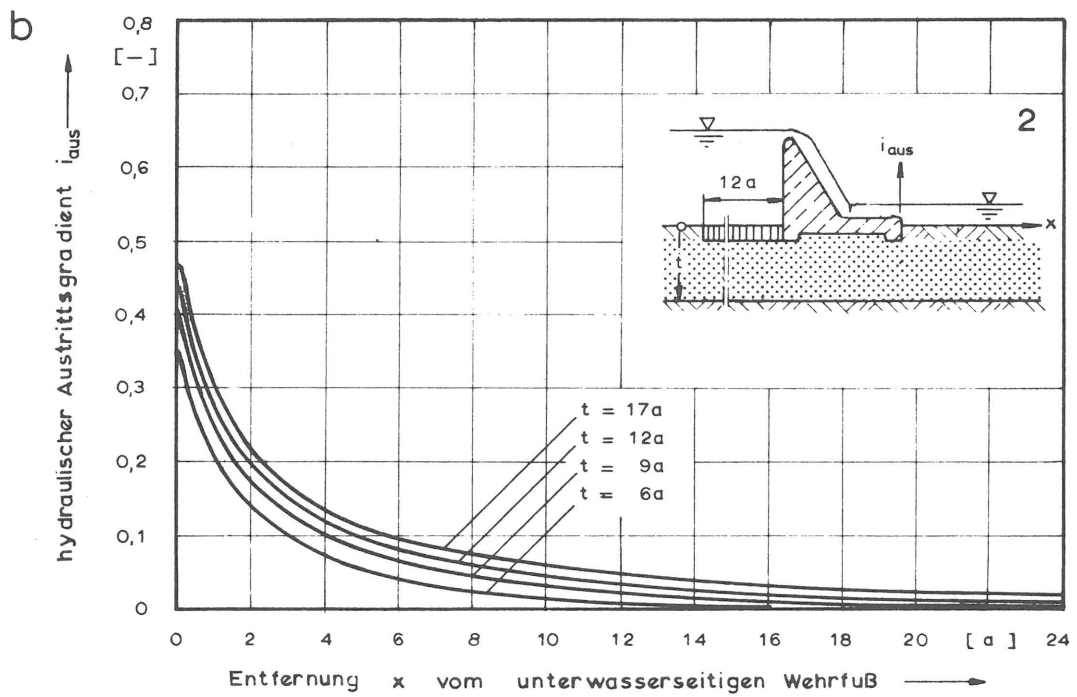
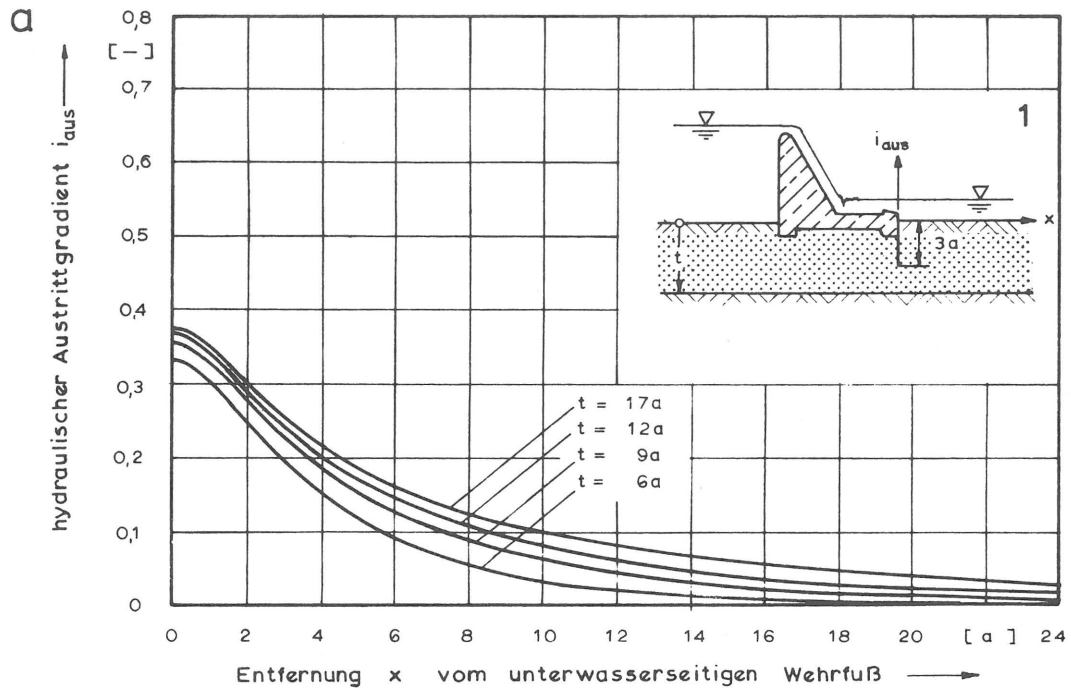


Bild 28: Abnahme des hydraulischen Austrittsgradienten mit der Entfernung vom Wehrfuß bei homogenem und isotropem Untergrund

a Bauwerk 1 b Bauwerk 2

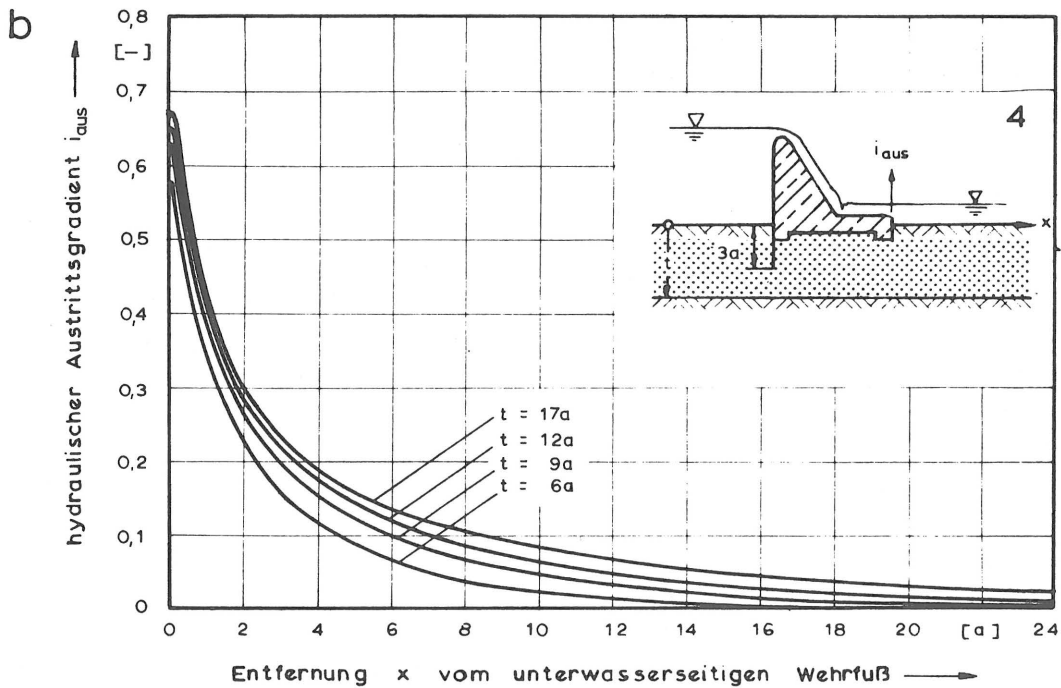
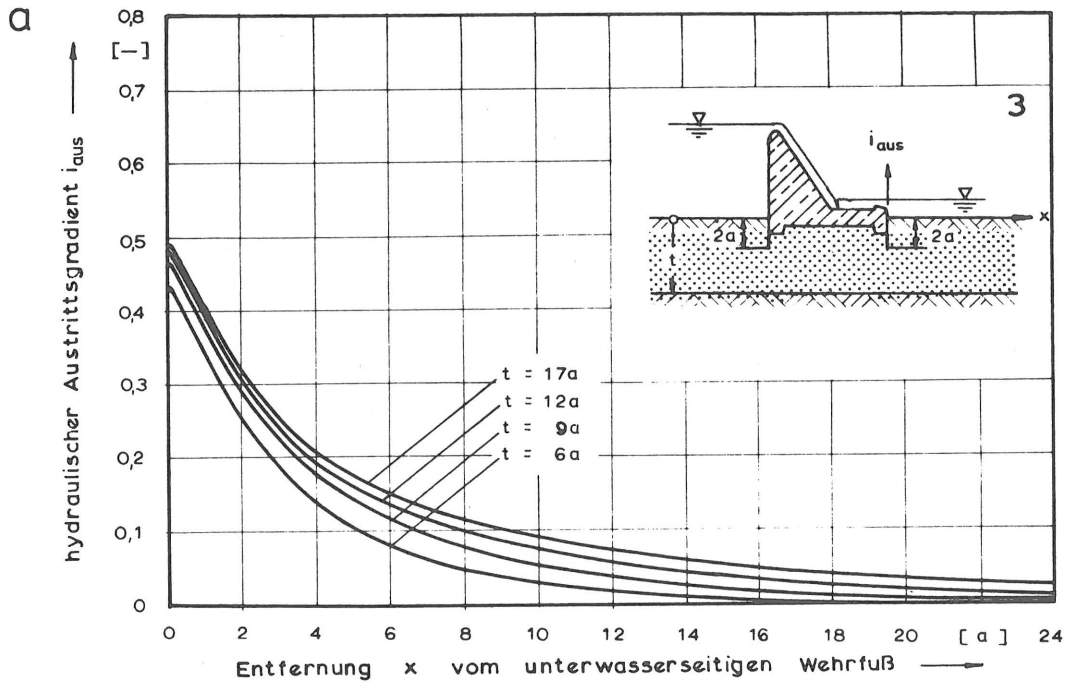


Bild 29: Abnahme des hydraulischen Austrittsgradienten mit der Entfernung vom Wehrfuß bei homogenem und isotropem Untergrund

a Bauwerk 3 b Bauwerk 4

Gleichung (27) auch unterschiedliche Beziehungen zwischen dem reduzierten Sickerwegquotienten C und dem größten Austrittsgradienten $i_{\text{aus,max}}$. Die erhaltenen Beziehungen sind analog zu der in Bild 26 gewählten Darstellungsweise in Bild 30 zusammengestellt.

Ein Vergleich der den einzelnen Wehren zugeordneten Kurven läßt erkennen, daß bei gleichem reduzierten Sickerwegquotienten C beträchtliche Streuungen in der Erosionssicherheit f_p je nach Bauwerksform und Mächtigkeit des durchlässigen Untergrundes möglich sind. Liegt der kritische Austrittsgradient i_{krit} beispielsweise bei 0,5 und der reduzierte Sickerwegquotient C aller 4 betrachteten Wehre bei $C=2$, so ergibt sich für Bauwerk 1 und 2 eine Sicherheit von $f_p > 1$, für Bauwerk 3 eine Sicherheit von annähernd 1 und für Bauwerk 4 eine Sicherheit unter 1. Wie zu erwarten war, läßt der Kurvenverlauf des weiteren erkennen, daß Erosionserscheinungen unter Stauanlagen mit gleichem reduzierten Sickerwegquotienten um so wahrscheinlicher sind, je kleiner der reduzierte Sickerwegquotient C der Stauanlagen ist; dennoch kann die Wahrscheinlichkeit, mit der die Unterspülung eines Bauwerks zu erwarten ist, selbst für eine Bauwerksgruppe mit reduzierten Sickerwegquotienten zwischen $0 < C \leq 1$ noch unter 1 liegen; dies insbesondere bei kohäsiven Böden, weil dort der kritische hydraulische Gradient weitaus größere Werte als 0,5 annehmen kann. Die Kurven führen also zu einem Ergebnis, das sich in den einleitend diskutierten Linienzügen der Bilder 20c bis 23c deutlich widerspiegelt.

Unter der Annahme, daß ein Erosionsvorgang im Boden bei einem Austrittsgradienten von etwa 0,5 einsetzen kann, sind nach dem Kurvenverlauf in Bild 30 Erosionserscheinungen unter Bauwerken zu erwarten, deren reduzierte Sickerwegquotienten zwischen 0 und 2,5 liegen. In Abschnitt 4.3.2 wurde jedoch gezeigt, daß je nach Bodenart bereits auch bei geringeren Austrittsgradienten Quelltrichter auftreten können. Des weiteren ist nicht auszuschließen, daß die Breite des in Bild 30 dargestellten Kurvenbandes bei weiterer Variation der Bauwerksformen und der Mächtigkeit des durchlässigen Untergrundes durchaus noch zunehmen kann. Somit sind nach Bild 30 Unterspülungen von Stauanlagen mit reduzierten Sickerwegquotienten zwischen 2 und 3 durchaus noch zu erwarten, allerdings mit wesentlich geringerer Wahrscheinlichkeit als Unterspülungen von Stauanlagen mit reduzierten Sickerwegquotienten zwischen 0 und 2. Sieht man zunächst von den in der Natur beobachteten Unterspülungen von Bauwerken mit reduzierten Sickerwegquotienten von über 3

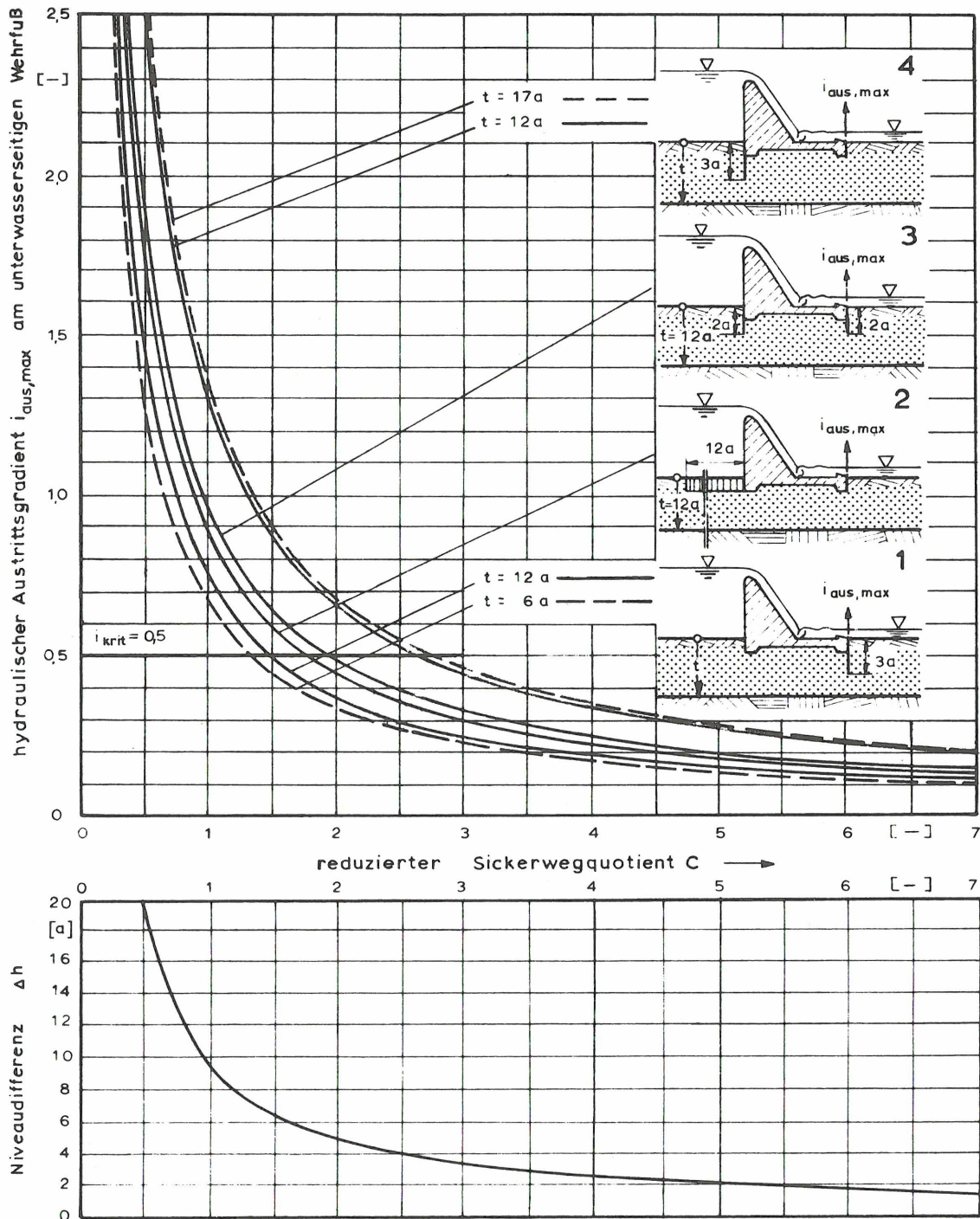


Bild 30: Beziehung zwischen dem größten Austrittsgradienten und dem reduzierten Sickerwegquotienten bei homogenem und isotropem Untergrund in Abhängigkeit von der Bauwerksform und der Tiefenlage der undurchlässigen Schicht

ab, so stimmt auch dieses Ergebnis mit dem Verlauf der Regressionskurven in den Bildern 20 bis 23 wiederum gut überein.

In den Bildern 20b bis 23b fällt auf, daß Erosionsschäden bei reduzierten Sickerwegquotienten von über 3 nur an Wehren beobachtet wurden, die auf sandigen bis schluffigen Böden gegründet waren. Nach den heute vorliegenden Erfahrungen in der Baupraxis bestehen gerade derartige Böden, die im Bereich von Wehren zumeist geologisch jungen Ursprungs sind, infolge ihrer Entstehungsgeschichte oft aus einer häufig wechselnden Folge von Bodenhorizonten, die wegen ihres unterschiedlichen Gehaltes an Feinanteilen beträchtliche Durchlässigkeitsunterschiede aufweisen können [52, 71, 73]. Die einzelnen Schichten sind in Aufschlußbohrungen häufig nur zu erkennen, wenn die Bohrungen mit äußerster Sorgfalt durchgeführt werden und auch das mit dem Wasser aus dem Bohrloch entnommene Bohrgut bei der Kornanalyse erfaßt wird.

Trotz des Bestrebens von LANE, in seine Untersuchungen nur Bauwerke auf weitgehend homogen aufgebauten Böden einzubeziehen, lassen die oben getroffenen Feststellungen mit Rücksicht auf die wenigen und unzureichenden Aufschlüsse, die LANE zur Beurteilung des Baugrundes zur Verfügung standen, vermuten, daß zumindest einige der von LANE untersuchten Wehre auf Sanden oder Schluffen gegründet waren, die im Hinblick auf ihre Durchlässigkeit inhomogen, zumindest jedoch anisotrop aufgebaut waren. Um den Einfluß eines hinsichtlich seiner Durchlässigkeit anisotrop aufgebauten Untergrundes auf die Erosionssicherheit eines Wehres beurteilen zu können, wurden die oben beschriebenen Untersuchungen für die Wehre 1 bis 4 unter der Annahme wiederholt, daß der Wehruntergrund in horizontaler Richtung nur etwa zehnmal durchlässiger als in vertikaler Richtung ist. In der Folge werden diese Wehre mit den Ziffern 1a bis 4a bezeichnet. Die im elektrischen Widerstandnetzwerk (vgl. Kapitel 6) gemessenen Größen der Austrittsgradienten sind über die Entfernung vom unterwasserseitigen Fuß der betrachteten Wehre in den Bildern 31 und 32 zusammengestellt. Ein Vergleich der Kurven mit den entsprechenden Kurven für isotropen Untergrund (Bild 28 und 29) zeigt bereits, daß nicht nur der größte Austrittsgradient $i_{\text{aus,max}}$ mit der Anisotropie des Bodens anwächst, sondern gleichzeitig auch die Größe der Austrittsgradienten mit der Entfernung vom unterwasserseitigen Wehrfuß wesentlich langsamer abnimmt, als dies bei isotropem Untergrund der Fall ist.

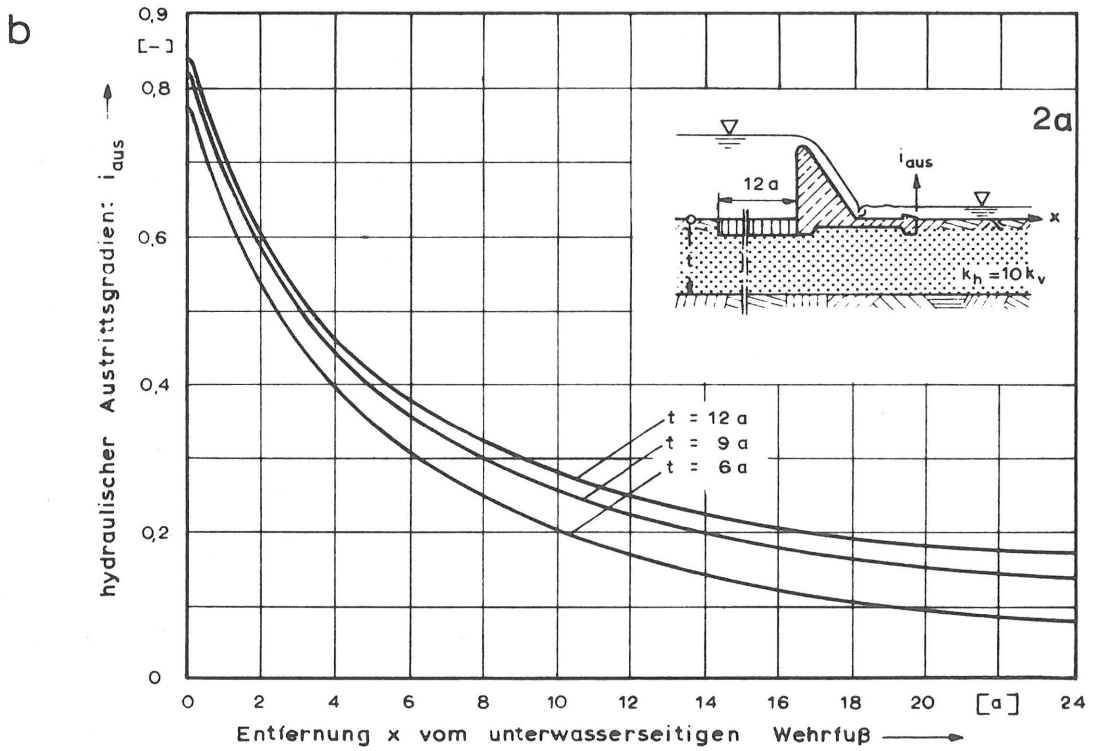
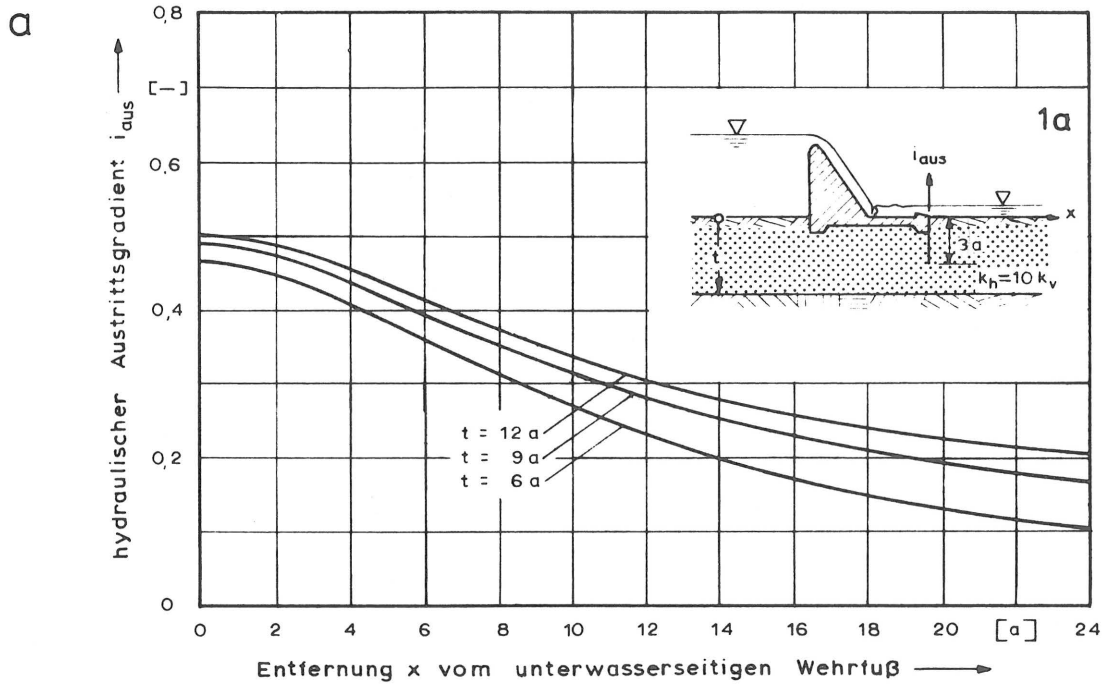


Bild 31: Abnahme des hydraulischen Austrittsgradienten mit der Entfernung vom Wehrfuß bei homogenem und anisotropem Untergrund

a Bauwerk 1a b Bauwerk 2a

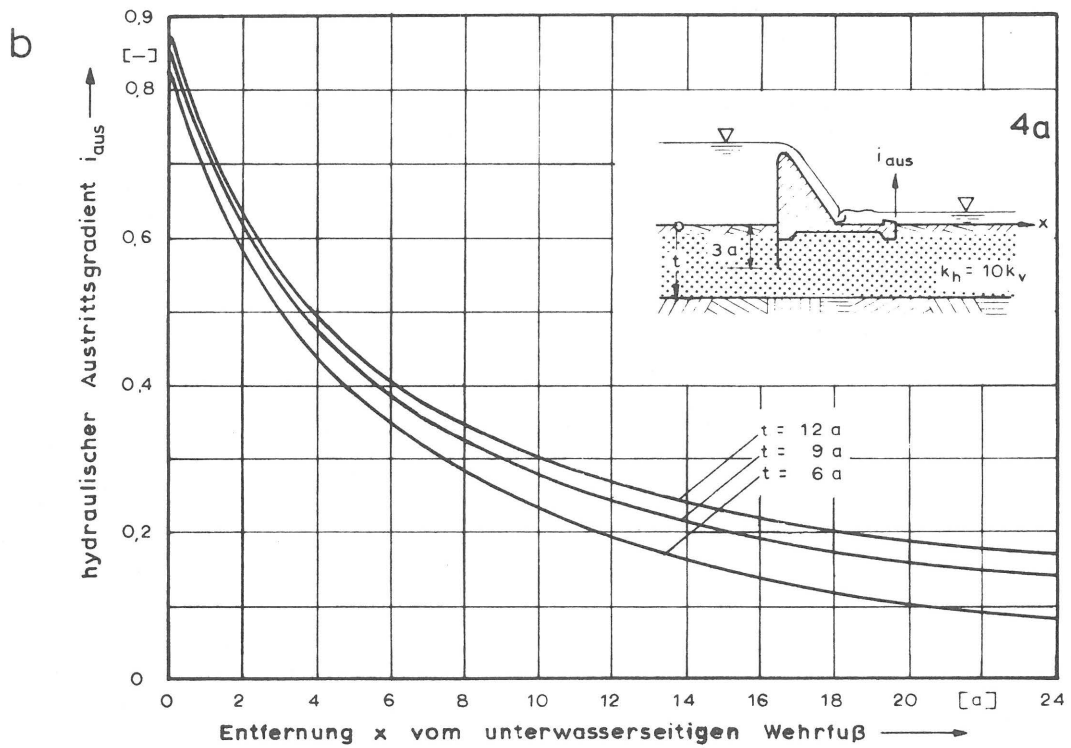
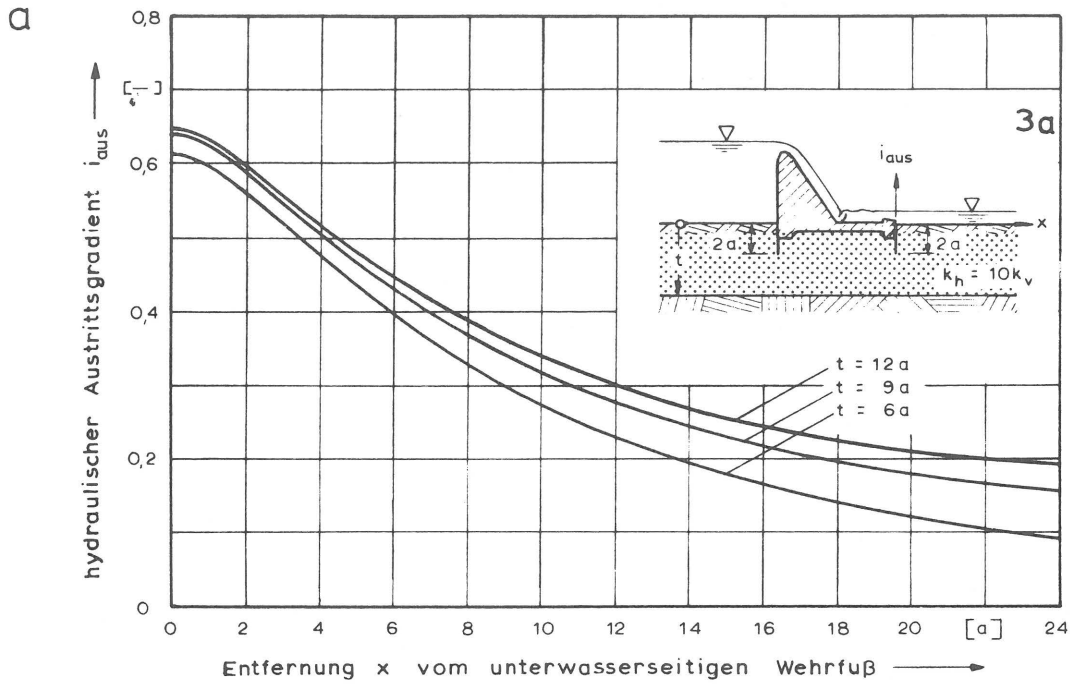


Bild 32: Abnahme des hydraulischen Austrittsgradienten mit der Entfernung vom Wehrfuß bei homogenem und anisotropem Untergrund

a Bauwerk 3a b Bauwerk 4a

Beide Feststellungen deuten auf eine Abnahme der Erosionssicherheit eines Bauwerkes hin, wenn dieses anstatt auf einem isotrop auf einem anisotrop aufgebauten Boden gegründet wird. Die in Bild 33 dargestellte Beziehung zwischen dem größten hydraulischen Austrittsgradienten $i_{\text{aus,max}}$ und dem reduzierten Sickerwegquotienten C der Bauwerke 1a bis 4a verdeutlicht dies.

Während bei isotropem Untergrund und einem kritischen Austrittsgradienten von 0,5 Bauwerke mit reduzierten Sickerwegquotienten bis zu 3 der Gefahr einer Unterspülung ausgesetzt sein können, liegt die Grenze der Gefahrenzone bei nur schwach anisotropem Untergrund bereits bei einem reduzierten Sickerwegquotienten von etwa 4. Nach den durchgeführten Untersuchungen verschiebt sich die Grenze der Gefahrenzone bei weiterer Zunahme der Anisotropie nur noch unbedeutend. Betrachtet man dagegen keinen ideal anisotropen Boden, sondern den in Bild 27 unter dem Bauwerk 1b dargestellten Wehruntergrund, der aus einer Wechselfolge von durchlässigen und halbdurchlässigen Schichten besteht und damit dem natürlichen Aufbau des Untergrundes näher kommen wird als ein ideal anisotroper Boden, so ergeben sich völlig andere Strömungsverhältnisse, obwohl die in der Literatur häufig empfohlene Transformation eines geschichteten Bodens in einen homogenen und anisotropen Boden mit Hilfe der von DACHLER [19] angegebenen Beziehung dies keineswegs erwarten läßt.

Wird die Dicke der einzelnen Schichten mit $1a$, die Tiefenlage der undurchlässigen Schicht mit $12a$ und das Verhältnis der Durchlässigkeit der halbdurchlässigen Schichten zu der der durchlässigen Schichten mit $1 : 100$ gewählt, so führen die DACHLERschen Beziehungen zu einem homogenen Boden, der in horizontaler Richtung etwa 25mal durchlässiger ist als in vertikaler Richtung. Die Austrittsgradienten $i_{\text{aus,max}}$ für diesen Boden unterscheiden sich nur unbedeutend von den in den Bildern 31 und 32 angegebenen größten Austrittsgradienten für einen homogenen Boden mit einer Anisotropie von $1 : 10$. Berücksichtigt man hingegen mit Hilfe des elektrischen Widerstandnetzwerkes die Schichtung des Untergrundes, so ergeben sich für die Bauwerke 1 und 4 die in Bild 34 a mit 1b und 4b gekennzeichneten Kurven. Ein Vergleich dieser Kurven mit den im selben Diagramm nochmals wiedergegebenen Kurven für homogenen und isotropen Untergrund (Kurven 1 und 4) und für homogenen und anisotropen Untergrund (Kurven 1a und 4a, $k_h = 10 k_v$) läßt den Einfluß der Schichtung des Untergrundes auf die Größe der Austritts-

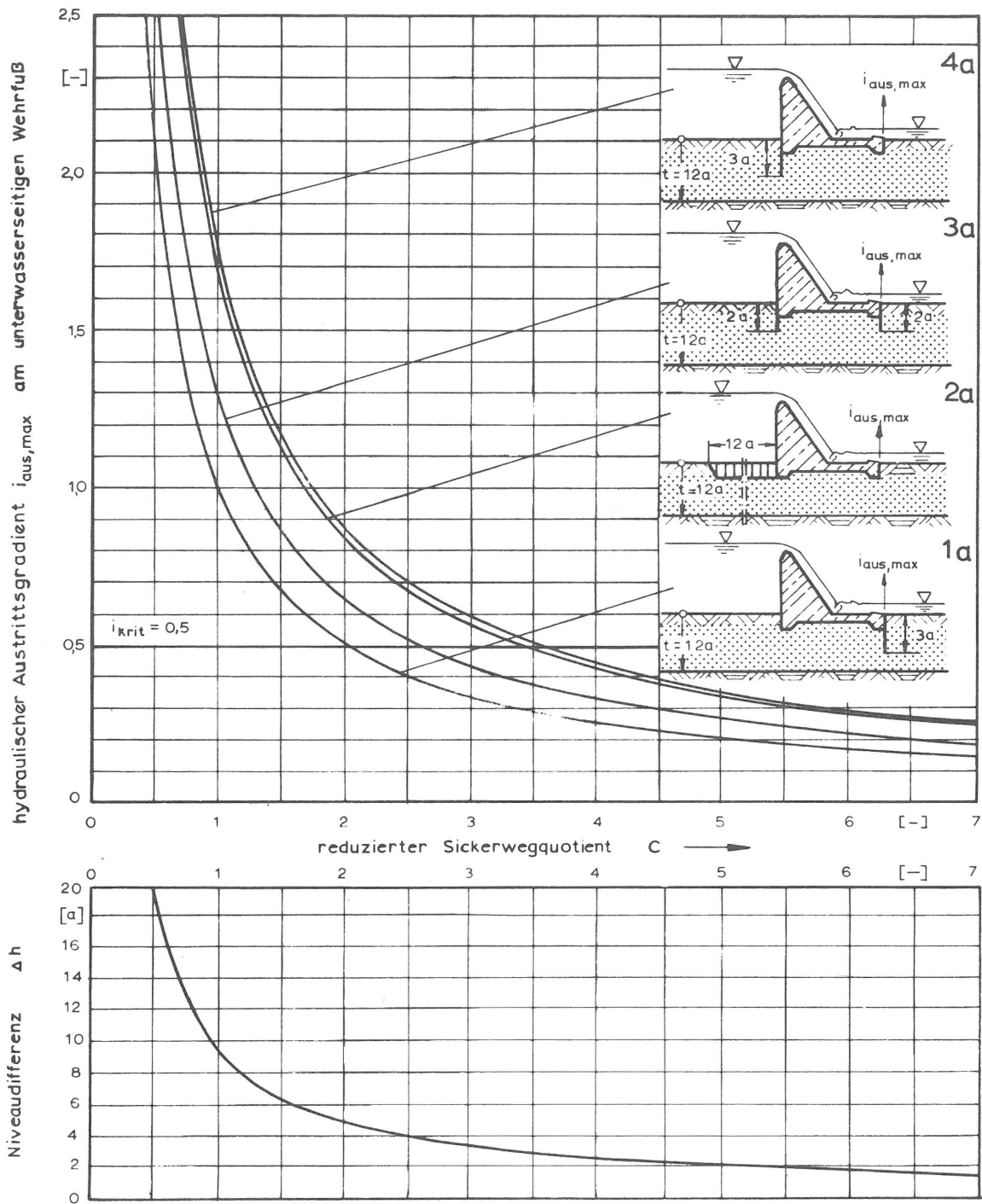


Bild 33: Beziehung zwischen dem größten Austrittsgradienten und dem reduzierten Sickerwegquotienten bei homogenem und anisotropem Untergrund in Abhängigkeit von der Bauwerksform ($k_h = 10 k_v$)

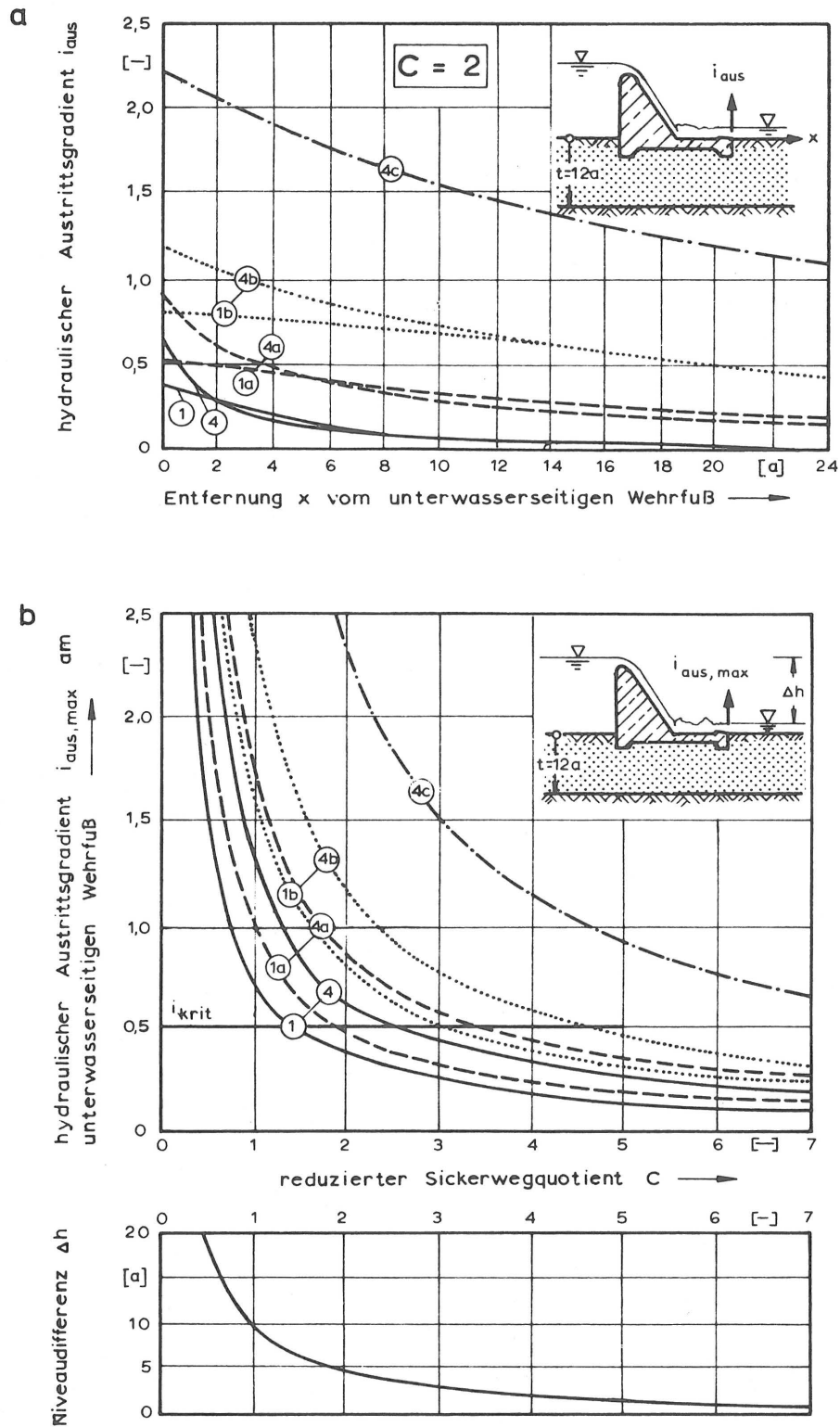


Bild 34: Zusammenstellung der Ergebnisse

- a Abnahme des hydraulischen Austrittsgradienten mit der Entfernung vom Wehrfuß als Funktion von der Bauwerksform und vom Untergrundaufbau
- b Beziehung zwischen dem größten Austrittsgradienten und dem reduzierten Sickerwegquotienten in Abhängigkeit von der Bauwerksform und dem Untergrundaufbau

gradienten erkennen und gleichzeitig deutlich werden, welche Folgen eine Fehleinschätzung des Untergrundaufbaus bei der Beurteilung der Erosionssicherheit eines Bauwerkes nach sich ziehen kann. Die Kurven in Bild 34b, die die Beziehung zwischen den größten Austrittsgradienten $i_{\text{aus,max}}$ und den reduzierten Sickerwegquotienten der in Bild 34a diskutierten Bauwerke widerspiegeln, lassen darauf schließen, daß auch Bauwerke unterspült werden können, deren reduzierte Sickerwegquotienten über 4 liegen; dies insbesondere, wenn man berücksichtigt, daß gerade in schluffigen Feinsanden mit dem Einsetzen von Suffosionskanälen auch noch bei Austrittsgradienten unter 0,5 zu rechnen ist.

Mit Rücksicht auf die in Sanden und insbesondere in schluffigen Sanden häufig auftretenden Durchlässigkeitsunterschiede bietet das potentialtheoretische Verfahren somit auch eine plausible Erklärung für die von LANE beobachteten Schäden an Bauwerken mit reduzierten Sickerwegquotienten von über 3 (vgl. Bild 20 und 21).

Zur Demonstration, wie sich der Aufbau des Untergrundes auf die Größe der Austrittsgradienten auswirken kann, wurde im Widerstandsnetzwerk das in Bild 27 als Bauwerk 4c gekennzeichnete Wehr untersucht. Das Ergebnis dieser Untersuchung ist in Bild 34 in Form der beiden Kurven 4c wiedergegeben. Die Kurve in Bild 34b läßt erwarten, daß auch Stauanlagen mit sehr großen reduzierten Sickerwegquotienten erosionsgefährdet sein können, wenn sie auf Böden mit ausgeprägter Schichtung und stark wechselnder Durchlässigkeit gegründet sind.

Mit den durchgeführten Untersuchungen sollte überprüft werden, inwieweit die eingangs nachgewiesenen Mängel im LANEschen Verfahren auf die ungenügende Berücksichtigung der Strömungsverhältnisse zurückzuführen sind.

Die nunmehr vorliegenden Untersuchungsergebnisse verdeutlichen, daß mit dem LANEschen Verfahren die Mächtigkeit des durchlässigen Dammuntergrundes sowie Unterschiede in seiner Durchlässigkeit völlig vernachlässigt werden. Des weiteren werden die geometrischen Randbedingungen, die durch eine Stauanlage und ihre Sicherungselemente, etwa durch eine vertikale Schürze oder durch einen horizontalen Dichtungsteppich vorgegeben sind, nur näherungsweise erfaßt. Nach den Untersuchungsergebnissen können diese Größen jedoch

von grundsätzlicher Bedeutung für die Größe und Verteilung des Strömungsdruckes im Dammuntergrund sein. Die Vernachlässigung des Einflusses dieser Größen in der LANESchen Sicherheitsdefinition kann zur Folge haben, daß im Untergrund von Stauanlagen mit gleichen reduzierten Sickerwegquotienten, also mit gleicher Erosionssicherheit f_L , völlig verschiedene Strömungsverhältnisse und insbesondere Austrittsgradienten sehr unterschiedlicher Größe auftreten (Bild 34a).

Die durchgeführten Untersuchungen haben gezeigt, daß eine genauere Berücksichtigung der Strömungsverhältnisse mit Hilfe des potentialtheoretischen Verfahrens zu einem Ergebnis führt, das eine physikalisch einleuchtende Erklärung für den Verlauf der Regressionskurven in den Bildern 20 bis 24 und somit auch für die mit dem LANESchen Verfahren verknüpften Mängel bietet. Dieses Ergebnis läßt darauf schließen, daß die aufgezeigten Mängel im LANESchen Verfahren allein durch die ungenügende Berücksichtigung der Strömungsverhältnisse verursacht werden können.

Das erhaltene Ergebnis schließt zwar nicht aus, daß außer der unzureichenden Berücksichtigung der Strömungsverhältnisse auch noch andere Faktoren als Ursache für die Mängel im LANESchen Verfahren in Betracht kommen; es spricht jedoch für die Annahme, daß der Verlauf der Regressionskurven und seine nachteiligen Folgen, wie beispielsweise die Unwirtschaftlichkeit des LANESchen Verfahrens, zumindest zu einem wesentlichen Teil auf die unzureichende Berücksichtigung der Strömungsverhältnisse im Dammuntergrund zurückzuführen sind. Eine Bestätigung für die Richtigkeit dieser Annahme kann darin gesehen werden, daß der Verlauf der Kurven in Bild 34b eine plausible Erklärung für die Empfehlung LANES bietet, bei der Beurteilung von Bauwerken auf geschichtetem Untergrund nur mit äußerster Vorsicht vorzugehen, weil derartige Bauwerke nach den Beobachtungen in der Natur in weit größerem Umfang zu Erosionsschäden neigen als Bauwerke auf homogenen Böden. Ein Vergleich der Kurve 4c (Bauwerk 4 auf geschichtetem Untergrund) mit der Kurve 4 (Bauwerk 4 auf homogenem und isotropem Untergrund) läßt die Ursache für die von LANES gemachte Beobachtung deutlich erkennen.

Eingangs wurde die Vermutung ausgesprochen, die Anwendbarkeit des LANESchen Verfahrens sei auf Bauwerke beschränkt, die von ihrer Konstruktion, ihren Abmessungen und dem Aufbau ihres Untergrundes her denjenigen Bau-

werken gleichen, die als Grundlage für die statistischen Untersuchungen LANES gedient haben. Nunmehr ist zu erkennen, daß diese Vermutung nicht ungerechtfertigt war.

Nach den Untersuchungsergebnissen können Stauanlagen auf geschichtetem Untergrund mit wechselnder Durchlässigkeit trotz eines reduzierten Sickerwegquotienten von $C \geq C_{\text{erf}}$ einer beträchtlichen Erosionsgefahr ausgesetzt sein. Bei Stauanlagen auf schluffigen bis sandigen Böden ist diese Gefahr nur in geringerem Maße zu erwarten als bei kiesigen und bindigen Böden, weil nach den Untersuchungen angenommen werden kann, daß zumindest ein Teil der von LANE erfaßten Wehre auf inhomogen oder zumindest auf anisotrop aufgebauten Sanden und Schluffen gegründet war und dies in der Größe des erforderlichen reduzierten Sickerwegquotienten bereits seinen Niederschlag gefunden hat.

Wie die Kurve 4c in Bild 34b verdeutlicht, ist jedoch trotz der großen erforderlichen Sickerwegquotienten für sandige und schluffige Böden stets noch die Gefahr einer Unterspülung gegeben, wenn der Untergrund infolge einer ausgeprägten Schichtung eine stark wechselnde Durchlässigkeit aufweist. Für kiesige und bindige Böden ergeben sich aus der LANESchen Untersuchung beträchtlich niedrigere erforderliche Sickerwegquotienten als für sandigen und schluffigen Untergrund. Da die in Bild 34 zusammengefaßten Versuchsergebnisse für jede Bodenart Gültigkeit besitzen, wird bei geschichteten kiesigen und bindigen Böden mit wechselnder Durchlässigkeit die Gefahr einer Unterspülung eines Bauwerkes trotz eines reduzierten Sickerwegquotienten von $C \geq C_{\text{erf}}$ besonders groß sein. Dies selbst dann, wenn man diesen Böden eine größere Erosionsfestigkeit und damit einen höheren kritischen Austrittsgradienten i_{krit} zubilligt, als beispielsweise sandigem und schluffigem Untergrund.

Aus vorstehenden Überlegungen folgt, daß eine Begrenzung des LANESchen Verfahrens auf weitgehend homogene Böden zwingend notwendig ist, wenn die Gefahr einer Unterspülung eines Bauwerkes mit einem reduzierten Sickerwegquotienten von $C \geq C_{\text{erf}}$ mit Sicherheit vermieden werden soll.

Die Begrenzung des Verfahrens auf Stauanlagen mit niedrigen Niveaudifferenzen ist nach den Untersuchungsergebnissen nicht zwingend notwendig. Die in Bild 34b dargestellte Beziehung zwischen dem reduzierten Sickerwegquo-

tienten C und dem größten Austrittsgradienten $i_{\text{aus,max}}$ gilt für beliebige Niveaudifferenzen Δh .

Bei Anwendung des Verfahrens auf Stauanlagen mit großen Niveaudifferenzen sollte jedoch berücksichtigt werden, daß die mit dem Verfahren verknüpfte Gefahr einer unwirtschaftlichen Bemessung einer Stauanlage mit zunehmender Niveaudifferenz eine immer entscheidendere Rolle spielt. Die Mehrkosten für einen um 40% zu lang ausgebildeten, insgesamt 10 m tiefen Dichtungssporn unter einem kleinen Wehr mit 5 m Niveaudifferenz werden wesentlich weniger ins Gewicht fallen, als wenn beispielsweise unter einem 50 m hohen Damm an Stelle einer 60 m tief reichenden Injektionsschürze eine 100 m tiefe Schürze, das heißt eine um ebenfalls 40% überdimensionierte Schürze, ausgeführt wird.

Da nach der Potentialtheorie die Strömungsverhältnisse unter einer Stauanlage unabhängig davon sind, ob die Randbedingungen des Strömungsfeldes durch ein massives Wehr oder einen Erddamm vorgegeben sind, erscheint es ebenfalls nicht zwingend notwendig, den Anwendungsbereich des LANE'schen Verfahrens auf die von LANE untersuchten massiven Stauanlagen zu begrenzen. Bei der Anwendung des Verfahrens auf Erdstaudämme sollte jedoch unabhängig von den bereits aufgezeigten Nachteilen des Verfahrens berücksichtigt werden, daß mit dem reduzierten Sickerwegquotienten der Einfluß der gerade im Erdstaudambau als besonders vorteilhaft erkannten und bevorzugt angewandten konstruktiven Sicherungselemente gegen Erosionserscheinungen, wie Flächenfilter und Drainagen, nicht zutreffend beurteilt werden kann. Dies bedingt zwangsläufig eine weitere Zunahme der mit dem Verfahren verbundenen Gefahr einer unwirtschaftlichen Bemessung.

5.2 Das Verfahren von TSCHUGAJEW

Wie in Abschnitt 4.2 bereits erwähnt, vertritt TSCHUGAJEW in mehreren seiner Veröffentlichungen die Ansicht, das potentialtheoretische Verfahren sei ergänzungsbedürftig und führe nur in Verbindung mit seinem statistischen Verfahren zum Ziel. In [69] versucht TSCHUGAJEW seine Ansicht an Hand folgenden Beispiels zu rechtfertigen :

beliebig verkürzt werden, ohne die "örtliche Erosionssicherheit" des Wehres zu gefährden. Hingegen nehme mit der Verkürzung des Wehres das hydraulische Gefälle im Untergrund ständig zu. Nach Unterschreiten einer Grenzlänge e' könne deshalb trotz einer ausreichenden "örtlichen Erosionssicherheit" beispielsweise infolge geologischer Unregelmäßigkeiten im Aufbau des Bodens dennoch die Gefahr einer Erosion im Wehruntergrund gegeben sein.

Auf Grund dieser Überlegung folgert TSCHUGAJEW, die vom Standpunkt der Erosionssicherheit aus zu fordernde Mindestlänge e' eines Wehres könne nicht mit Hilfe des potentialtheoretischen Verfahrens ermittelt werden; zur Bemessung eines erosionssicheren Wehres sei noch ein zweites, nämlich das von ihm entwickelte statistische Verfahren erforderlich.

Ohne nähere Begründung fordert TSCHUGAJEW [70], sein statistisches Verfahren auch zur Beurteilung der Erosionssicherheit von Erdstaudämmen heranzuziehen. Da diese Forderung praktisch auf die Feststellung hinausläuft, das potentialtheoretische Verfahren sei zur Beurteilung der Erosionssicherheit eines Erddammes zwar erforderlich, jedoch keineswegs hinreichend, wird im folgenden zunächst der Einwand TSCHUGAJEWS gegen die Brauchbarkeit des potentialtheoretischen Verfahrens kritisch beleuchtet und auf seine Berechtigung hin überprüft.

Wie in Kapitel 2 bereits erläutert, setzt ein rückschreitender Erosionsvorgang stets die Möglichkeit voraus, daß die vom Sickerwasser mitgeführten Bodenteilchen aus dem Erosionskanal ausgespült werden können. Die Bedenken TSCHUGAJEWS, im Untergrund des oben betrachteten Wehres könnten trotz des unterwasserseitigen Flächenfilters Erosionserscheinungen auftreten, können deshalb nur dann berechtigt sein,

1. wenn an einer im Untergrund gelegenen Schichtgrenze eine Kontakterosion einsetzen kann oder
2. wenn trotz des Flächenfilters in der unterwasserseitigen Flußsohle Quellbildungen möglich sind.

Das Auftreten einer Kontakterosion im Untergrund des betrachteten Wehres bildet kein Argument zur Rechtfertigung des von TSCHUGAJEW erhobenen Einwandes gegen die Brauchbarkeit des potentialtheoretischen Verfahrens. Das

Auftreten einer Kontakterosion würde lediglich einen Hinweis für eine falsche oder unzureichende Anwendung des potentialtheoretischen Verfahrens liefern. Wie in Abschnitt 4.3.2 erläutert wurde, ist bei Anwendung des potentialtheoretischen Verfahrens stets zu überprüfen, ob eine ausreichende Sicherheit gegen Kontakterosion im Untergrund einer Stauanlage vorhanden ist. TSCHUGAJEW bestätigt dies selbst mit dem Hinweis [69], daß die Gefahr einer Kontakterosion in geschichteten Böden am zweckmäßigsten mit Hilfe des potentialtheoretischen Verfahrens zu beurteilen sei.

Nachdem eine Kontakterosion als Begründung für den Einwand TSCHUGAJEWS gegen das potentialtheoretische Verfahren ausscheidet, bleibt nunmehr zu überprüfen, ob trotz eines nach den Grundsätzen des potentialtheoretischen Verfahrens bemessenen Flächenfilters Quellen in der unterwasserseitigen Flußsohle auftreten können.

Unter der Voraussetzung eines ausreichend bemessenen Flächenfilters kann das von TSCHUGAJEW betrachtete Wehr nach den Grundsätzen des potentialtheoretischen Verfahrens durchaus sehr kurz und gedrungen ausgeführt werden. Der Ausführung dürfen selbstverständlich keine konstruktiven Gründe entgegenstehen. Des weiteren dürfen die Sickerwasserverluste im Wehruntergrund ein wirtschaftlich tragbares Maß nicht übersteigen. Ferner ist darauf zu achten, daß mit abnehmender Wehrlänge das Flächenfilter zunehmend länger ausgebildet werden muß und die an seinen Aufbau zu stellenden Anforderungen infolge der zunehmenden Austrittsgradienten ständig steigen. Wenn diesen Vorbedingungen Rechnung getragen wird, ist zu erwarten, daß auch ein sehr kurz und gedrungen ausgeführtes Wehr entgegen der Auffassung TSCHUGAJEWS durchaus erosionssicher sein wird, selbst wenn infolge geologischer Unregelmäßigkeiten bereits bevorzugt angeströmte Wasserwege im Untergrund vorhanden sein sollten : Wie oben bereits betont, bedingt jeder Erosionsvorgang, der nicht auf eine Kontakterosion im Untergrund zurückzuführen ist, daß die vom Sickerwasser mitgeführten Bodenteilchen auf der Unterwasserseite des Wehres aus Quellen ausgespült werden können. Wie die Erfahrungen in der Baupraxis beweisen [59, 64], läßt sich jedoch gerade eine derartige Ausspülung von Bodenteilchen durch ein ausreichend bemessenes Flächenfilter wirkungsvoll unterbinden.

Die Untersuchung, ob der Einwand TSCHUGAJEWS gegen das potentialtheoretische

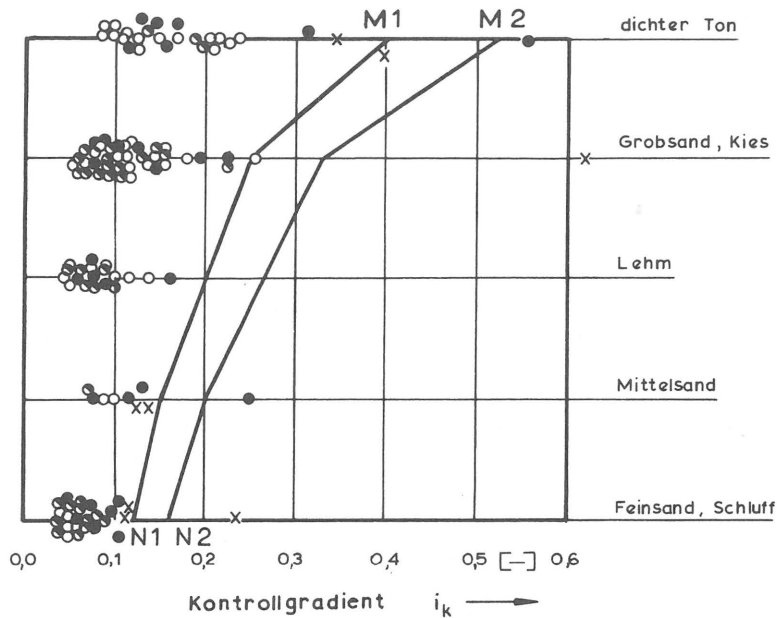
Verfahren als gerechtfertigt anzusehen ist, reduziert sich somit auf die Beantwortung der Frage, ob ein Flächenfilter mit Hilfe des potentialtheoretischen Verfahrens ausreichend bemessen werden kann.

Nach den in Modellversuchen und in der Baupraxis gesammelten Erfahrungen ist mit den heutigen Kenntnissen (vgl. Abschnitt 4.3.2) die Bemessung eines Flächenfilters hinsichtlich seines Kornaufbaus und seiner Dicke zuverlässig möglich; lediglich die Ermittlung der Länge eines Flächenfilters kann unter Umständen mit einigen Schwierigkeiten und mit einem gewissen Aufwand verbunden sein. Im folgenden Abschnitt wird hierauf noch näher eingegangen. Wie dort gezeigt wird, gelingt es bei kritischer Anwendung des potentialtheoretischen Verfahrens jedoch in jedem Falle, auch die flächenhafte Ausdehnung eines Filters so festzulegen, daß Erosionserscheinungen mit Sicherheit vermieden werden können.

Zusammenfassend kann somit festgestellt werden, daß die von TSCHUGAJEW gezogene Schlußfolgerung, das potentialtheoretische Verfahren könne nur in Verbindung mit seinem statistischen Verfahren zum Entwurf einer erosions-sicheren Stauanlage führen, keineswegs als zwingend anzusehen ist.

Auf Grund dieser Feststellung erhebt sich die im folgenden zu diskutierende Frage, ob durch die zusätzliche Anwendung des statistischen Verfahrens TSCHUGAJEWS bei der Beurteilung der Erosionssicherheit einer Stauanlage mit Hilfe des potentialtheoretischen Verfahrens Vorteile zu erwarten sind. Zur Beantwortung dieser Frage sollen zunächst die statistischen Unterlagen TSCHUGAJEWS näher überprüft werden.

Bei der kritischen Betrachtung des LANESchen Verfahrens wurde nachgewiesen, daß die mit der Schichtung des Bodens verbundenen Durchlässigkeitsunterschiede von besonderem Einfluß auf die Erosionssicherheit einer Stauanlage sein können. Dennoch trifft TSCHUGAJEW in seinen Veröffentlichungen keine Aussage darüber, ob in seiner Statistik nur Stauanlagen auf homogenem Boden oder auch Stauanlagen auf geschichtetem Untergrund enthalten sind. Da von den 174 von TSCHUGAJEW statistisch ausgewerteten Bauwerken weit mehr als 100 aus der Statistik LANES entnommen wurden, ist anzunehmen, daß in Bild 36 im wesentlichen nur Bauwerke auf weitgehend homogenem Untergrund erfaßt sind und die statistischen Unterlagen nur Aussagen über Stauanlagen auf homogenem Untergrund zulassen.



- Stauanlagen ohne Filter
- Stauanlagen mit künstlichem Filter
- Stauanlagen mit natürlichem Filter
- × Zerstörte Stauanlagen

Bild 36: Rückgerechnete Kontrollgradienten von Stauanlagen; nach Tschugajew [68]

Die graphische Darstellung der von TSCHUGAJEW rückgerechneten Kontrollgradienten läßt einen grundsätzlichen Mangel erkennen (vgl. Bild 36). Von wenigen Ausnahmen abgesehen, liegen alle rückgerechneten Kontrollgradienten in einem sehr eng begrenzten Bereich. Des weiteren sind in der Darstellung nur sehr wenige Bauwerke enthalten, die durch eine rückschreitende Erosion zerstört wurden. Die statistischen Unterlagen lassen somit in keiner Weise erkennen, inwieweit der von TSCHUGAJEW gewählte Kontrollgradient zur Beurteilung der Erosionssicherheit einer Stauanlage geeignet ist, obwohl gerade dies bei einem weitgehend willkürlich definierten Sicherheitskriterium von vordringlichem Interesse ist. Die bei der kritischen Beurteilung des LANEschen Verfahrens erhaltenen Ergebnisse bestätigen dies. Die statistischen Unterlagen lassen beispielsweise keine Aussage darüber zu, ob

das in der Statistik enthaltene Bauwerk auf Mittelsand mit einem Kontrollgradienten von $i_k = 0,25$ (Bild 36), das heißt mit einem Kontrollgradienten von annähernd dem zweifachen Kontrollgradienten $i_{k,max}$ (Linie N_1M_1), als Sonderfall zu werten ist, oder ob dieses Bauwerk als Hinweis dafür betrachtet werden kann, daß das Verfahren TSCHUGAJEWS ebenso wie das LANESche Verfahren zu äußerst unwirtschaftlichen Bauwerkabmessungen führen kann.

Des weiteren lassen die von TSCHUGAJEW empfohlenen zulässigen Kontrollgradienten $i_{k,zul}$ (Linien N_1M_1 und N_2M_2) keine Aussage über die zu erwartende Erosionssicherheit einer Stauanlage mit einem Kontrollgradienten von $i_k = i_{k,zul}$ zu. Die von TSCHUGAJEW empfohlenen zulässigen Kontrollgradienten sind selbst für bedeutende Bauwerke (Linie N_1M_1) größer als die Mehrzahl der in der Statistik erfaßten Kontrollgradienten, bei denen Erosionsschäden an Stauanlagen aufgetreten sind. Die statistischen Unterlagen lassen somit lediglich darauf schließen, daß eine Stauanlage auf homogenem Untergrund mit großer Wahrscheinlichkeit erosionssicher sein wird, wenn ihr Kontrollgradient den der jeweiligen Bodenart zugeordneten Mittelwert der Kontrollgradienten in Bild 36 nicht übersteigt, das heißt je nach Bodenart zwischen 0,06 (Feinsand, Schluff) und 0,15 (dichter Ton) liegt. Da die Mehrzahl der in Bild 36 erfaßten Bauwerke aus der Statistik LANES entnommen und wie im vorangehenden Abschnitt nachgewiesen - sehr viele dieser Bauwerke überdimensioniert sind, liegt die Vermutung nahe, daß die oben genannten Grenzwerte des Kontrollgradienten sehr niedrig liegen und ihre Verwendung nicht nur zu erosionssicheren sondern sogar zu unwirtschaftlichen Bauwerkabmessungen führen wird.

Als Ergebnis der kritischen Wertung der statistischen Unterlagen läßt sich nunmehr zusammenfassend feststellen, daß mit dem Verfahren TSCHUGAJEWS bemessene Stauanlagen mit großer Wahrscheinlichkeit erosionssicher, wenn nicht sogar überdimensioniert sein werden, sofern sie auf homogenem Untergrund gegründet werden und ihr Kontrollgradient nicht über dem Mittelwert der von TSCHUGAJEW rückgerechneten Kontrollgradienten liegt. Über die Erosionssicherheit von Stauanlagen mit den von TSCHUGAJEW empfohlenen zulässigen Kontrollgradienten $i_{k,zul}$ kann auf Grund der statistischen Unterlagen keine Aussage getroffen werden. Weitere Schlußfolgerungen, insbesondere über die Wirtschaftlichkeit des Verfahrens und seine Anwendbarkeit bei geschichtetem Untergrund lassen sich aus den statistischen Untersuchungen

TSCHUGAJEWS nicht ableiten.

In der Folge soll deshalb überprüft werden, inwieweit sich aus der Definition des Kontrollgradienten Anhaltspunkte für die Beurteilung des Verfahrens von TSCHUGAJEW ergeben.

Das von TSCHUGAJEW eingeführte Sicherheitskriterium lautet nach Gleichung (15):

$$i_k \leq i_{k,zul} .$$

Zur Beurteilung der Sicherheit wird also ebenso wie im Verfahren von LANE ein statistisch ermitteltes zulässiges hydraulisches Gefälle einem im Untergrund einer Stauanlage zu erwartenden hydraulischen Gefälle gegenübergestellt.

Während die beiden hydraulischen Gradienten im Verfahren von LANE entsprechend dem damaligen Wissensstand recht willkürlich definiert sind, versucht TSCHUGAJEW mit seinem Kontrollgradienten einen für die Strömungsverhältnisse unter einer Stauanlage charakteristischen Parameter einzuführen. Der auf der Grundlage der Potentialtheorie definierte Kontrollgradient soll als Maß für die Größe des hydraulischen Gefälles im Untergrund einer Stauanlage dienen und damit einen Anhaltspunkt für die Abschätzung der Erosionssicherheit einer Stauanlage bieten.

Die kritische Betrachtung des LANEschen Verfahrens ließ erkennen, daß eine möglichst wirklichkeitstgetreue Erfassung der Strömungsverhältnisse eine wichtige Voraussetzung für die zuverlässige Beurteilung der Erosionssicherheit einer Stauanlage darstellt. Das Verfahren TSCHUGAJEWS wird also ebenso wie das Verfahren von LANE nur solange zutreffende Ergebnisse liefern können, wie der Kontrollgradient die Strömungsverhältnisse im Untergrund einer Stauanlage tatsächlich annähernd charakterisiert. Trifft diese Voraussetzung nicht mehr zu, so kann die Verwendung des Kontrollgradienten zu beachtlichen Nachteilen führen; im LANEschen Verfahren machen sich diese in der Gefahr einer unwirtschaftlichen Bemessung einer Stauanlage sowie in der begrenzten Anwendbarkeit des Verfahrens bemerkbar. Obwohl der von TSCHUGAJEW gewählte Kontrollgradient vom physikalischen Standpunkt aus zweifellos plausibler definiert ist als der LANEsche reduzierte Sickerwegquotient, ist dennoch zu erwarten, daß auch er nur in Sonderfällen eine charakteris-

tische Größe für die Strömungsverhältnisse im Untergrund einer Stauanlage darstellt.

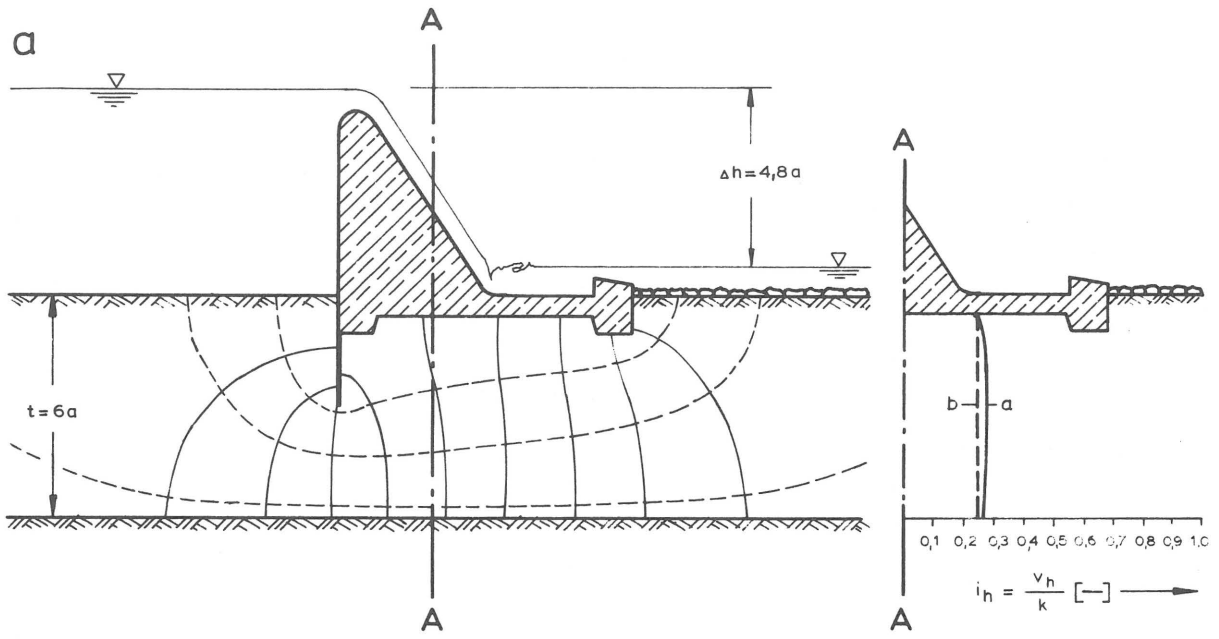
In Abschnitt 4.2 wurde bereits darauf hingewiesen, daß der Kontrollgradient von Wehren mit überwiegend horizontalen Dichtungselementen etwa der auf die Durchlässigkeit k bezogenen mittleren Filtergeschwindigkeit des Grundwassers entspricht. Das in Bild 37a dargestellte Ergebnis einer Vergleichsrechnung für ein Wehr auf homogenem Untergrund (Bauwerk 4, Bild 27) bestätigt dies. Das Bild läßt die gute Übereinstimmung zwischen dem Kontrollgradienten i_k und den mit Hilfe der Potentialtheorie für den Schnitt A - A ermittelten horizontalen Komponenten i_h des hydraulischen Gefälles erkennen. Billigt man dem Kontrollgradienten auf Grund dieser Übereinstimmung die Funktion eines Richtwertes für die im Untergrund auftretenden Druckverhältnisse zu, so läuft die Bemessung eines Wehres mit Hilfe des Verfahrens von TSCHUGAJEW darauf hinaus, die Strömungsverhältnisse im Untergrund des Wehres den Strömungsverhältnissen unter bereits in Betrieb befindlichen und als erosionssicher erkannten Wehren weitgehend anzugleichen.

Wie Bild 37b erkennen läßt, ist im Strömungsfeld um Spundwände und "spundwandähnliche" Bauwerke (vgl. Abschnitt 4.2) eine plausible physikalische Deutung des Kontrollgradienten bereits nicht mehr möglich. TSCHUGAJEW hat dies erkannt, und empfiehlt, die Erosionssicherheit derartiger Bauwerke nicht mit Hilfe des Kontrollgradienten zu beurteilen, sondern, wie im potentialtheoretischen Verfahren üblich, die zu erwartenden Austrittsgradienten mit den in Bild 10b angegebenen zulässigen Austrittsgradienten zu vergleichen.

Versucht man bei geschichtetem Untergrund dem Kontrollgradienten eine physikalische Bedeutung zuzumessen, so ergeben sich ähnliche Schwierigkeiten wie bei Spundwänden und "spundwandähnlichen" Bauwerken. Bild 38 zeigt die im elektrischen Widerstandsnetzwerk (vgl. Kapitel 6) ermittelte Potentialverteilung unter einem Wehr auf geschichtetem Untergrund (Bauwerk 4b, Bild 27). Für die Berechnung des Kontrollgradienten dieses Wehres gibt TSCHUGAJEW die Beziehung (18)

$$i_k = \frac{Q}{k \cdot t}$$

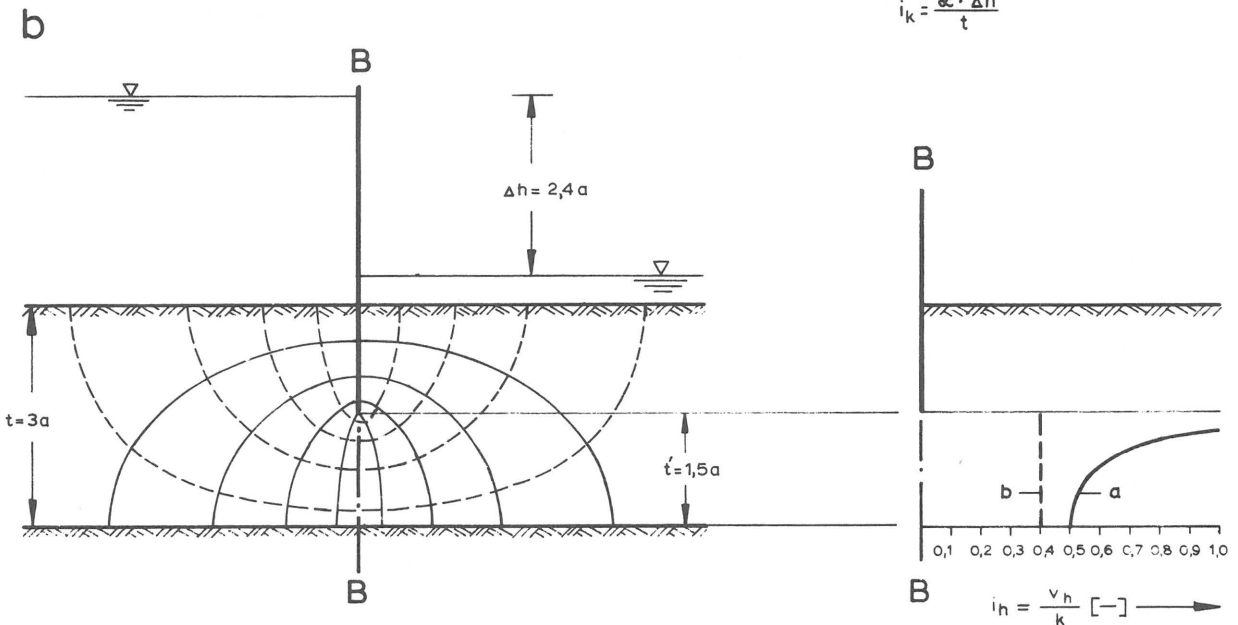
an. TSCHUGAJEW empfiehlt, die Wassermenge Q mit Hilfe eines elektrischen



a – nach der Potentialtheorie

b – Kontrollgradient nach Tschugajew

$$i_k = \frac{\alpha \cdot \Delta h}{t}$$



a – nach der Potentialtheorie

b – $i_k = \frac{\alpha \cdot \Delta h}{t}$

Bild 37: Vergleich zwischen dem Kontrollgradienten und der Filtergeschwindigkeit des Grundwassers

a – im Untergrund eines Wehres

b im Bereich einer umströmten Spundwand

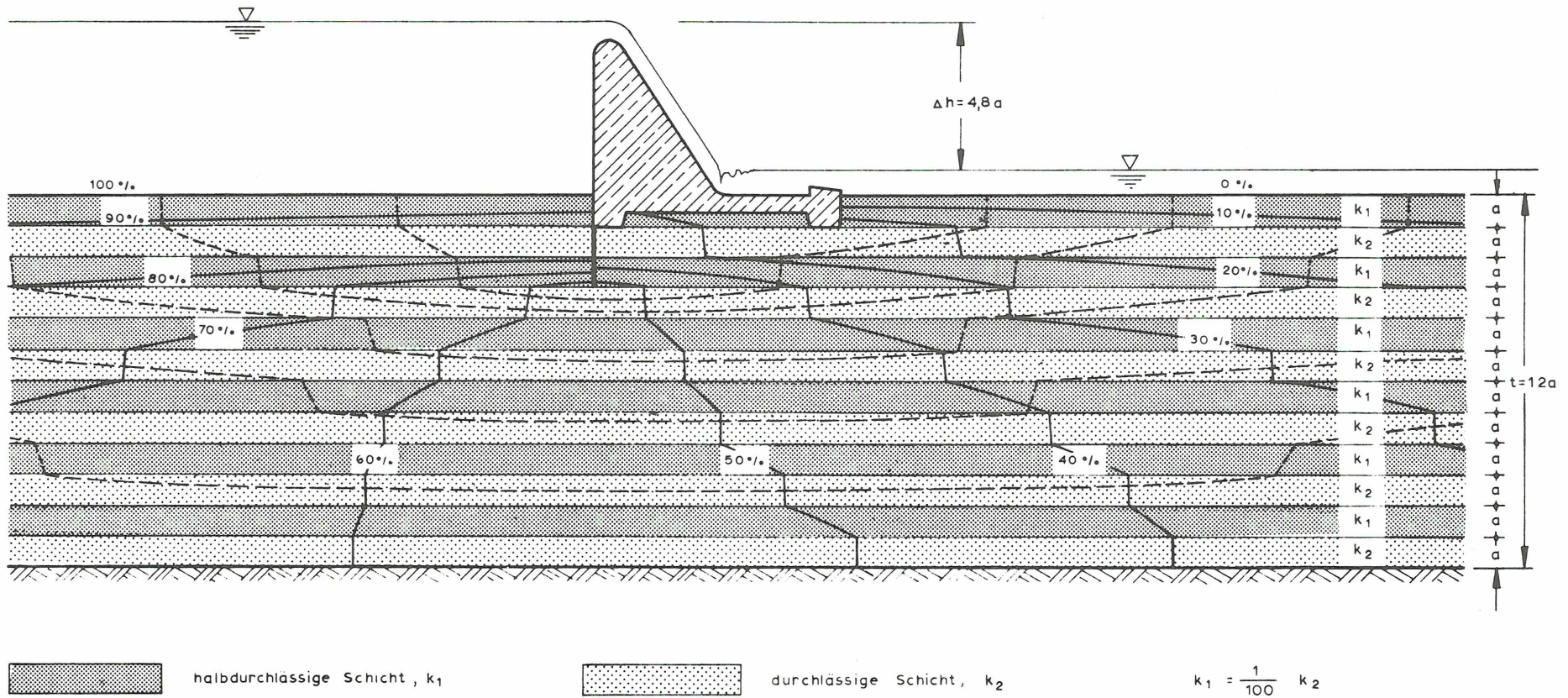


Bild 38: Potentialverteilung unter einem Wehr auf geschichtetem Untergrund

Analogons zu ermitteln. Dagegen läßt er die Frage unbeantwortet, ob in der Beziehung (18) für die Durchlässigkeit k diejenige der durchlässigen oder der halbdurchlässigen Schichten einzusetzen ist. Versucht man diese Schwierigkeit zu umgehen, indem man an Stelle des Kontrollgradienten i_k das Produkt $i_k \cdot k$, also die mittlere horizontale Filtergeschwindigkeit

$$v_m = i_k \cdot k = \frac{Q}{t}$$

betrachtet, so wird aus Bild 38 deutlich, daß auch diese keinesfalls eine charakteristische Größe für die tatsächlich auftretenden Strömungsverhältnisse im Untergrund des Wehres darstellen kann. Die horizontale Filtergeschwindigkeit ist hier nicht wie bei homogenen Untergrundverhältnissen über die Tiefe annähernd konstant (vgl. Bild 37a). Nach der Potentialverteilung findet die horizontale Wasserbewegung im wesentlichen nur in den von der Spundwand nicht mehr abgeriegelten durchlässigen Horizonten statt. Dabei ist in den oben liegenden Horizonten eine starke Wasserkonzentration und damit eine größere Filtergeschwindigkeit als in den tiefliegenden Horizonten zu beobachten.

Der Kontrollgradient wird also nur in Sonderfällen Rückschlüsse auf die Strömungsverhältnisse im Untergrund einer Stauanlage zulassen. Er bietet keinen Anhaltspunkt für die Beurteilung der Strömungsverhältnisse unter Stauanlagen mit überwiegend vertikalen Dichtungselementen und unter Stauanlagen auf geschichtetem Untergrund. Das Verfahren TSCHUGAJEWS sollte folglich nur zur Bemessung von Stauanlagen auf homogenem Untergrund mit überwiegend horizontalen Dichtungselementen herangezogen werden. Diese Feststellung deckt sich weitgehend mit derjenigen, die sich aus der kritischen Überprüfung der statistischen Unterlagen TSCHUGAJEWS ergab.

Zu Beginn dieses Abschnittes wurde festgestellt, daß die Anwendung des Verfahrens von TSCHUGAJEW keineswegs zwingend erforderlich ist, um eine Stauanlage erosionssicher zu entwerfen. Die im Anschluß daran gestellte Frage, ob durch die zusätzliche Anwendung des statistischen Verfahrens TSCHUGAJEWS Vorteile bei der Beurteilung der Erosionssicherheit mit Hilfe des potentialtheoretischen Verfahrens zu erwarten sind, läßt sich nunmehr folgendermaßen beantworten :

Die Untersuchungsergebnisse rechtfertigen die Empfehlung, das Verfahren

TSCHUGAJEWS nur zur Bemessung von Stauanlagen mit langgestreckten wasserundurchlässigen Gründungssohlen, also insbesondere zur Bemessung von Wehren heranzuziehen, sofern der Untergrund im Bereich der Stauanlage weitgehend homogen aufgebaut ist. Zur Beurteilung der Erosionssicherheit von Stauanlagen mit überwiegend vertikalen Dichtungselementen ist das Verfahren nicht geeignet. Des weiteren sollte von seiner Anwendung abgesehen werden, wenn eine Stauanlage auf geschichtetem Untergrund gegründet werden soll. Der Einfluß der mitunter sehr komplexen Strömungsverhältnisse unter derartigen Stauanlagen kann mit Hilfe des Kontrollgradienten keinesfalls ausreichend berücksichtigt werden. Das Verfahren von TSCHUGAJEW trägt somit gerade dort, wo die Anwendung des potentialtheoretischen Verfahrens unter Umständen mit besonderem Aufwand verbunden ist, nämlich bei unregelmäßig aufgebautem und unterschiedlich durchlässigem Untergrund, in keiner Weise zur Vereinfachung und Erleichterung der Beurteilung der Erosionssicherheit einer Stauanlage bei.

5.3 Das potentialtheoretische Verfahren - Kritik und Vergleich mit den statistischen Verfahren

Die Anwendung des potentialtheoretischen Verfahrens setzt stets sorgfältige Untergrunduntersuchungen an der Sperrenstelle voraus. Das Ziel dieser Untersuchungen liegt in der Ausarbeitung einer Arbeitshypothese, die den Aufbau und die Durchlässigkeit des Untergrundes möglichst zutreffend wiedergibt.

An Hand dieser Arbeitshypothese wird der Versuch unternommen, die im Dammentergrund zu erwartenden Strömungsverhältnisse zu ermitteln. Der hierbei auftretenden Forderung, die Strömungsverhältnisse auch bei unregelmäßig aufgebautem Untergrund zutreffend ermitteln zu können, kommen die neueren rechnerischen oder versuchstechnischen Methoden zur Lösung von Grundwasserströmungsproblemen entgegen. Wie im folgenden Kapitel noch gezeigt wird, lassen sich beispielsweise mit einem elektrischen Widerstandsnetzwerk Strömungsprobleme selbst bei sehr unregelmäßig aufgebautem Untergrund mit geringem Zeitaufwand und mit großer Genauigkeit lösen. Sofern die Arbeitshypothese über den Aufbau des Untergrundes an der Sperrenstelle bekannt ist, steht folglich, von der

Ermittlung der Strömungsverhältnisse her gesehen, der Anwendung des potentialtheoretischen Verfahrens kein grundsätzliches Hindernis entgegen.

Geht man von der Annahme aus, daß die Arbeitshypothese die Durchlässigkeitsverhältnisse im Untergrund richtig wiedergibt, so muß also die kritische Erörterung des potentialtheoretischen Verfahrens bei der Wertung der in Abschnitt 4.3.2 geschilderten Erosionskriterien einsetzen.

Wie bereits gezeigt, läßt sich die Frage, ob mit dem Einsetzen einer rückschreitenden Erosion infolge eines beginnenden hydraulischen Grundbruches (1. Hypothese) zu rechnen ist, mit dem von DAVIDENKOFF angegebenen Kriterium für die Belange der Praxis ausreichend genau beantworten. Falls sich dabei die Grundbruchsicherheit eines Dammes als zu klein erweist, stehen zwei Gruppen von konstruktiven Sicherungsvorkehrungen zur Erhöhung der Sicherheit zur Verfügung. Durch die eine Gruppe wird der Strömungsdruck auf das Korngefüge des Bodens soweit reduziert oder umgelenkt, bis eine ausreichende Grundbruchsicherheit gewährleistet ist. Die zur zweiten Gruppe zählenden Sicherungsvorkehrungen rufen dagegen keine Veränderung in den Strömungsverhältnissen hervor. Sie tragen lediglich dafür Sorge, daß keine Bodenteilchen ausgespült werden und keine Auflockerung des Bodens stattfinden kann.

Zu der zuerst genannten Gruppe gehören sämtliche Dichtungsmaßnahmen, wie beispielsweise ein horizontaler Dichtungsteppich oder eine vertikale Dichtungsschürze in Form eines Injektionsschleiers oder einer Schlitzwand, sowie der nur in Sonderfällen anzuwendende Gegenstau auf der Luftseite eines Dammes zur Verminderung der Niveaudifferenz Δh . Während diese Sicherungsvorkehrungen mit der Verminderung des Strömungsdruckes gleichzeitig auch eine Reduktion der Sickerwasserverluste zur Folge haben, führen die ebenfalls der ersten Gruppe zuzurechnenden Drainagemaßnahmen stets zu größeren Sickerwasserverlusten im Untergrund. Zur zweiten Gruppe von Sicherungsvorkehrungen rechnen insbesondere Flächenfilter, denen erforderlichenfalls eine dem Strömungsdruck entgegenwirkende Bodenauflast in Form einer Druckbank aufgebracht werden kann.

Da die aufgezeigten Sicherungsvorkehrungen sowohl einzeln als auch in beliebiger Kombination angewandt werden können, steht eine Vielzahl konstruktiver Sicherungsvorkehrungen zur Erhöhung der Erosionssicherheit eines

Dammes zur Verfügung. Die Frage, welche Sicherungsvorkehrungen zur Erhöhung der Sicherheit gegen rückschreitende Erosion infolge eines beginnenden hydraulischen Grundbruches am zweckmäßigsten getroffen werden sollten, läßt sich folglich nicht allgemein beantworten. Sie wird in jedem Einzelfalle erneut, zumeist durch Überprüfung mehrerer Lösungen, zu entscheiden sein.

Für die Beurteilung, ob auf der Luftseite eines Dammes Suffosionserscheinungen zu befürchten sind, stehen die in Abschnitt 4.3.2 angegebenen Kriterien zur Verfügung. Sämtliche Kriterien sind noch weit davon entfernt, die mechanischen Vorgänge bei der Ausspülung der Feinanteile eines Bodens im Detail zu erfassen; den Laborversuchen ISTOMINAS nach zu urteilen, kann jedoch die Gefahr einer Suffosion mit Hilfe des von ihr angegebenen Kriteriums zuverlässig beurteilt werden. Nach diesem Kriterium ist der luftseitige Dammuntergrund in dem Bereich suffosionsgefährdet, in dem der hydraulische Austrittsgradient den in Abhängigkeit vom Ungleichförmigkeitsgrad des Bodens angegebenen Grenzwert in Tabelle 3 übersteigt.

Bei unzureichender Sicherheit können zur Verhütung von Suffosionserscheinungen die bereits oben erläuterten Sicherungsvorkehrungen herangezogen werden. Bei Anwendung eines Flächenfilters kann dessen Länge mit Hilfe des Kriteriums von ISTOMINA ermittelt werden. Auf den Einwand, die auf diese Weise ermittelte Filterlänge könne sich in der Praxis unter Umständen als zu kurz erweisen, soll später eingegangen werden.

Von den Verfechtern der statistischen Verfahren wird der Einwand erhoben, das potentialtheoretische Verfahren versage, wenn die Beurteilung der Erosionssicherheit eines Dammes im Hinblick auf die dritte Hypothese über das Entstehen von rückschreitenden Erosionserscheinungen beurteilt werden soll.

Die dritte Hypothese (vgl. Abschnitt 4.3.2) beruht auf der Annahme, daß infolge örtlich begrenzter Bodenzonen mit erhöhter Durchlässigkeit bevorzugt angeströmte Wasserwege im Untergrund vorhanden sind und diese Ausgangspunkte für rückschreitende Erosionserscheinungen bilden können. Die Verfechter der statistischen Verfahren weisen darauf hin, daß diese Wasserwege in den Baugrundaufschlüssen nicht erkannt und folglich bei der Ermittlung der Strömungsverhältnisse auch nicht berücksichtigt werden können. Die Verfechter der statistischen Verfahren erheben also den berechtigten Einwand, daß

entgegen der eingangs getroffenen Voraussetzung jede Arbeitshypothese, selbst wenn sie mit größter Sorgfalt und erheblichem Aufwand erstellt wurde, nur ein idealisiertes Bild über den Aufbau des Untergrundes geben kann.

Diesem Einwand steht entgegen, daß örtlich begrenzte Bodenzonen mit erhöhter Durchlässigkeit zwar zu bevorzugt angeströmten Wasserwegen im Dammuntergrund führen können, im Regelfall jedoch keine völlige Fehleinschätzung der Strömungsverhältnisse zur Folge haben werden. Ein Vergleich der in den Bildern 18a und b dargestellten Strömungsnetze bestätigt dies. Dem Strömungsnetz in Bild 18b zufolge bewirkt das Vorhandensein eines Erosionskanals in der halbdurchlässigen Deckschicht eine beträchtliche Abnahme der Austrittsgradienten auf der dem Damm abgewandten Seite des Kanals. Da derartige Suffosions- bzw. Erosionskanäle im Boden mit großer Wahrscheinlichkeit nicht wie in Bild 18b nur örtlich begrenzt, sondern im gesamten Dammuntergrund zu erwarten sind, ist anzunehmen, daß die Austrittsgradienten auf der Luftseite eines Dammes mit der Entfernung von der Dammachse beträchtlich schneller abklingen als die für einen idealisierten Untergrundaufbau ermittelten Austrittsgradienten (Bild 18a). Folglich ist zu erwarten, daß ein nach dem Kriterium ISTOMINAS für einen idealisierten Untergrundaufbau bemessenes Flächenfilter ausreichenden Schutz gegen Suffosionserscheinungen bieten und gleichzeitig auch dazu beitragen wird, Erosionserscheinungen infolge bevorzugt angeströmter Wasserwege weitgehend zu verhindern.

Die gegen das potentialtheoretische Verfahren geäußerten Bedenken erscheinen also von untergeordneter Bedeutung, solange nur örtlich begrenzte Strukturunregelmäßigkeiten im Untergrund zu erwarten sind. Die Bedenken erscheinen dagegen als gerechtfertigt, wenn die Arbeitshypothese durch unerkannte Unregelmäßigkeiten im Aufbau des Untergrundes entscheidend verändert werden kann; wenn also beispielsweise in der in Bild 1 skizzierten Arbeitshypothese der halbdurchlässige Schluffhorizont nur auf einer Seite des Injektionsschleiers einen Druckabbau im Grundwasser bewirken würde, weil er auf der gegenüberliegenden Seite über einen größeren zusammenhängenden Bereich entgegen der getroffenen Annahme nicht im Untergrund vorhanden wäre.

Wenn derartig entscheidende Veränderungen in der Arbeitshypothese auf Grund der durchgeführten Untergrundaufschlüsse nicht mit Sicherheit auszu-

schließen sind, können nur besondere Vorsichtsmaßnahmen die Gewähr für eine erosionssichere Dammkonstruktion bieten. In Modellversuchen kann überprüft werden, wie sich eventuell zu befürchtende Veränderungen in der Arbeitshypothese auf die Strömungsverhältnisse im Untergrund auswirken können und ob, bzw. in welchem Umfang, zusätzliche Felduntersuchungen wünschenswert erscheinen. Darüber hinaus sollten während des Aufstaus im Dammuntergrund sorgfältige Messungen zur Kontrolle der Druckverhältnisse im Grundwasser ausgeführt werden. Bei äußerst inhomogenen und unüberschaubaren Untergrundverhältnissen kann es auch erforderlich werden, bereits vor Abschluß der Schütтарbeiten einen Teilstau durchzuführen oder zumindest eine schrittweise Füllung des Speichers vorzusehen, um an Hand eines Vergleiches der dabei gewonnenen Meßergebnisse mit den im voraus ermittelten Strömungsverhältnissen die Arbeitshypothese über den Untergrundaufbau überprüfen, erforderlichenfalls ergänzen und zusätzlich notwendig werdende konstruktive Sicherungsmaßnahmen einleiten zu können.

Die Gefahr einer rückschreitenden Erosion infolge einer Kontakterosion (vierte Hypothese) kann mit Hilfe der in Abschnitt 4.3.2 zusammenfassend dargestellten Filterkriterien zuverlässig beurteilt werden, solange eine repräsentative Ermittlung der Kornverteilungskurven der die Schichtgrenze bildenden Böden möglich ist. Dies wird stets der Fall sein, wenn die Grenzfläche zwischen dem Untergrund und einem Flächenfilter betrachtet wird. Erhebliche Schwierigkeiten können sich dagegen erheben, wenn es sich um die unzugängliche Grenzfläche zweier Böden im Dammuntergrund handelt; in diesem Falle kann die Kornverteilung der beiden Böden zunächst nur an Hand von Bodenproben beurteilt werden, die aus Aufschlußbohrungen entnommen wurden. Wenn die entnommenen Bodenproben die Filterkriterien nicht erfüllen, kann die Größe des an der Schichtgrenze zulässigen hydraulischen Gefälles durch Laborversuche ermittelt werden und das in der Natur im Bereich der Schichtgrenze zu erwartende hydraulische Gefälle durch geeignete konstruktive Sicherungsvorkehrungen soweit reduziert werden, daß es den im Labor ermittelten zulässigen Grenzwert nicht überschreitet.

Wenn die Bohrerergebnisse den Verdacht aufkommen lassen, daß die zutage geförderteten Bodenproben kein repräsentatives Bild über die Kornzusammensetzung der beiden untersuchten Bodenhorizonte geben oder einer der Horizonte aus grobem Blockwerk mit größeren Hohlräumeinschlüssen oder gar aus

verkarstetem Fels besteht, ist äußerste Vorsicht geboten. Die Felduntersuchungen müssen dann durch weitere Aufschlußbohrungen und erforderlichenfalls durch Schürfe, Schächte oder Stollen ergänzt werden, und der Dammentwurf bedarf besonders eingehender konstruktiver Überlegungen, um das durch den Aufstau verursachte hydraulische Gefälle im Bereich der gefährlichen Schichtgrenze möglichst klein zu halten.

Die aufgezeigten Überlegungen verdeutlichen, daß bei der Anwendung des potentialtheoretischen Verfahrens vielfältigen Einflüssen Rechnung getragen werden muß. Es handelt sich deshalb um ein Verfahren, das im Gegensatz zu den statistischen Verfahren nicht in jedem Falle festgefügte und schematisch anwendbare Regeln bietet, nach denen die Erosionssicherheit eines Dammes ohne Schwierigkeiten und Unsicherheiten beurteilt werden kann. Auf der anderen Seite bietet das potentialtheoretische Verfahren jedoch die Möglichkeit, durch die weitgehende Berücksichtigung der Strömungsverhältnisse im Untergrund eines Dammes entscheidende Nachteile zu vermeiden, die mit der Anwendung der statistischen Verfahren zwangsläufig verbunden sind :

Das im Jahre 1932 veröffentlichte Verfahren von LANE brachte rückblickend zwar einen beachtlichen Fortschritt für die Beurteilung der Erosionssicherheit einer Stauanlage; seine kritische Überprüfung aus heutiger Sicht ließ jedoch erkennen, daß das Verfahren bei geschichtetem Untergrund zu einer gefährlichen Fehleinschätzung der Erosionssicherheit einer Stauanlage führen kann. Des weiteren konnte nachgewiesen werden, daß die Anwendung des Verfahrens stets mit der Gefahr einer äußerst unwirtschaftlichen Bemessung einer Stauanlage verbunden ist; letzteres insbesondere dann, wenn große Niveaudifferenzen zwischen Ober- und Unterwasser vorhanden sind oder die Stauanlage mit einem Flächenfilter oder einer Drainageeinrichtung gegen Erosionserscheinungen im Untergrund gesichert werden soll. Das Verfahren sollte infolgedessen äußerstenfalls zur Beurteilung der Erosionssicherheit von kleinen Wehren oder Dämmen untergeordneter Bedeutung herangezogen werden, sofern diese auf weitgehend homogenem Boden gegründet werden und die Gefahr ihrer Überdimensionierung vom wirtschaftlichen Standpunkt aus in Kauf genommen werden kann.

Auch der Einwand, durch die statistische Vorgehensweise ließen sich die negativen Auswirkungen von Strukturunregelmäßigkeiten im Untergrund auf die

Erosionssicherheit einer Stauanlage sehr einfach und zuverlässig erfassen, während ihre Berücksichtigung mit dem potentialtheoretischen Verfahren aufwendige Felduntersuchungen und Kontrollmaßnahmen erforderlich mache, erscheint nicht mehr stichhaltig, wenn man sich die aufgezeigte Gefahr der Unwirtschaftlichkeit sowie die engen Anwendbarkeitsgrenzen des LANEschen Verfahrens vor Augen hält.

Das Verfahren von TSCHUGAJEW erwies sich ebenfalls als nur begrenzt anwendbar. Nach den Untersuchungsergebnissen sollte es nur zur Bemessung von Stauanlagen mit überwiegend horizontalen Dichtungselementen, also insbesondere zur Bemessung von langgestreckten Wehren herangezogen werden, sofern der Untergrund im Bereich der Sperrenstelle weitgehend homogen aufgebaut ist. Unter der Voraussetzung, daß als zulässige Kontrollgradienten die den verschiedenen Bodenarten zugeordneten Mittelwerte der von TSCHUGAJEW rückgerechneten Kontrollgradienten (vgl. Bild 36) verwendet werden, wird das Verfahren mit großer Wahrscheinlichkeit zu einem erosionssicheren Entwurf führen. Hierbei ist allerdings die Gefahr einer Überdimensionierung des zu entwerfenden Wehres in Kauf zu nehmen.

Bei der Bemessung von Erdstaudämmen bietet das Verfahren TSCHUGAJEWS keine erkennbaren Vorteile. Bei weitgehend homogenem Untergrund ist es mit Hilfe des potentialtheoretischen Verfahrens ohne besonderen Aufwand möglich, einen Damm erosionssicher und zugleich wirtschaftlich zu bemessen. Bei geschichtetem Untergrund, also in Fällen, in denen der mit der Anwendung des potentialtheoretischen Verfahrens verknüpfte Aufwand beträchtlich sein kann, führt das von TSCHUGAJEW vorgeschlagene Verfahren zu keinen zufriedenstellenden Ergebnissen.

Das potentialtheoretische Verfahren ist im Gegensatz zu den statistischen Verfahren in seiner Anwendbarkeit nicht begrenzt. Wenn seine Anwendung kritisch und mit der nötigen Umsicht erfolgt, bietet es des weiteren die Möglichkeit, einen Damm erosionssicher und zugleich wirtschaftlich zu gestalten. Wie bereits erläutert, stehen im Dammbau eine Vielzahl konstruktiver Sicherungsvorkehrungen zur Erhöhung der Erosionssicherheit eines Dammes zur Verfügung. Mit der heute zu verzeichnenden Tendenz, in zunehmendem Maße auf eine vollständige Abdichtung des Dammuntergrundes zu verzichten und eine Unterströmung von Dämmen bewußt in Kauf zu nehmen, kommt diesen

Sicherungsvorkehrungen eine immer entscheidendere Bedeutung beim Entwurf eines Dammes zu. Der Forderung, einen Damm sowohl aus technischer als auch aus wirtschaftlicher Sicht zufriedenstellend zu entwerfen, kann folglich nur Rechnung getragen werden, wenn es gelingt, den Einfluß sämtlicher konstruktiver Sicherungsvorkehrungen auf die Erosionssicherheit eines Dammes zuverlässig abzuschätzen. Die Voraussetzung hierfür bietet ausschließlich das potentialtheoretische Verfahren.

Die statistischen Verfahren sollten somit äußerstenfalls zur Bemessung von Wehren und von Dämmen mit untergeordneter Bedeutung herangezogen werden, und dies auch nur dann, wenn annähernd homogene Untergrundverhältnisse vorliegen. In allen anderen Fällen erscheint nach den durchgeführten Untersuchungen das potentialtheoretische Verfahren als das derzeit geeignetste Verfahren, um eine Stauanlage erosionssicher und gleichzeitig wirtschaftlich zu entwerfen.

6. Die Anwendung des potentialtheoretischen Verfahrens

6.1 Allgemeine Grundsätze

Die vorangegangenen Untersuchungen ließen erkennen, daß eine der wichtigsten Voraussetzungen für die erfolgreiche Anwendung des potentialtheoretischen Verfahrens in der zutreffenden Ermittlung der im Untergrund eines Dammes zu erwartenden Strömungsverhältnisse zu sehen ist. Beim Entwurf eines Dammes, dessen Erosionssicherheit mit dem potentialtheoretischen Verfahren beurteilt werden soll, ist deshalb von folgenden Überlegungen auszugehen:

Die Strömungsverhältnisse werden entscheidend vom Aufbau und der Durchlässigkeit des Untergrundes beeinflusst. Die Arbeitshypothese über den Untergrundaufbau sollte deshalb stets mit größtmöglicher Sorgfalt aufgestellt werden und ein möglichst zutreffendes Bild über den Aufbau und die Durchlässigkeit des Untergrundes im Sperrbereich geben.

Da die Strömungsverhältnisse auch vom Aufbau und der Gründung des zu entwerfenden Dammes wesentlich mitbestimmt werden, muß vor ihrer Ermittlung außer

der Arbeitshypothese auch ein Entwurf über den Aufbau und die Gründung des Dammes vorliegen. Dieser wird in der Regel weitgehend von rein konstruktiven Überlegungen sowie von den an der Sperrenstelle angetroffenen spezifischen Verhältnissen, wie zum Beispiel von den vorgefundenen Schütt- und Dichtungsmaterialien, geprägt. Bei einer Teilabdichtung des Untergrundes wird der Entwurf eines Dammes und seiner Gründung jedoch auch wesentlich von der Größe der wirtschaftlich vertretbaren Sickerwasserverluste und von dem im Untergrund zu erwartenden Strömungsdruck, das heißt von den zu ermittelnden Strömungsverhältnissen selbst, beeinflusst.

Man wird folglich zunächst von einem nach rein konstruktiven Gesichtspunkten entworfenen Damm ausgehen. Für diesen Damm werden die Strömungsverhältnisse im Dammuntergrund ermittelt, die zu erwartenden Sickerwasserverluste abzuschätzen versucht und durch Anwendung des potentialtheoretischen Verfahrens die Erosionssicherheit des gewählten Dammentwurfes überprüft. Erforderlichenfalls wird der Dammentwurf abgeändert oder durch zusätzliche konstruktive Sicherungsvorkehrungen ergänzt. Als Folge dieser Vorgehensweise müssen bis zum Vorliegen eines entgeltigen erosionssicheren Entwurfes zumeist mehrere Konzeptionen über den Aufbau und die Gründung eines Dammes untersucht und in der Regel eine Vielzahl von Strömungsproblemen gelöst werden.

Wie bei der kritischen Erörterung des potentialtheoretischen Verfahrens bereits zum Ausdruck kam, kann jede Arbeitshypothese - selbst wenn sie mit großer Sorgfalt erarbeitet wurde - zwangsläufig nur ein idealisiertes Bild über den Aufbau eines Dammuntergrundes geben. Es ist deshalb stets damit zu rechnen, daß die im voraus ermittelten Strömungsverhältnisse mehr oder weniger von den tatsächlich im Dammuntergrund auftretenden Strömungsverhältnissen abweichen werden. Um sich einen ungefähren Überblick über den möglichen Fehler zu verschaffen, empfiehlt es sich stets zu überprüfen, wie sich Abweichungen von dem in der Arbeitshypothese angenommenen Untergrundaufbau auf die Strömungsverhältnisse im Dammuntergrund auswirken können. So sollte bei schwebstoffreichem Wasser auch geprüft werden, wie sich die Ablagerung einer Schwebstoffschicht im Staubecken auf die Strömungsverhältnisse im Untergrund auswirken kann. Nicht zuletzt sollte überprüft werden, ob die Arbeitshypothese auch einen ausreichenden Überblick über die Untergrundverhältnisse im Vorfeld eines Dammes vermittelt. Dies kann insbeson-

dere bei geschichteten Böden von entscheidender Bedeutung sein, da dort der Aufbau des Untergrundes selbst in einer sehr großen Entfernung vom Damm noch einen wesentlichen Einfluß auf die Strömungsverhältnisse im Bereich des Dammes ausüben kann.

Die aufgezeigten Überlegungen verdeutlichen, daß der Entwurf eines erosions-sicheren Dammes bei Anwendung des potentialtheoretischen Verfahrens außer reinen Erkundungsarbeiten im Bereich der Sperrenstelle eine Reihe weiterer Untersuchungen erforderlich macht. Diese haben im wesentlichen zum Ziel, die Wasserverluste im Dammuntergrund auf ein wirtschaftlich tragbares Maß zu begrenzen, die zweckmäßigsten konstruktiven Sicherungsvorkehrungen zur Verhütung von Erosionserscheinungen zu ermitteln und zu prüfen, inwieweit infolge möglicher Abweichungen des Untergrundes von dem in der Arbeitshypothese angenommenen Untergrundaufbau zusätzliche konstruktive Sicherungsvorkehrungen angeordnet oder zumindest für den Fall vorgesehen werden sollten, daß die Ergebnisse eines Probestaus die Korrekturbedürftigkeit der Arbeitshypothese erkennen lassen. Sämtliche Untersuchungen haben eines gemeinsam: Sie erfordern stets die Lösung einer Vielzahl von Strömungsproblemen und setzen die Anwendung einer Lösungsmethode voraus, die auch bei unregelmäßig aufgebautem Untergrund und häufig wechselnden Randbedingungen die Strömungsverhältnisse unter einem Damm möglichst schnell und zutreffend zu ermitteln gestattet.

6.2 Die Lösungsmethoden von Grundwasserströmungsproblemen im Hinblick auf die Anwendung des potentialtheoretischen Verfahrens

6.2.1 Überblick über die Lösungsmethoden

Einen Überblick über die Lösungsmethoden von Grundwasserströmungsproblemen gibt Tabelle 6.

Die strenge mathematische Lösung eines Strömungsproblems scheidet zumeist an den auftretenden mathematischen Schwierigkeiten beim Einarbeiten der Randbedingungen oder der Übergangsbedingungen an Schichtgrenzen. Strenge Lösungen liegen infolgedessen nur für Probleme vor, die homogene Untergrundverhältnisse und einfache Randbedingungen aufweisen, sofern man von wenigen

rechnerische Verfahren	strenge mathematische Lösung	
	Lösung mit Hilfe eines Näherungsansatzes (angenäherte Differentialgleichung und exakte mathematische Lösung)	
	numerische Näherungslösung (exakte Differentialgleichung und angenäherte mathematische Lösung)	
zeichnerische Verfahren	Konstruktion eines Strom- und Potentialliniennetzes (in Sonderfällen auch eines Isotachennetzes)	
versuchstechnische Verfahren	Modellversuch mit Sand	
	elektrisches Analogon mit einem Leiter	aus graphitbeschichtetem Papier
		aus einer leitenden Flüssigkeit
		aus modellierbaren Materialien (z.B. Gips)
		aus einem Widerstandnetzwerk
Hele - Shaw - Modell (Spaltmodell)		

Tabelle 6: Überblick über die Lösungsmethoden von Grundwasserströmungsproblemen

hydraulisches System		elektrisches System	
Potential	h [m]	Spannung	U [V]
Durchlässigkeit	k [m/s]	spezifischer Widerstand	ρ [$\Omega \cdot \text{cm}$]
Wassermenge	Q [m^3/s]	Strom	I [A]

Tabelle 7: Analoge Größen im hydraulischen und im elektrischen System

Sonderfällen absieht, in denen auch bei einem inhomogenen Untergrundaufbau der strenge mathematische Weg zum Ziel geführt hat [50, 53]. Mathematische Lösungen mit Hilfe eines Näherungsansatzes, wie beispielsweise des bekannten DUPUIT - FORCHHEIMERSchen Ansatzes, führen ebenfalls nur in einigen Sonderfällen zu brauchbaren Ergebnissen (vgl. Abschnitt 6.3). Die numerischen Näherungsverfahren, wie zum Beispiel die Methode der finiten Elemente, das Differenzen- oder seine verbesserte Variante, das Mehrstellenverfahren, sind zwar grundsätzlich auch bei inhomogenen Untergrundverhältnissen und schwierigen Randbedingungen anwendbar, wie unten noch gezeigt wird, scheidet ihre Anwendung jedoch zumeist an dem großen erforderlichen Rechenaufwand, den die Auflösung großer linearer Gleichungssysteme mit sich bringt.

Das zeichnerische Verfahren zur Lösung von Strömungsproblemen ist ebenso wie die rechnerischen Verfahren nur begrenzt anwendbar. Es eignet sich im wesentlichen zur Beschreibung von ebenen und achsensymmetrischen Strömungen in homogen aufgebauten Böden.

Von den in der dritten Gruppe zusammengefaßten versuchstechnischen Verfahren kommt dem Modellversuch mit Sand sowie dem HELE-SHAW-Modell im Rahmen der hier zur Diskussion stehenden Strömungsprobleme nur eine untergeordnete Bedeutung zu. Sowohl der Modellversuch mit Sand als auch das bei der Lösung von instationären Strömungsproblemen mit freien Spiegellinien unter Umständen sehr vorteilhafte HELE-SHAW-Modell ist äußerst schwerfällig in der Handhabung und zugleich sehr fehleranfällig, wenn der Untergrund aus mehreren Schichten besteht und stark unterschiedliche Durchlässigkeiten aufweist [1, 20]. Mit dem gleichen Mangel sind die elektrischen Analogieverfahren behaftet, wenn als Leiter graphitbeschichtetes Papier, eine Flüssigkeit oder ein modellierbares Material, wie zum Beispiel feuchter Gips, verwendet wird [32]. Dagegen zeichnet sich bei geschichtetem Untergrund und häufig wechselnden Randbedingungen das elektrische Analogieverfahren mit einem Leiter aus einem elektrischen Widerstandsnetzwerk durch besondere Vielseitigkeit aus.

Zur Lösung eines ebenen Strömungsproblems mit Hilfe eines elektrischen Widerstandsnetzwerkes wird das betrachtete Strömungsgebiet durch ein Maschenetz in einzelne Felder unterteilt. Schreibt man die Differentialgleichung, die die Grundwasserströmung im betrachteten Strömungsgebiet beschreibt, also beispielsweise Gleichung (5), in Differenzenform, so läßt sich für jeden

Knotenpunkt des Maschennetzes eine lineare Beziehung zwischen dem Potential des betrachteten Knotenpunktes und dem Potential der diesem unmittelbar benachbarten Knotenpunkte aufstellen. Wendet man auf jeden Knotenpunkt eines geometrisch ähnlich aufgebauten Maschennetzes aus elektrischen Widerständen das 1. KIRCHHOFFsche Gesetz an, so ergeben sich analog aufgebaute Beziehungen, sofern die Widerstände im elektrischen Netz auf die Durchlässigkeit und die geometrische Form der im hydraulischen System vorgegebenen Felder abgestimmt werden [32, 43, 62, 72]. In den genannten Beziehungen entsprechen sich die in Tabelle 7 angegebenen Größen. Nutzt man den analogen Aufbau der im hydraulischen und im elektrischen System gültigen Beziehung aus, so kann jedes Grundwasserströmungsproblem auf ein elektrisches Problem zurückgeführt und durch Transformation der im elektrischen System gemessenen Größen unmittelbar gelöst werden.

Das elektrische Widerstandsnetzwerk entspricht also von seiner Funktion her einem Analogrechner, dessen Schaltung zur Lösung eines bestimmten Differentialgleichungstyps ausgelegt ist. Zweifellos wäre es auch denkbar, die oben erwähnte Differenzgleichung für jeden Knotenpunkt im hydraulischen Maschennetz aufzustellen und das dadurch entstehende lineare Gleichungssystem mit Hilfe eines digitalen Rechenautomaten zu lösen, das heißt, das Grundwasserströmungsproblem anstatt mit einem elektrischen Widerstandsnetzwerk auf numerischem Wege näherungsweise zu lösen (vgl. Tabelle 6). Der numerische Lösungsweg wird jedoch nur in Sonderfällen von Interesse sein, da die Vorteile des Analogrechners gegenüber dem digitalen Rechner bzw. die Vorteile des versuchstechnischen Verfahrens gegenüber dem numerischen Verfahren hier besonders ausgeprägt sind. Schon ein rechtwinkliges Netz mit 20 x 50 Maschen führt zu einem linearen Gleichungssystem mit etwa 1000 Unbekannten. Trotz der stürmischen Entwicklung, die auf dem Gebiet der elektronischen Rechenanlagen in den vergangenen Jahren eingesetzt hat, ist der zur Auflösung eines derartigen Gleichungssystems erforderliche Rechenaufwand auch heute noch beträchtlich. Insbesondere muß er bereits bei der geringsten Änderung in den Randbedingungen oder in den Durchlässigkeitsverhältnissen im Untergrund erneut in Kauf genommen werden. Dagegen liegt nach Herstellung des elektrischen Widerstandsnetzwerkes die gesuchte Lösung sofort vor und die Auswirkung einer Änderung in den Randbedingungen oder in den Durchlässigkeitsverhältnissen läßt sich nach Auswechseln einiger Widerstände ebenfalls sofort erkennen. Insbesondere der zuletzt genannte Vorteil ist von besonderem Interesse, wenn man berücksichtigt, daß zum ent-

gültigen Entwurf eines erosionssicheren Dammes zumeist sehr viele Einzel-lösungen erforderlich sind.

Um den erwähnten Vorteil eines elektrischen Widerstandsnetzwerkes möglichst voll auszunutzen, ist es erforderlich, der technischen Durchbildung des Netzwerkes besondere Aufmerksamkeit zu widmen und dadurch seine praktische Handhabung schnell und übersichtlich zu gestalten.

Die Forderung, ein durch ein hydraulisches System vorgegebenes Widerstandsnetz mit möglichst geringem Aufwand verwirklichen zu können, läßt sich durch die Verwendung einer Trägerplatte mit festmontierten Buchsen erfüllen. Die Buchsen können so miteinander verdrahtet werden, daß bereits durch das Einstöpseln von Widerstandssteckern in die Buchsen ein elektrisches Widerstandsnetzwerk entsteht. Auch den Forderungen nach einer möglichst großen realisierbaren Maschenzahl auf der einen Seite und nach kleinen und überschaubaren Abmessungen der Trägerplatte auf der anderen Seite kann durch die Verwendung kleiner elektrischer Bauteile Rechnung getragen werden.

Die Anwendbarkeitsgrenzen eines derartig aufgebauten elektrischen Widerstandsnetzwerkes sind mit Rücksicht auf die beliebige Austauschbarkeit der elektrischen Widerstände sehr weit gesteckt. Es können beliebige Unterschiede in der Durchlässigkeit des Untergrundes simuliert und die Anisotropie des Untergrundes innerhalb beliebiger Grenzen variiert werden. Soweit die Abmessungen der Trägerplatte (Maschenzahl) es zulassen, können beliebige geometrische Randbedingungen vorgegeben, sowie Probleme mit freien Spiegel- und Sickerlinien untersucht werden. Des weiteren kann ein derartiges Netzwerk ohne Schwierigkeiten zur Untersuchung von räumlichen Strömungsproblemen ausgebaut werden.

Zusammenfassend läßt sich feststellen, daß der mit der Anwendung des potentialtheoretischen Verfahrens verknüpften Forderung nach einer einfach zu handhabenden und dennoch leistungsfähigen Lösungsmethode von Grundwasserströmungsproblemen am besten durch zwei Verfahren Rechnung getragen wird : Sofern es in Sonderfällen möglich ist, durch eine Integration der Differentialgleichung (5) oder durch Näherungsansätze zu einer brauchbaren allgemeinen Lösung von Grundwasserströmungsproblemen zu gelangen, gebührt den rechnerischen Verfahren der Vorzug. In Fällen mit schwierigen Randbedingungen

und mit veränderlicher Durchlässigkeit, in denen der rechnerische Lösungsweg nicht mehr zum Ziele führt, zeichnet sich das elektrische Widerstandsnetzwerk durch seine besondere Vielseitigkeit aus.

6.2.2 Das elektrische Widerstandsnetzwerk

Aus den oben genannten Gründen wurde zur Lösung der im Rahmen der vorliegenden Arbeit angefallenen Strömungsprobleme ein elektrisches Widerstandsnetzwerk entwickelt.

Die Vorderseite der Trägerplatte dieses Netzwerkes ist in Bild 39, ein Ausschnitt ihrer Rückseite in Bild 40 dargestellt. In Bild 39 sind die Buchsen, die zur Aufnahme der Widerstandsstecker dienen, sowie die an jedem Knotenpunkt des Maschennetzes angeordneten Meßbuchsen zu erkennen. Bild 40 verdeutlicht, daß der Widerstandsträger auf der Grundlage eines quadratischen Maschennetzes aufgebaut ist. Er besitzt in horizontaler Richtung 76 und in vertikaler Richtung 24 Maschen und ist so ausgelegt, daß er gegebenenfalls in ein Netzwerk zur Untersuchung räumlicher Strömungsprobleme mit einbezogen werden kann.

Die Widerstandsstecker bestehen aus handelsüblichen Steckern¹⁾ (vgl. Bild 41a), in die Festwiderstände²⁾ eingelötet sind. Durch die farbliche Kennzeichnung der Stecker ist einerseits die Größe des Widerstandes im Stecker leicht zu erkennen und andererseits werden dadurch die im Netzwerk simulierten Untergrundverhältnisse deutlich sichtbar (vgl. Bild 39) und Fehler beim Einstöpseln der Widerstände weitgehend vermieden. Widerstandswerte, die nicht als Stecker mit eingelötetem Festwiderstand vorhanden sind, können mit den in Bild 41b dargestellten regelbaren Widerstandssteckern eingestellt werden. Diese Stecker enthalten ein als regelbaren Widerstand verwendetes Kohleschichtpotentiometer³⁾ und einen dazu in Reihe geschalteten austauschbaren Festwiderstand. Durch die Wahl eines geeigneten Festwiderstandes kann mit diesen Steckern jeder gewünschte Widerstandswert mit einer Genauigkeit

¹⁾ Der Übergangswiderstand zwischen einem Steckerstift und der Buchse im Widerstandsträger ist nach über 5000 Steckvorgängen noch kleiner als $5\text{m}\Omega$.

²⁾ Kohleschichtwiderstände $\geq 100\Omega$; Klasse 0,5; Belastbarkeit 0,15 Watt.

³⁾ Keramik-Einstell-Potentiometer; Belastbarkeit 0,8 Watt.

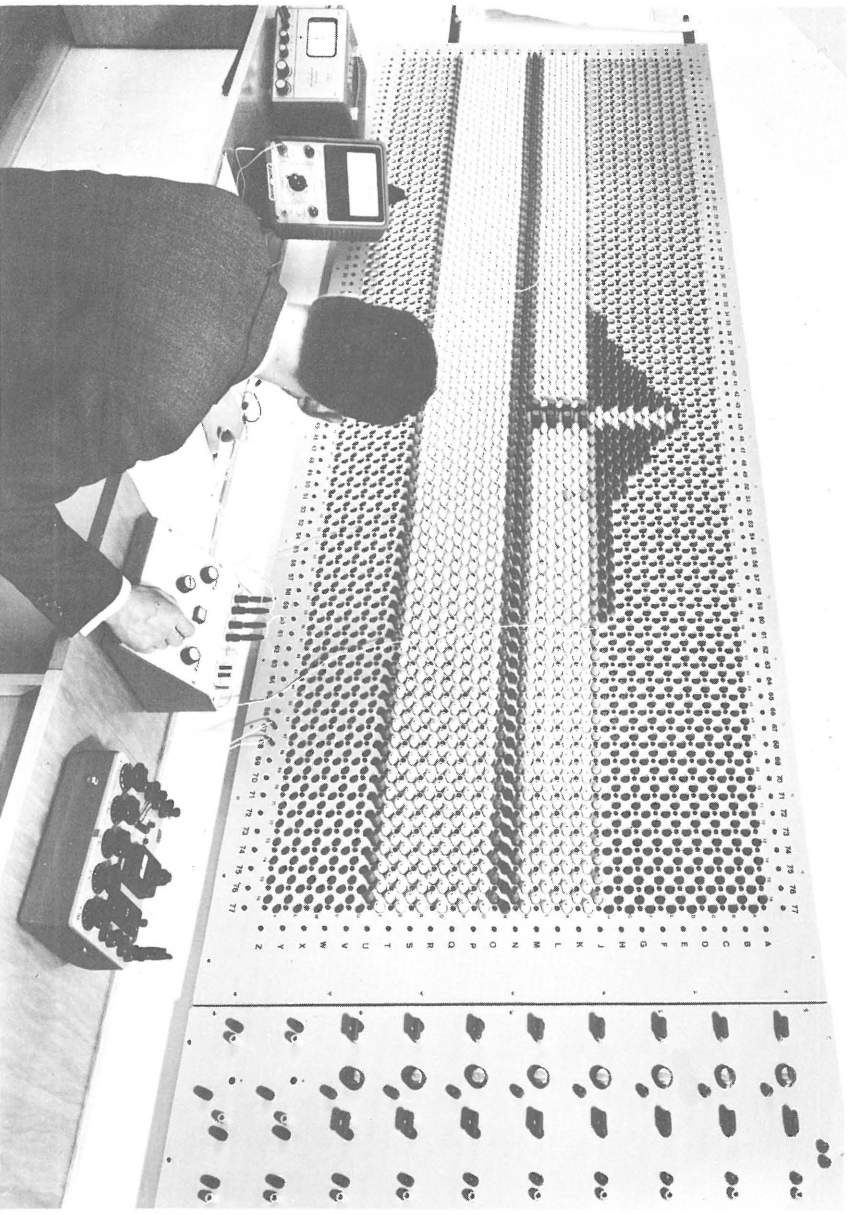


Bild 39: Elektrisches Widerstandsnetzwerk

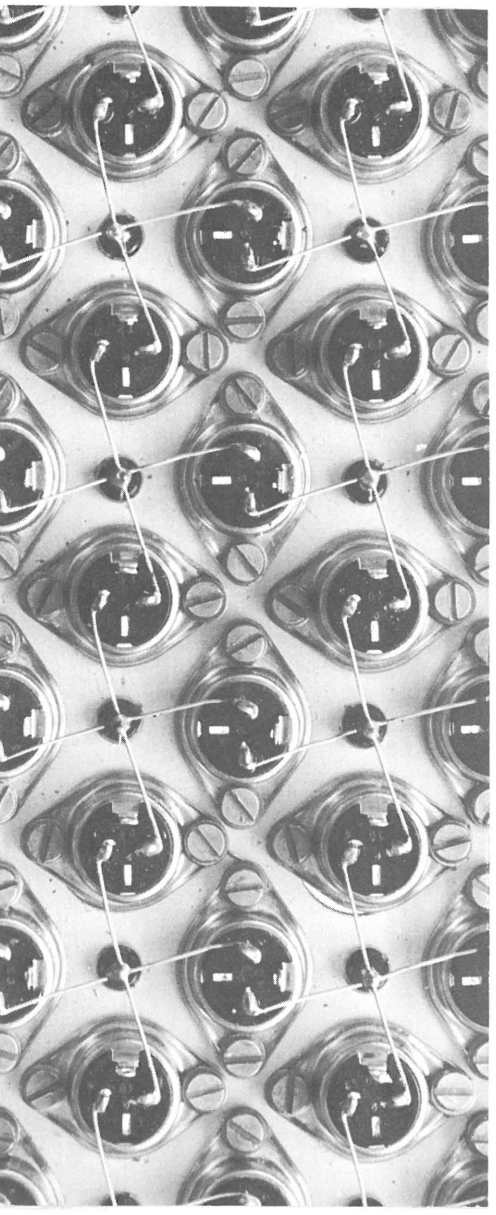


Bild 40: Rückseite des elektrischen Widerstandsnetzwerkes
(Bildausschnitt)

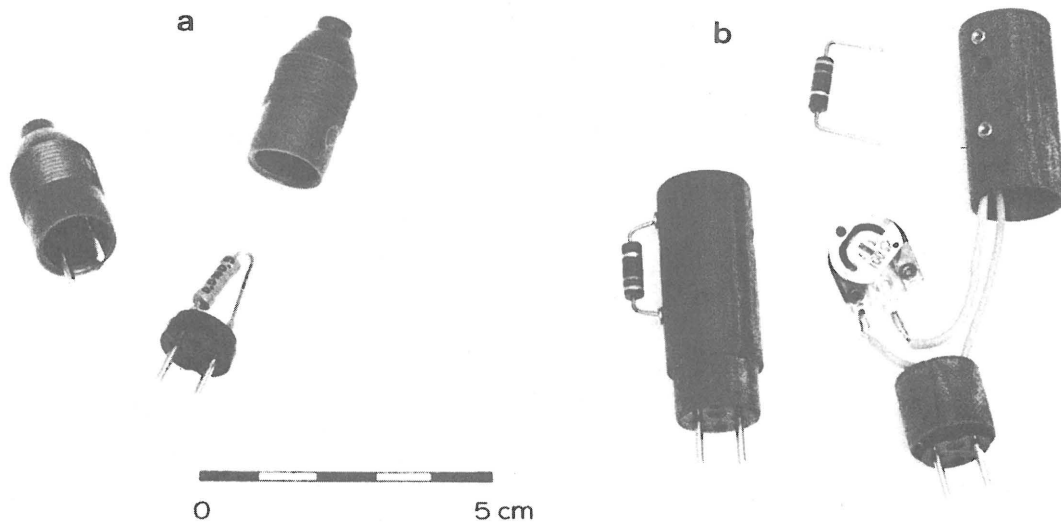


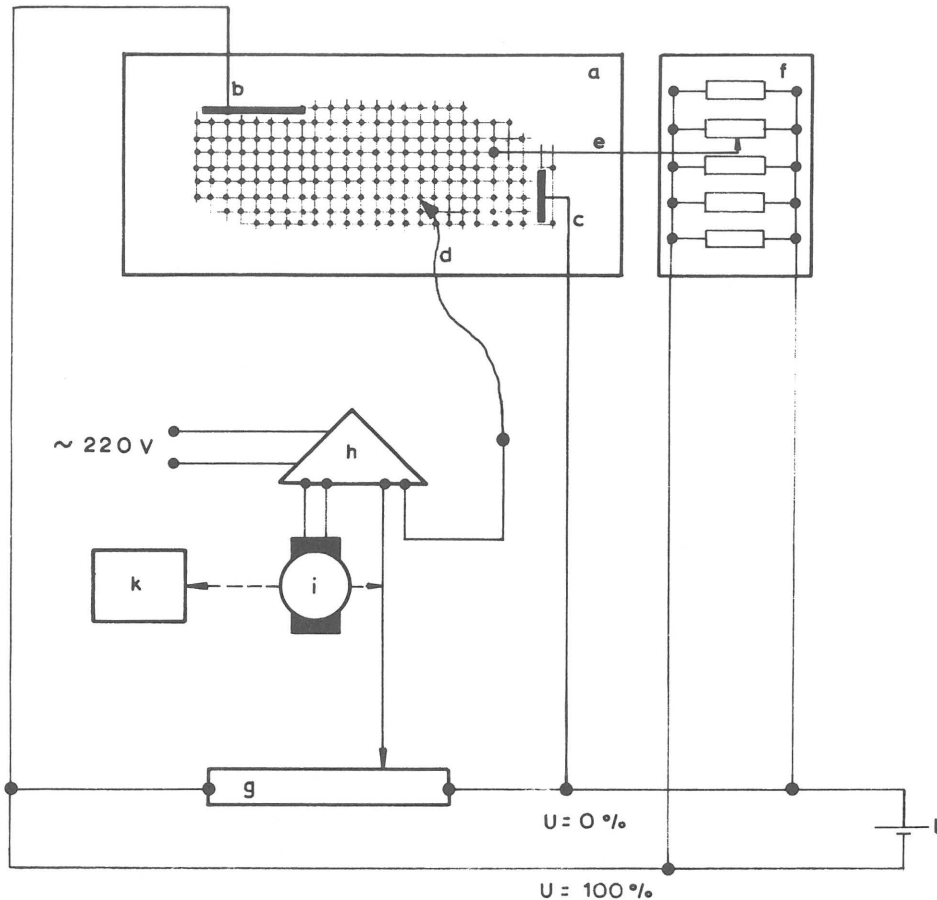
Bild 41 : Widerstandsstecker

- a Festwiderstand
- b regelbarer Widerstand

eingestellt werden, die noch innerhalb der Toleranzgrenzen der Festwiderstände ($\pm 0,5\%$ des Sollwertes) liegt.

Die Forderung nach einer möglichst einfachen Anwendbarkeit des Widerstandsnetzwerkes bedingt, daß sämtliche elektrische Größen, insbesondere jedoch die Spannung in den zahlreichen Knotenpunkten des Maschennetzes, schnell und dennoch ausreichend genau gemessen werden können. Im entwickelten Netzwerk wird die Spannung über eine Brückenschaltung (vgl. Bild 42) in Prozent der angelegten Gesamtspannung mit Hilfe eines selbstabgleichenden Potentiometers auf $0,05\%$ genau gemessen. Sofern dem Unterwasser das Potential 0 zugewiesen wird, entspricht der digitale Anzeigewert somit direkt dem auf die äußere Niveaudifferenz bezogenen Potential $\frac{h}{\Delta h} [\%]$ des betrachteten Knotenpunktes. Die übrigen elektrischen Größen werden mit handelsüblichen Präzisionsmeßgeräten gemessen.

Die mit dem elektrischen Widerstandsnetzwerk erzielbare Genauigkeit hängt von zahlreichen Faktoren ab, auf die hier nicht näher eingegangen werden



- a — Widerstandsnetzwerk
- b, c — Zuleitung zur Vorgabe der Spannung bzw. des Potentials ($\frac{h}{\Delta h} = 0\%$ und $\frac{h}{\Delta h} = 100\%$)
- d — Meßsonde
- e — Zuleitung zur Vorgabe einer beliebigen Spannung bzw. eines beliebigen Potentials ($0\% \leq \frac{h}{\Delta h} \leq 100\%$)
- f — Potentiometertafel
- g — 10-Wendel-Präzisionspotentiometer
- h — Verstärker
- i — Motor
- k — digitales Anzeigegerät (Potential $\frac{h}{\Delta h}$ in %)
- l — Spannungsquelle (6 V Gleichstrom)

Bild 42: Übersichtsschaltplan des elektrischen Widerstandsnetzwerkes

soll. Um jedoch einen Anhaltspunkt über den zu erwartenden Gesamtfehler zu geben, wird im folgenden an Hand zweier Beispiele die Abweichung der im Netzwerk gemessenen Größen von den mit Hilfe einer strengen mathematischen Lösung berechneten Werten aufgezeigt.

Bei der Überprüfung des Potentials im Einflußbereich eines radialsymmetrisch angeströmten Brunnens in einem homogen aufgebauten Grundwasserträger mit gespanntem Grundwasser (vgl. Bild 43a) zeigte das in den Knotenpunkten im Netzwerk gemessene Potential trotz der krummlinigen Ränder nur eine maximale Abweichung von 2,7% gegenüber dem theoretisch berechneten Wert. Die aus allen Meßwerten berechnete mittlere Abweichung des Potentials an einem Knotenpunkt des Maschennetzes betrug nur 0,34%.

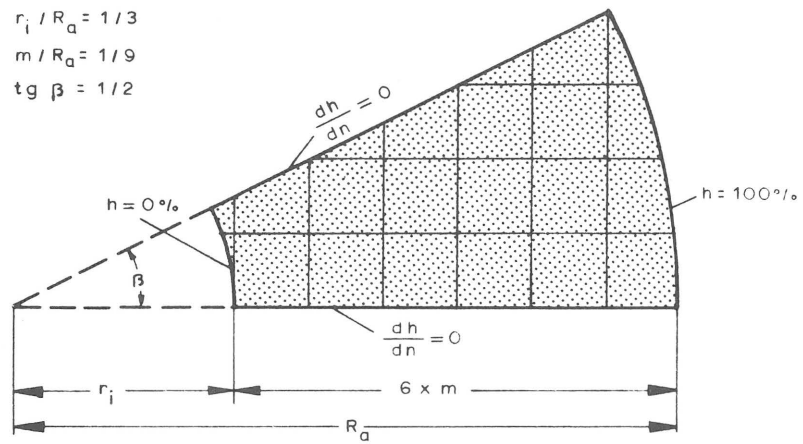
Zur Ermittlung der Strömungsverhältnisse unter dem in Bild 43b dargestellten Damm, der auf zwei horizontalen Schichten gleicher Dicke und unterschiedlicher Durchlässigkeit gegründet ist, gibt POLUBARINOVA - KOCHINA [53] eine strenge mathematische Lösung an¹⁾. Die theoretisch berechneten Austrittsgradienten auf der Luftseite des Dammes zeigten eine gute Übereinstimmung mit den im elektrischen Widerstandsnetzwerk gemessenen Gradienten. Lediglich im unmittelbaren Bereich des Dammfußes, also in der Nähe des singulären Punktes $x/t = 0$ mit $i_{\text{aus}} = \infty$ (vgl. Bild 43b), liegen die versuchstechnisch ermittelten Werte geringfügig unter den theoretisch berechneten Gradienten. In einer Entfernung von $x/t = 0,1$ vom Dammfuß beträgt der Fehler etwa 7%. Er nimmt bereits in einer Entfernung von $x/t = 0,2$ auf 1,4% ab und liegt in einer Entfernung von $x/t \cong 0,3$ weit unter 1%. In der Gesamtsickerwassermenge macht sich dieser Fehler lediglich in einer Abweichung des gemessenen Wertes um etwa -0,5% vom theoretisch ermittelten Wert bemerkbar.

Die auf Grund der theoretischen Überlegungen in das elektrische Widerstandsnetzwerk gesetzten Erwartungen haben sich somit als durchaus berechtigt erwiesen : Mit dem entwickelten Widerstandsnetzwerk wurde ein in der Handhabung äußerst einfaches Modell geschaffen, das ebene Strömungsverhältnisse

¹⁾ Die in [53] angegebene Ableitung ist fehlerhaft. In Kapitel VIII, Seite 318 muß die Beziehung für die Austrittsgeschwindigkeit des Grundwassers entlang DA_1 richtig lauten :

$$\tilde{v}_1 = \frac{\pi}{4 \cdot J} \cdot \frac{(k' \cdot \text{ch } \lambda x + \sqrt{(k')^2 \cdot \text{ch}^2(\lambda x) - 1})^{2\varepsilon} + (k' \cdot \text{ch } \lambda x - \sqrt{(k')^2 \cdot \text{ch}^2(\lambda x) - 1})^{2\varepsilon}}{\sqrt{(k')^2 \cdot \text{ch}^2(\lambda x) - 1}}$$

a



b

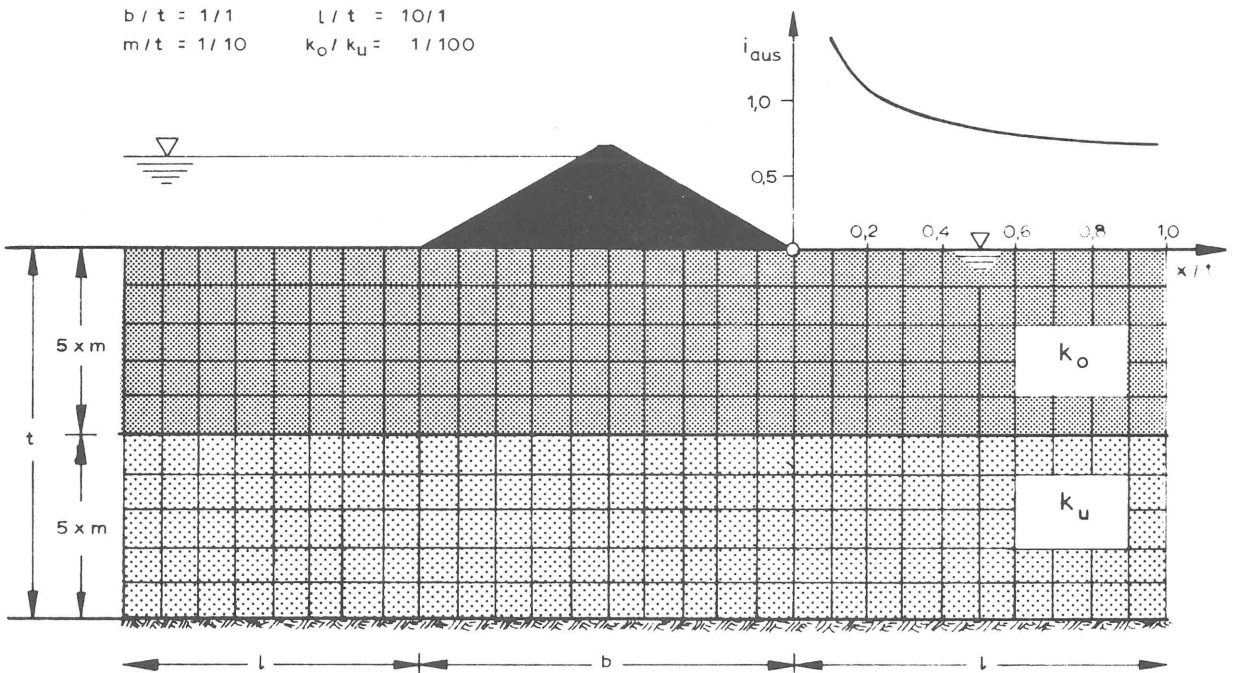


Bild 43: Anordnung des quadratischen Maschennetzes

- a zur Untersuchung der Anströmung eines Brunnens in einem gespannten Grundwasserhorizont
- b zur Ermittlung der Strömungsverhältnisse unter einem Damm auf geschichtetem Untergrund

auch unter Dämmen auf sehr inhomogen aufgebautem Untergrund mit völlig ausreichender Genauigkeit und mit einem relativ geringen zeitlichen Aufwand zu untersuchen gestattet.

6.3 Anwendungsbeispiele: Der Einfluß der Schichtung des Untergrundes auf die Erosionssicherheit von Dämmen

Nach den Untersuchungsergebnissen in Abschnitt 5.1 sollte der Frage nach der Erosionssicherheit eines Dammes besondere Bedeutung beigemessen werden, wenn es sich um einen Untergrund mit ausgeprägter Schichtung und sehr unterschiedlicher Durchlässigkeit handelt. Gerade bei derartigem Untergrund scheiterte jedoch die Beurteilung der Erosionssicherheit häufig an der Schwierigkeit, sich mit den bisher üblichen Methoden zur Lösung von Grundwasserströmungsproblemen einen zutreffenden Überblick über den Einfluß der Schichtung des Bodens auf die Strömungsverhältnisse zu verschaffen. Mit Hilfe des entwickelten Widerstandsnetzwerkes werden deshalb abschließend an Hand zweier Beispiele die Strömungsverhältnisse in einigen, häufig in der Natur anzutreffenden Schichtenfolgen aufgezeigt.

Die Beispiele sollen einen Eindruck vermitteln, wie sich die Schichtung des Untergrundes auf die Strömungsverhältnisse und auf die zur Erosionssicherung eines Dammes erforderlichen konstruktiven Sicherungsmaßnahmen auswirken kann. Es werden insbesondere diejenigen Fragen untersucht, denen nach Abschnitt 6.1 beim Entwurf eines unterströmten Dammes stets besondere Aufmerksamkeit beigemessen werden sollte: die Frage nach den im Dammuntergrund zu erwartenden Wasserverlusten sowie die Frage, über welche Entfernung von der Dammachse der Untergrundaufbau im Vorfeld eines Dammes noch einen Einfluß auf die Strömungsverhältnisse unter dem Damm ausübt, das heißt, inwieweit auch der Untergrundaufbau im Vorfeld eines Dammes für die Konzeption der Dammgründung von Bedeutung ist. Nicht zuletzt wird die mit diesen Fragen eng verknüpfte und für die Beurteilung der Erosionssicherheit eines Dammentwurfes letztlich entscheidende Frage

nach den an der Sperrenstelle zu erwartenden Druckverhältnissen im Grundwasser diskutiert.

Wie in Abschnitt 6.1 erläutert, können die oben aufgezeigten Fragen insbesondere bei geschichtetem Untergrund bereits im Stadium des Vorentwurfes eines Dammes eine Vielzahl von Strömungsuntersuchungen erfordern. Die beiden Beispiele sollen deshalb gleichzeitig zur Überprüfung herangezogen werden, inwieweit man sich mit Hilfe von einfachen Näherungsansätzen einen ersten Überblick über die Strömungsverhältnisse in regelmäßig geschichtetem Untergrund verschaffen und sich dadurch den Vorentwurf eines Dammes erleichtern kann. Sollten sich die zu überprüfenden Näherungsansätze als anwendbar erweisen, so könnten dann auch bei geschichtetem Untergrund die zu erwartenden Strömungsverhältnisse auf einfachem Wege abgeschätzt und erste Anhaltspunkte für die Dammgründung und die Wahl der zu treffenden konstruktiven Sicherungsvorkehrungen gewonnen werden.

6.3.1 Durchlässiger Untergrund unter halbdurchlässiger Deckschicht

In Bild 44 sind zwei Dämme auf horizontal geschichtetem Untergrund dargestellt. Jede Schichtenfolge besteht aus n Schichten, deren Mächtigkeit t_1 bis t_n und deren Durchlässigkeit k_1 bis k_n beträgt. Die $(n+1)$ te Schicht ist undurchlässig.

Die skizzierten Schichtenfolgen charakterisieren die beiden Variationsmöglichkeiten, die bei einer Wechselfolge von halbdurchlässigen und durchlässigen Horizonten denkbar sind. Die Schichtenfolge I zeichnet sich dadurch aus, daß der Damm auf einer im Vergleich zu den durchlässigen Schichten nur gering durchlässigen Deckschicht gegründet ist, während bei der Schichtenfolge II die Dammaufstandsfläche von einem relativ durchlässigen Horizont gebildet wird, der in der Regel mit einem Injektionsschleier oder mit einem Dichtungssporn abgeriegelt werden muß.

Wählt man $n = 1$, so führt dies bei beiden Schichtenfolgen zum trivialen Fall eines homogenen Dammuntergrundes, der in der Folge nur dann in Betracht gezogen wird, wenn er als Grenzfall für die Untersuchung eines ge-

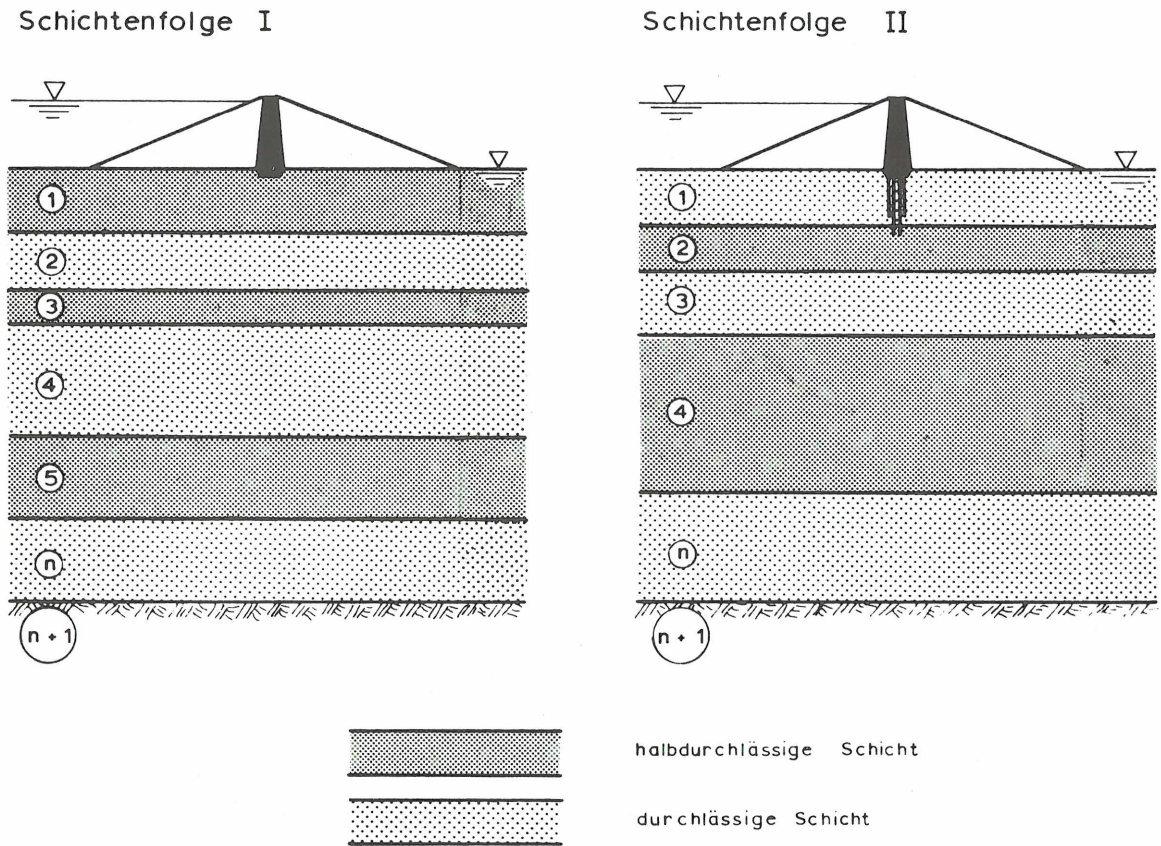


Bild 44: Untergrundaufbau bei einer Wechselfolge von horizontalen Schichten

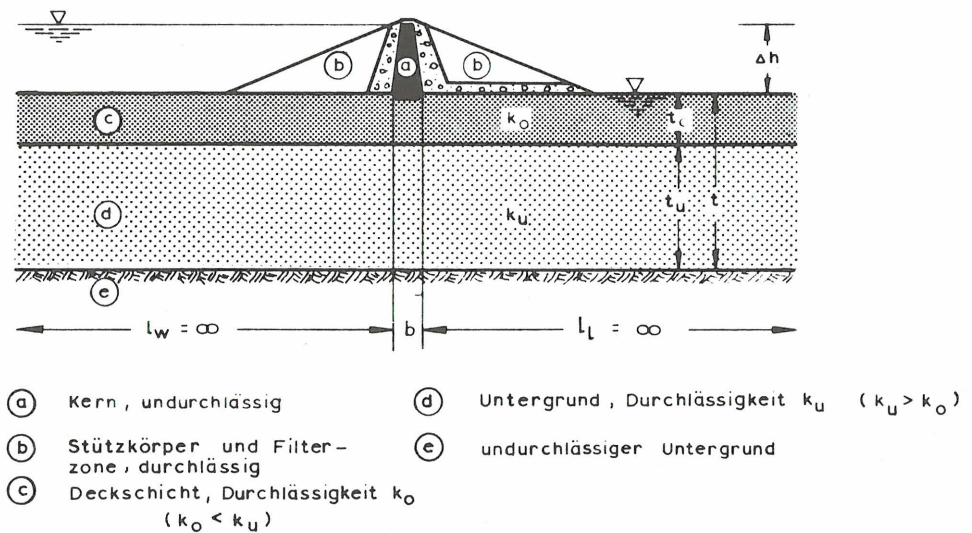


Bild 45: Durchlässiger Untergrund unter halbdurchlässiger Deckschicht (Schichtenfolge I, $n = 2$)

schichteten Untergrundes von Interesse ist.

Ein für die Praxis wichtiger Sonderfall ergibt sich, wenn bei der Schichtenfolge I der Untergrund aus einem durchlässigen Horizont besteht, der von einer halbdurchlässigen Deckschicht überlagert wird ($n = 2$). Dieser Untergrundaufbau ist in der Natur recht häufig anzutreffen und erfordert gerade im Hinblick auf die Erosionssicherheit eines Dammes besondere Vorsichtsmaßnahmen. Die Strömungsverhältnisse in einem derartig aufgebauten Dammuntergrund sind darüberhinaus insofern von Interesse, als sie in erster Näherung auch Schlußfolgerungen über die Strömungsverhältnisse in einem Dammuntergrund ermöglichen, der entsprechend der Schichtenfolge I aufgebaut ist und aus mehr als aus nur zwei Horizonten besteht ($n > 2$; vgl. Abschnitt 6.3.3).

In der Folge soll dieser in Bild 45 nochmals skizzierte Sonderfall näher untersucht werden.

Zur schnellen und allgemeingültigen Beantwortung der oben angeschnittenen Fragen bietet sich hier der von BENNETT [6] vorgeschlagene Näherungsansatz an. Dieser ist im Anhang erläutert. Er beruht auf der Annahme, daß die halbdurchlässige Deckschicht c (vgl. Bild 45) nur vertikal und der darunter anstehende durchlässige Horizont d ausschließlich horizontal durchströmt wird; der Ansatz beruht also auf einer Annahme, die - wie das in Bild 14b dargestellte Strömungsnetz beweist - durchaus gerechtfertigt erscheint. Die Lösung der aus dem Ansatz BENNETTS resultierenden Differentialgleichungen führt für die in Bild 45 dargestellten Randbedingungen zu einer Gesamtsickerwassermenge Q_n (vgl. Beziehung (33A) im Anhang) :

$$Q_n = \alpha_{o,n} \cdot k_o \cdot \Delta h \quad (29),$$

$$\alpha_{o,n} = \frac{1}{c(2 + \frac{b}{t})} \cdot \frac{t}{t_o} \quad (30),$$

$$c = \sqrt{\frac{\frac{k_o}{k_u}}{\frac{t_o}{t} (1 - \frac{t_o}{t})}} \quad (31).$$

Die verwendeten Bezeichnungen sind in Bild 45 erläutert. Die Größe $\alpha_{o,n}$ entspricht dem mit dem Ansatz BENNETTS näherungsweise (Index n) ermittelten, auf die Durchlässigkeit der oberen Schicht (Index o) bezogenen Formfaktor des Strömungsgebietes. Der für die Ermittlung der Sickerwasserverluste maßgebende Formfaktor ist hiernach eine äußerst einfach zu ermittelnde Größe; sie hängt lediglich von dem Verhältnis t_o/t , b/t sowie von der Größe C ab. Diese stellt einen für den betrachteten Untergrund charakteristischen, dimensionslosen Parameter dar und kann mit Gleichung (31) berechnet werden.

Nach der Potentialtheorie (Index p) beträgt die Gesamtsickerwassermenge

$$Q_p = \alpha_{o,p} \cdot k_o \cdot \Delta h \quad (32).$$

Der wiederum auf die Durchlässigkeit der oberen Schicht bezogene Formfaktor $\alpha_{o,p}$ stellt hierbei eine Funktion folgender Parameter dar :

$$\alpha_{o,p} = f \left(\frac{k_o}{k_u}, \frac{t_o}{t}, \frac{b}{t} \right) \quad (33).$$

Zur Überprüfung, inwieweit die mit dem Näherungsansatz (29) und die mit der Potentialtheorie ermittelten Sickerwassermengen übereinstimmen, wurden mit dem Widerstandsnetzwerk für mehrere Durchlässigkeitsverhältnisse k_o/k_u unter gleichzeitiger Variation der verbleibenden Parameter t_o/t und b/t die Sickerwassermengen bzw. die Formfaktoren $\alpha_{o,p}$ ermittelt. Bei völliger Übereinstimmung der berechneten und der gemessenen Sickerwassermengen müßte das Verhältnis

$$\frac{Q_n}{Q_p} = \frac{\alpha_{o,n}}{\alpha_{o,p}} = 1 \quad (34)$$

betragen.

Das Ergebnis der Untersuchung ist für das Durchlässigkeitsverhältnis $k_o/k_u = 1/100$ in Bild 46 dargestellt. Hiernach kommt dem Schichtdickenverhältnis t_o/t mit zunehmender Breite des als undurchlässig angenommenen Kernes eine immer geringere Bedeutung zu. Die berechneten Formfaktoren $\alpha_{o,n}$ zeigen im Bereich großer Kernbreiten eine recht gute Übereinstimmung mit den im Widerstandsnetzwerk gemessenen Formfaktoren $\alpha_{o,p}$. Im Bereich kleiner Kernbreiten zeigt das

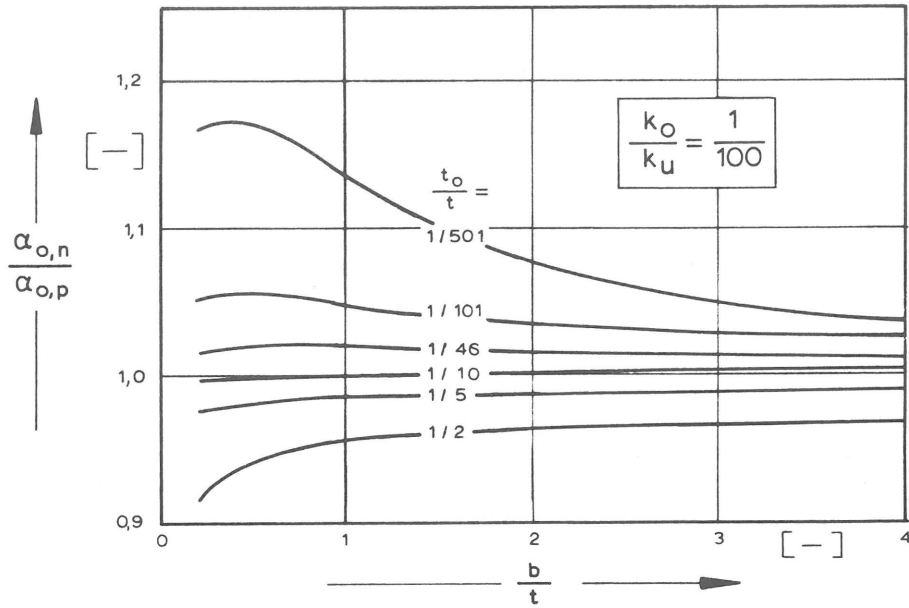


Bild 46: Verhältnis des näherungsweise berechneten zu dem im Widerstandsnetzwerk ermittelten Formfaktor

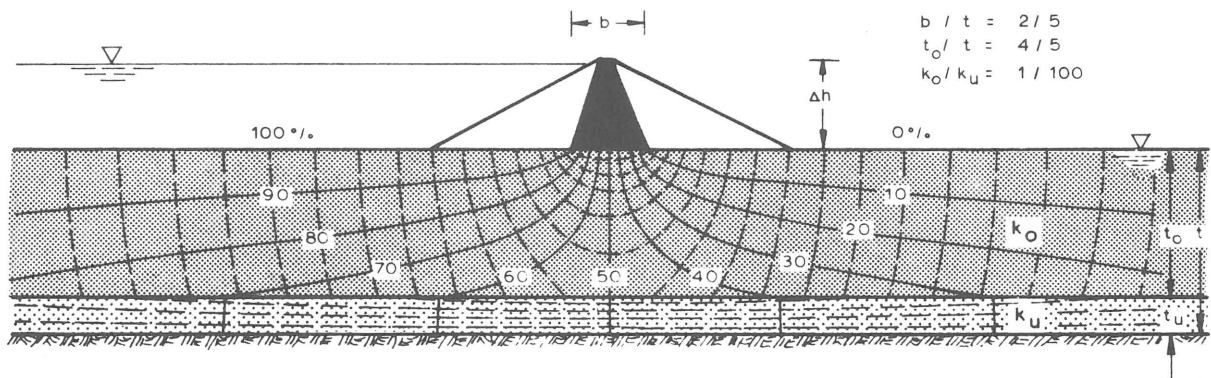


Bild 47: Strömungsnetz bei großer Mächtigkeit der halbdurchlässigen Deckschicht

Näherungsverfahren dagegen beträchtliche Abweichungen, wenn die halbdurchlässige Deckschicht im Vergleich zu der Dicke des durchlässigen Horizontes entweder sehr mächtig oder sehr dünn ist. Dieses Ergebnis ist durchaus verständlich, wenn man berücksichtigt, daß in beiden Grenzfällen bei geringer Kernbreite die Annahme einer ausschließlich vertikal bzw. horizontal gerichteten Strömung keineswegs mehr gerechtfertigt ist. Das in Bild 47 dargestellte Strömungsnetz verdeutlicht dies.

Unter der Annahme, daß eine Abweichung des Formfaktors $\alpha_{o,n}$ um $\pm 10\%$ vom exakten Wert $\alpha_{o,p}$ bei der Berechnung der Wassermenge in einem praktischen Fall im Hinblick auf die bei der Ermittlung der Durchlässigkeit k zu erwartenden Ungenauigkeiten durchaus noch zu vertreten ist, können aus Bild 46 für den Bereich $b/t \geq 0,2$ durch Interpolation die Grenzwerte für t_o/t ermittelt werden, innerhalb derer der Formfaktor $\alpha_{o,n}$ folgende Bedingung erfüllt :

$$0,9 \cdot \alpha_{o,p} \leq \alpha_{o,n} \leq 1,1 \cdot \alpha_{o,p} \quad (35).$$

Führt man diese Genauigkeitsbetrachtung für mehrere Durchlässigkeitsverhältnisse k_o/k_u durch und kennzeichnet die erhaltenen Grenzwerte für t_o/t in Bild 48, in dem die Beziehung (31) graphisch dargestellt ist, so erhält man zwei Kurven, die praktisch den Anwendbarkeitsbereich des untersuchten Näherungsverfahrens abgrenzen.

Ein Blick auf das Diagramm in Bild 48 läßt erkennen, daß sich der Anwendbarkeitsbereich des Näherungsverfahrens über ein sehr breites Spektrum erstreckt und das Näherungsverfahren infolgedessen in der Mehrzahl aller praktischen Fälle anwendbar sein wird. Die Sickerwasserverluste unter dem in Bild 45 skizzierten Damm können also auf äußerst einfache Weise abgeschätzt werden. Aus Bild 48 kann in Abhängigkeit von t_o/t und k_o/k_u der charakteristische Parameter C entnommen und anschließend der Formfaktor $\alpha_{o,n}$ aus dem Diagramm in Bild 49 ermittelt werden. Sofern die Breite des undurchlässigen Kerns die Bedingung $b/t \geq 0,2$ erfüllt, wird die mit dem Formfaktor $\alpha_{o,n}$ nach Gleichung (29) errechnete Sickerwassermenge maximal um $\pm 10\%$ vom exakten Wert abweichen. Der Fehler wird umso geringer sein, je größer das Verhältnis b/t ist und je näher der ermittelte C -Wert bei der in Bild 48 angegebenen Linie $Q_n \approx Q_p$ liegt.

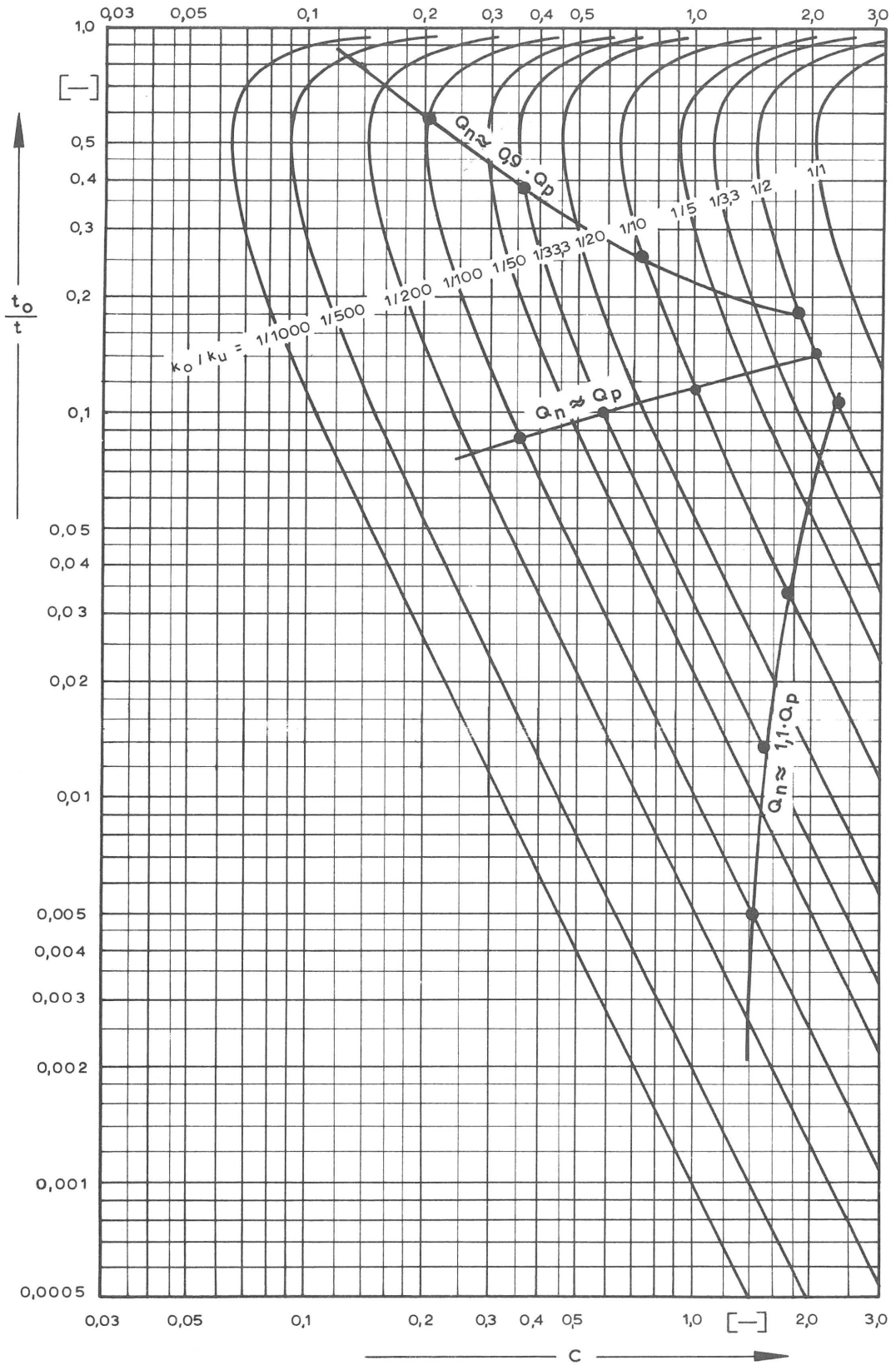


Bild 48: Anwendbarkeitsbereich des Naherungsansatzes von Bennett [6]

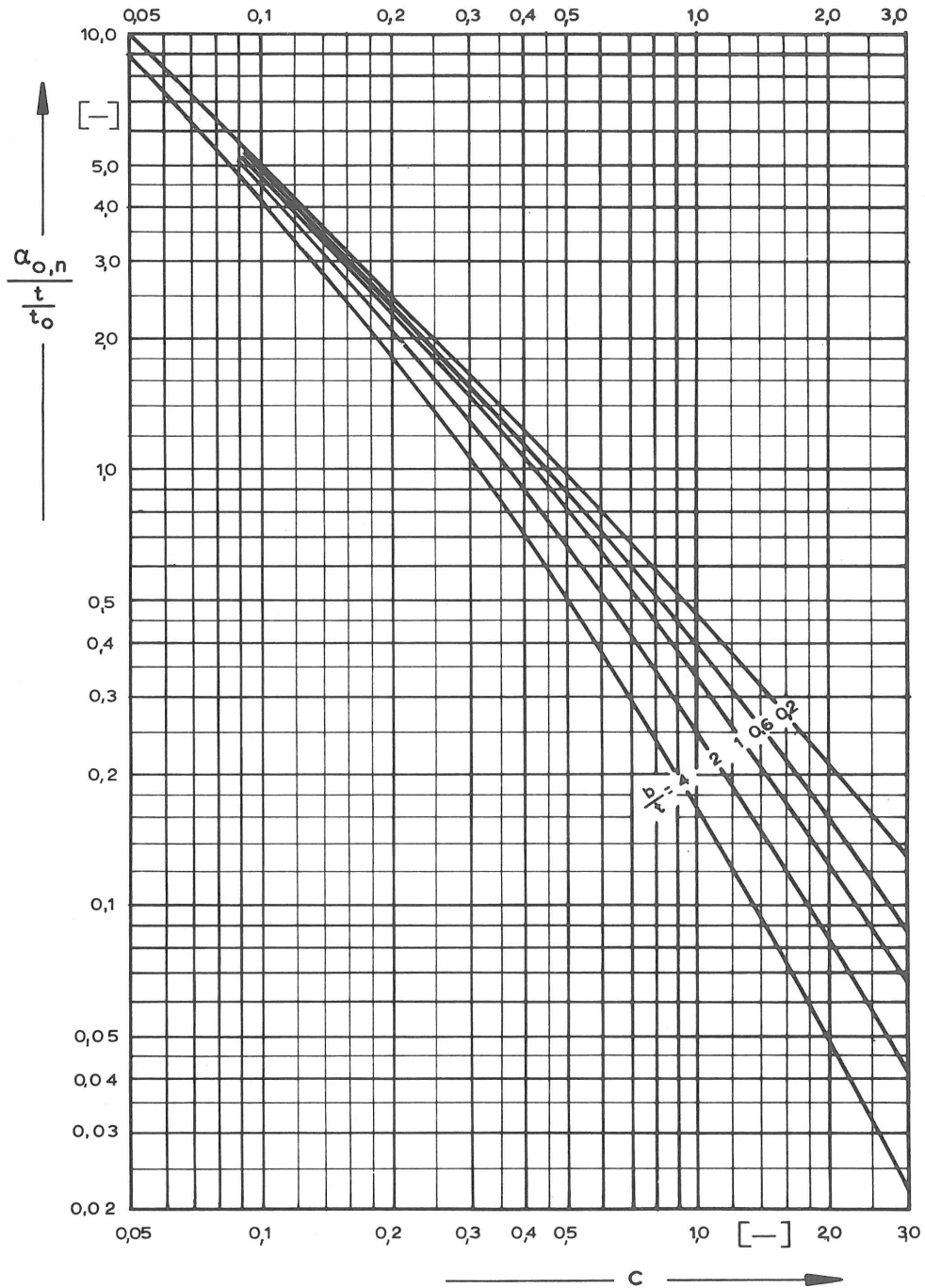


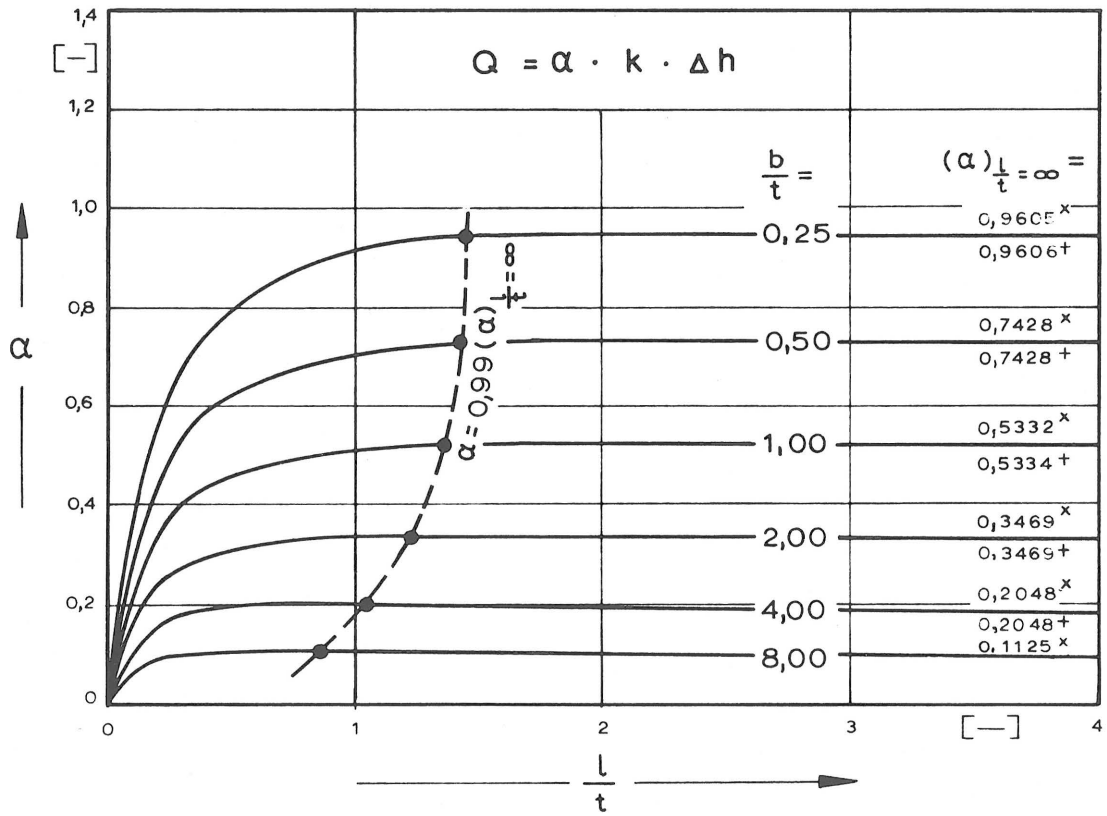
Bild 49: Formfaktor $\alpha_{o,n}$ in Abhängigkeit vom charakteristischen Parameter C

Die Frage, bis zu welcher Entfernung von der Dammachse der Untergrundaufbau im Vorfeld eines Dammes die Strömungsverhältnisse unter dem Damm selbst beeinflusst, soll zunächst für homogen aufgebauten Untergrund an Hand des in Bild 50 dargestellten Diagrammes beantwortet werden. Der Formfaktor α und die Sickerwassermenge Q nehmen bei konstanter Mächtigkeit t des durchlässigen Horizontes mit zunehmender Länge l des im Versuch zunächst als begrenzt angenommenen Dammvorfeldes sehr schnell zu und kommen bereits im Bereich kleiner Vorfeldlängen ihrem Grenzwert für $l/t = \infty$ sehr nahe. Die in Bild 50 gestrichelt eingetragene Kurve kennzeichnet die Länge des Dammvorfeldes, bei der der Formfaktor α bereits 99% seines Grenzwertes erreicht hat. In Modellversuchen läßt sich leicht nachweisen, daß eine Verlängerung des Dammvorfeldes über diese Länge hinaus nur noch eine vernachlässigbar geringe Änderung in den Strömungsverhältnissen im Dammuntergrund zur Folge hat (vgl. hierzu auch [45]). Die durch die gestrichelte Kurve gekennzeichneten Längen l/t sind folglich ein Maß für die Entfernung, über die der Aufbau des Untergrundes im Dammvorfeld die Strömungsverhältnisse unter dem Damm noch beeinflussen kann. Der durch diese Entfernung festgelegte Bereich wird nachfolgend als Einflußbereich des Dammvorfeldes bezeichnet. Aus Bild 50 folgt, daß sich dieser bei homogen und isotrop aufgebautem Untergrund höchstens über eine Entfernung erstreckt, die etwa der 1,5fachen Mächtigkeit des durchlässigen Untergrundes entspricht; in größerer Entfernung besitzt der Aufbau des Untergrundes keinen spürbaren Einfluß mehr auf die Strömungsverhältnisse unter dem Damm.

Analog zu der oben beschriebenen Vorgehensweise läßt sich der Einflußbereich des Dammvorfeldes bei dem hier zur Diskussion stehenden Untergrundaufbau mit Hilfe des Ansatzes von BENNETT ermitteln. Unter den in Bild 51a skizzierten Randbedingungen ($l_w = l_1 = l$) betragen die unter dem Damm zu erwartenden Sickerwasserverluste $Q_{n,1}$ gemäß Gleichung (29A) im Anhang

$$Q_{n,1} = \frac{\frac{t}{t_0}}{C \left[2 \operatorname{cth} \left(C \cdot \frac{l}{t} \right) + C \cdot \frac{b}{t} \right]} \cdot k_0 \cdot \Delta h \quad (36).$$

Den Grenzwert $Q_{n,1=\infty}$ für die Sickerwassermenge bei unendlich langem Vorfeld des Dammes ($l_w = l_1 = \infty$) liefert die bereits oben angegebene Gleichung (29):



- x theoretisch ermittelter Wert
- + im elektrischen Widerstandsnetzwerk gemessener Wert

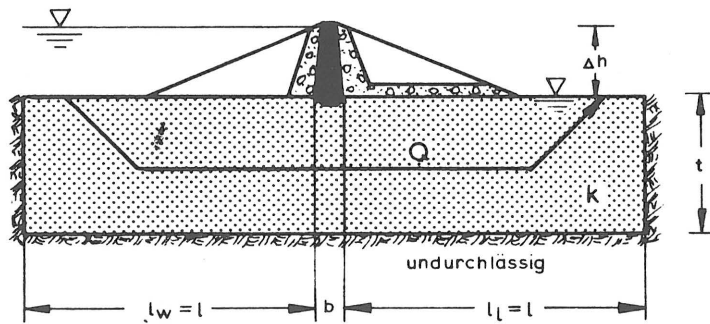


Bild 50: Einflußbereich des Dammvorfeldes bei homogen und isotrop aufgebautem Untergrund

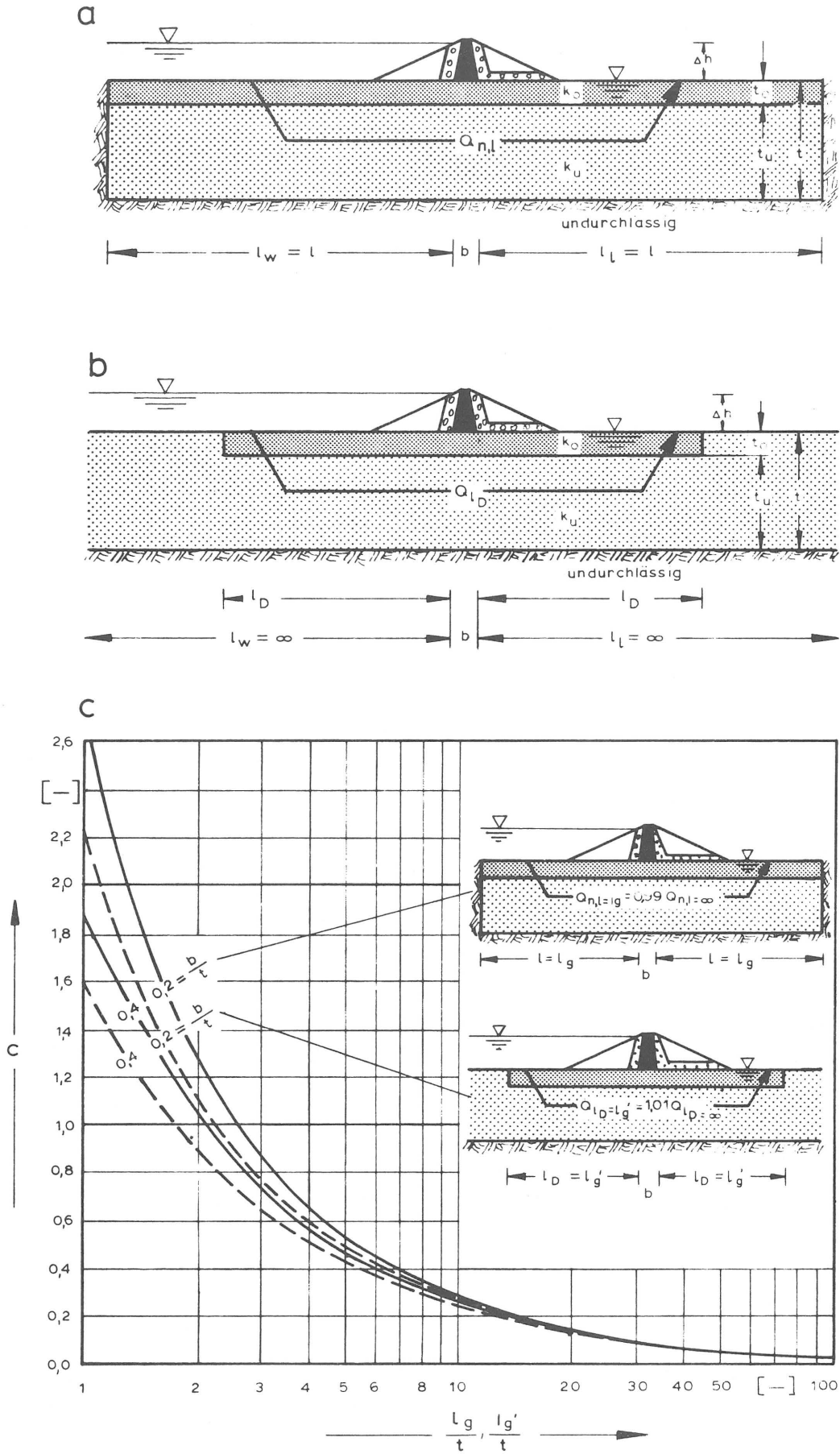


Bild 51: Einflußbereich des Dammvorfeldes bei durchlässigem Untergrund unter halbdurchlässiger Deckschicht

$$Q_{n,l=\infty} = \frac{\frac{t}{t_0}}{C \left(2 + C \cdot \frac{b}{t} \right)} \cdot k_0 \cdot \Delta h \quad (37).$$

Die Bedingung, daß $Q_{n,l}$ mindestens 99% von $Q_{n,l=\infty}$ betragen soll,

$$Q_{n,l=l_g} = 0,99 \cdot Q_{n,l=\infty} \quad (38),$$

führt mit den Gleichungen (36) und (37) zu der gesuchten Länge l_g , über die sich der Einflußbereich des Dammvorfeldes erstreckt :

$$\frac{l_g}{t} = \frac{1}{2C} \cdot \ln \left(\frac{u+1}{u-1} \right) \quad (39),$$

mit

$$u = \frac{2 - 0,01 \cdot C \cdot \frac{b}{t}}{1,98} \quad (40).$$

Die Beziehung (39) ist in Bild 51c graphisch dargestellt (ausgezogene Linien). Sie gilt - ebenso wie der Ansatz BENNETTS - nur für C-Werte, die innerhalb des in Bild 48 angegebenen Anwendbarkeitsbereiches liegen.

Zur Überprüfung der mit dem Ansatz BENNETTS errechneten Länge des Einflußbereiches wurden im elektrischen Widerstandsnetzwerk für mehrere innerhalb des Anwendbarkeitsbereiches liegende C-Werte der Einflußbereich des Dammvorfeldes ermittelt. Die hierbei gewählte Vorgehensweise wich von der oben beschriebenen Vorgehensweise ab. Im Netzwerk wurde geprüft, wie weit die Länge l_D der halbdurchlässigen Deckschicht verkürzt werden kann (vgl. Bild 51b), ohne daß im Bereich des Dammes spürbare Veränderungen in den Strömungsverhältnissen auftreten. Die Versuche haben gezeigt, daß lediglich vernachlässigbar geringe Veränderungen in den Druckverhältnissen im Grundwasser zu erwarten sind, wenn die Länge l_D der Deckschicht soweit verkürzt wird, daß die unter dem Damm hindurchsickernde Wassermenge etwa 1% über den Wasserverlusten liegt, die bei einer unendlich langen Deckschicht ($l_D = \infty$) zu erwarten wären. Die für dieses Kriterium im Netzwerk ermittelten Grenzlängen l_g' sind - bezogen auf die Mächtigkeit t des durchlässigen Untergrundes - in Bild 51c

in Form der gestrichelten Kurven wiedergegeben. Aus dem Diagramm ist ersichtlich, daß sich für große C-Werte mit dem Ansatz BENNETTS ein größerer Einflußbereich des Dammvorfeldes ergibt als nach den Versuchen im elektrischen Widerstandsnetzwerk zu erwarten ist. Die Ursache hierfür mag sowohl auf die im Ansatz BENNETTS enthaltenen Näherungen als auch auf die Unterschiede in den verwendeten Kriterien zur Ermittlung des Einflußbereiches des Dammvorfeldes zurückzuführen sein. Für praktische Belange spielt die festgestellte Abweichung nur eine untergeordnete Rolle. Sie macht sich nur bemerkbar, wenn sich der Einflußbereich über kurze Entfernungen von der Dammachse erstreckt, das heißt über Entfernungen, über die der Untergrundaufbau zumeist ohnehin erkundet wird. Für den Fall, daß sich der Einflußbereich des Dammvorfeldes über große Entfernungen erstreckt, zeigen die mit dem Ansatz BENNETTS und die im Netzwerk ermittelten Kurven eine gute Übereinstimmung.

Der Kurvenverlauf in Bild 51c läßt deutlich erkennen, daß eine halbdurchlässige Deckschicht von einer gewissen Entfernung von der Dammachse an nicht mehr zur Reduktion der Sickerwasserverluste im Dammuntergrund beiträgt. Je nach Aufbau des Untergrundes können also schon bei einer verhältnismäßig kurzen Deckschicht die gleichen Sickerwasserverluste und die gleichen Druckverhältnisse im Grundwasser unter dem Damm auftreten, wie sie bei Vorhandensein einer sich über den gesamten Stauraum erstreckenden halbdurchlässigen Deckschicht zu erwarten wären. Der Kurvenverlauf in Bild 51c läßt jedoch auch deutlich werden, daß sich der Einflußbereich des Dammvorfeldes bei geschichtetem Untergrund über ein Vielfaches der Entfernung erstrecken kann, über die er sich bei einem homogen aufgebauten Untergrund erstreckt. Um eine zutreffende Aussage über die Strömungsverhältnisse unter einem Damm auf geschichtetem Untergrund zu ermöglichen, ist es folglich unerlässlich, auch im Vorfeld des Dammes den Aufbau des Untergrundes sorgfältig zu erkunden. Sollte dies mit Rücksicht auf die unter Umständen beträchtliche Länge des Einflußbereiches nicht im gesamten Einflußbereich verwirklicht werden können, so sollte durch Grenzbetrachtungen im Widerstandsnetzwerk oder in einem anderen geeigneten Modell zumindest überprüft werden, wie sich in dem nicht aufgeschlossenen Teil des Einflußbereiches eine Abweichung des Untergrundaufbaus von den erwarteten Untergrundverhältnissen auf die Sickerwasserverluste und die Druckverhältnisse im Grundwasser unter dem Damm auswirken kann.

Nach den bisherigen Untersuchungsergebnissen ist zu erwarten, daß sich auch die Frage nach den Druckverhältnissen im Grundwasser mit Hilfe der im Anhang abgeleiteten Beziehung für den hydraulischen Austrittsgradienten

$$i_{\text{aus}} = \frac{\Delta h}{t} \cdot C \cdot \alpha_{o,n} \cdot e^{-C \cdot \frac{x}{t}} \quad (41)$$

innerhalb des Anwendbarkeitsbereiches des BENNETT'schen Ansatzes zufriedenstellend beantworten läßt. Die Beziehung gibt die Größe des Austrittsgradienten in Abhängigkeit von der Entfernung x vom luftseitigen Fuß des als undurchlässig betrachteten Dammkernes an. Sie basiert auf der Annahme, daß die Niveauhöhe h im durchlässigen Horizont über die Tiefe konstant ist und ihre Differenz zu der Niveauhöhe des Unterwassers linear über die Dicke der Deckschicht abgebaut wird. Die in Gleichung (41) zunächst unbekanntes Parameter C und $\alpha_{o,n}$ können mit Hilfe der Diagramme in den Bildern 48 und 49 leicht ermittelt und die Beziehung in halb logarithmischem Maßstab als Gerade dargestellt werden.

Der auf die äußere Niveaudifferenz Δh und die Mächtigkeit t des durchlässigen Untergrundes bezogene hydraulische Austrittsgradient i stellt nach der Potentialtheorie eine Funktion folgender Parameter dar :

$$\frac{i_{\text{aus}}}{\frac{\Delta h}{t}} = f \left(\frac{k_o}{k_u}, \frac{t_o}{t}, \frac{b}{t}, \frac{x}{t} \right) \quad (42).$$

Im Netzmodell wurden für verschiedene Durchlässigkeitsverhältnisse k_o/k_u die bezogenen Austrittsgradienten in Abhängigkeit von x/t ermittelt und die verbleibenden Parameter t_o/t und b/t variiert. Das Ergebnis dieser Untersuchung ist zusammen mit den nach BENNETT berechneten Austrittsgradienten für das Durchlässigkeitsverhältnis $k_o/k_u = 1/100$ in Bild 52 dargestellt. Ein Vergleich der gestrichelten mit den ausgezogenen Kurven bestätigt die oben ausgesprochene Erwartung über die Genauigkeit der mit dem BENNETT'schen Ansatz berechneten Austrittsgradienten.

Die für große Deckschichtmächtigkeiten im Bereich des Dammfußes festzustellende Abweichung der berechneten von den im elektrischen Widerstandsnetzwerk

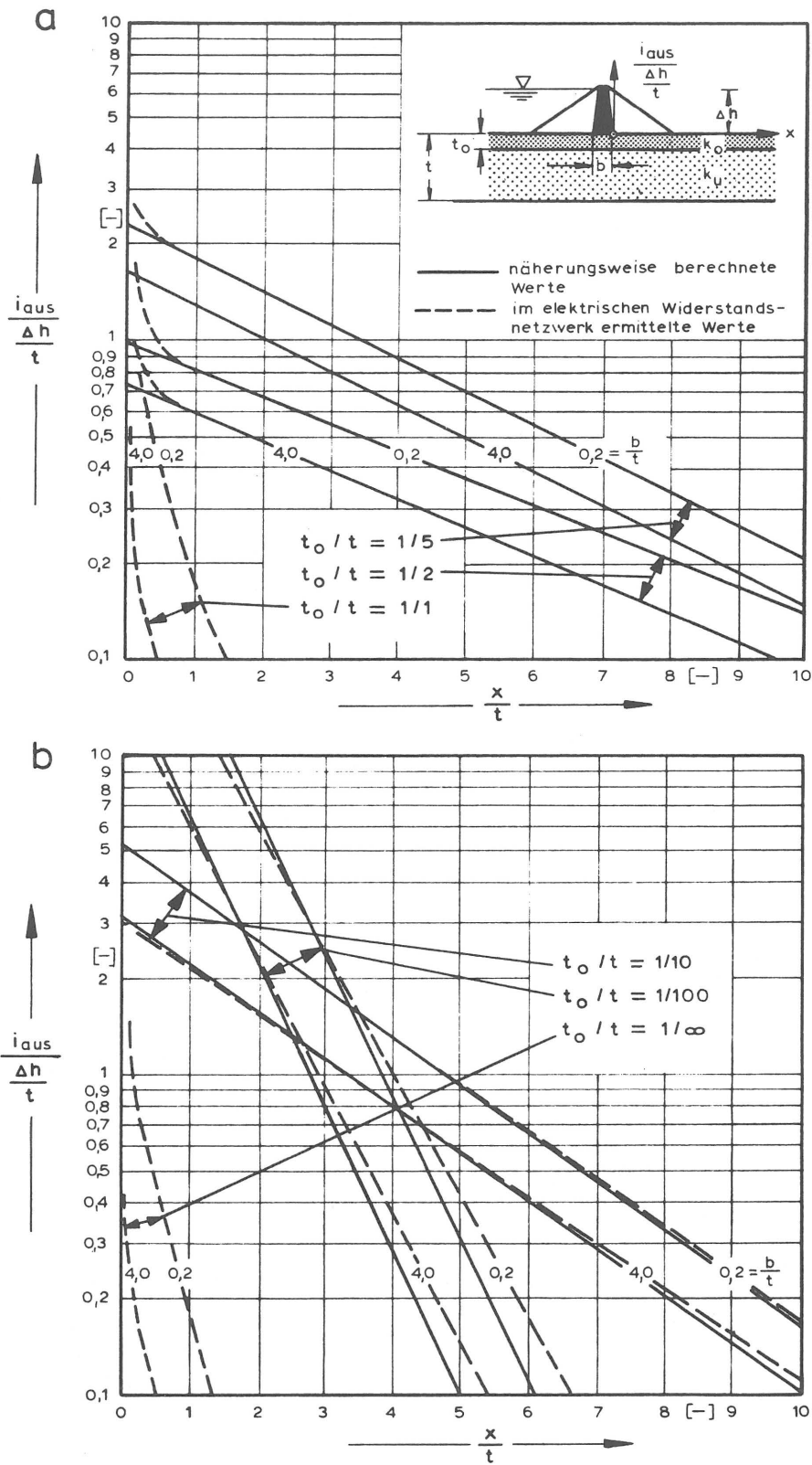


Bild 52: Vergleich der näherungsweise berechneten mit den im Widerstandsnetzwerk ermittelten Austrittsgradienten ($k_0/k_u = 1/100$)

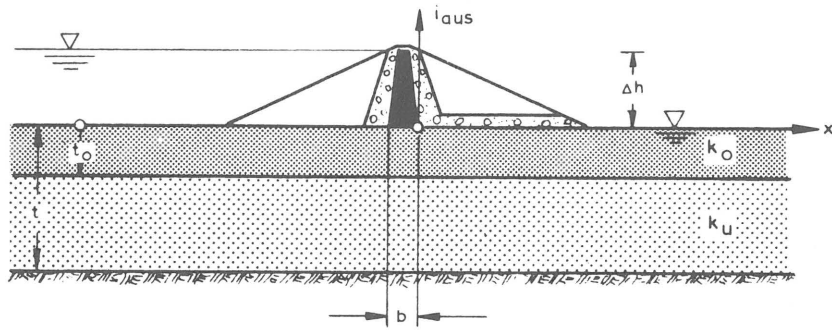
a für $t_0/t = 1/1 ; 1/2 ; 1/5$

b für $t_0/t = 1/10 ; 1/100 ; 1/\infty$

gemessenen Austrittsgradienten ist wiederum auf die aus Bild 47 ersichtliche Diskrepanz zwischen den tatsächlich auftretenden Strömungsrichtungen und den im Näherungsverfahren vorausgesetzten Strömungsrichtungen zurückzuführen. Die festgestellte Abweichung wird erheblich geringer sein, wenn die Deckschicht in sich geschichtet ist und deshalb zur Verhütung ihrer horizontalen Durchströmung durch eine vertikale Dichtungsschürze unter dem Damm abgeriegelt wird. Diese in der Praxis häufig erforderliche Dichtungsmaßnahme erzwingt auch bei einer sehr mächtigen halbdurchlässigen Deckschicht Strömungsverhältnisse, die den von BENNETT angenommenen sehr nahe kommen.

Am Beispiel des in Bild 52 dargestellten Verlaufs der Austrittsgradienten ist deutlich zu erkennen, daß die Größe der Austrittsgradienten am Kernfuß sowie ihre Abnahme über die Entfernung x/t wesentlich von der Dicke der halbdurchlässigen Deckschicht beeinflusst wird. Dieser Einfluß ist beispielsweise bei der Längenermittlung eines Flächenfilters, das zur Verhütung von Erosionserscheinungen auf den luftseitigen Dammuntergrund aufgebracht werden soll, von besonderer Bedeutung. Der Einfluß wird deshalb in Bild 53 an Hand eines konkreten Beispiels nochmals verdeutlicht. Die mit Hilfe der Diagramme in Bild 52 ermittelten Kurven ermöglichen es, für ein beliebiges Verhältnis von t_0/t die Entfernung x/t zu bestimmen, in der der luftseitige Austrittsgradient den Wert 1,0 , 0,5 oder 0,25 besitzt.

Im Falle einer sehr mächtigen Deckschicht, das heißt in einem Falle der einem homogenen Untergrundaufbau ($t_0/t \approx 1$) sehr nahe kommt, nimmt die Größe des Austrittsgradienten i_{aus} über die Entfernung x/t sehr schnell ab. Der Austrittsgradient beträgt dann bereits in einer Entfernung von $x \approx 0,5t$ nur noch $i_{aus} = 0,25$. Beträgt dagegen die Dicke der halbdurchlässigen Deckschicht nur 10% der Gesamtmächtigkeit des durchlässigen Untergrundes, das heißt $t_0 = 0,1 \cdot t$, so nimmt der Austrittsgradient erst in einer Entfernung von annähernd $7 \cdot t$ auf die Größe $i_{aus} = 0,25$ ab. Wollte man die Wasseraustrittsfläche des in Bild 53 skizzierten Dammes über einen Bereich, in dem der Austrittsgradient $i_{aus} \geq 0,25$ ist, zum Schutze gegen Erosionserscheinungen mit einem Flächenfilter abdecken, so ergäbe sich also je nach Mächtigkeit der halbdurchlässigen Deckschicht eine erforderliche Filterlänge zwischen $0,5 \cdot t$ und annähernd $7 \cdot t$. Dieses Beispiel verdeutlicht, daß es keineswegs immer vorteilhaft ist, einen unterströmten Damm ausschließlich durch ein Flächenfilter gegen Erosion zu sichern. Bei geschichtetem Untergrund



$$\frac{k_0}{k_U} = \frac{10^{-6} \text{ m/s}}{10^{-4} \text{ m/s}} = \frac{1}{100} \quad \frac{b}{t} = \frac{20 \text{ m}}{100 \text{ m}} = \frac{1}{5} \quad \frac{\Delta h}{t} = \frac{50 \text{ m}}{100 \text{ m}} = \frac{1}{2}$$

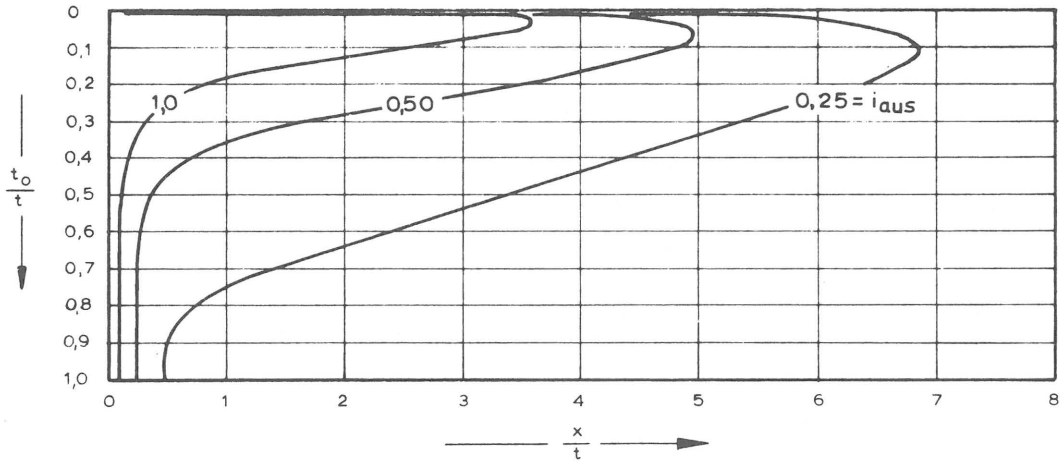
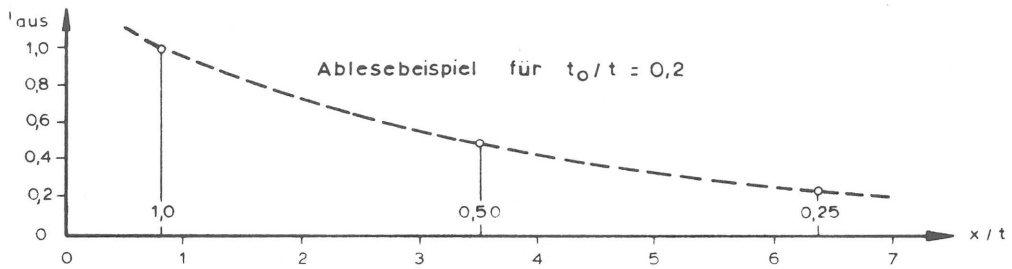


Bild 53: Abnahme des Austrittsgradienten mit der Entfernung vom Kernfuß als Funktion der Deckschichtmächtigkeit

kann es erheblich wirtschaftlicher sein, nur ein kurzes Flächenfilter anzuordnen und noch zusätzliche Sicherungsvorkehrungen, im vorliegenden Fall beispielsweise Entspannungsbrunnen, vorzusehen. Hierauf deutet auch die Tatsache, nach der die erforderliche Länge eines Flächenfilters nicht nur von der Mächtigkeit der Deckschicht, sondern auch von der Größe des zulässigen Austrittsgradienten bzw. von der geforderten Erosionssicherheit wesentlich beeinflußt wird.

Wenn für vorübergehende Baumaßnahmen vom Untergrundaufbau her gesehen in der ungeschützten Wasseraustrittsfläche ein Austrittsgradient von $i_{\text{aus}} \leq 1$ noch als zulässig erscheint, so ergibt sich aus Bild 53 für $t_o/t = 0,2$ eine Filterlänge von etwa $0,8 \cdot t$. Läßt man dagegen in der ungeschützten Wasseraustrittsfläche einen Austrittsgradienten von höchstens 0,25 zu, so erfordert dies eine Verlängerung des Flächenfilters um mehr als 800%.

Wie sich aus der Beziehung (41) leicht ableiten läßt, ist der aufgezeigte Einfluß der Dicke der Deckschicht und der Größe des zulässigen Austrittsgradienten auf die zu treffenden Sicherungsvorkehrungen noch erheblich größer, wenn das Durchlässigkeitsverhältnis k_o/k_u sehr klein bzw. der Unterschied in der Durchlässigkeit der beiden Schichten sehr groß wird. Im Gegensatz hierzu übt die Kernbreite b nur einen geringen Einfluß aus. Aus Bild 52 ist zu erkennen, daß selbst eine Zunahme des Verhältnisses b/t von 0,2 um das 20fache auf $b/t = 4$ bei den üblichen Verhältnissen von t_o/t nur eine geringfügige Abnahme der Austrittsgradienten zur Folge hat. Dies ist gleichbedeutend mit der Feststellung, daß ein wasserseitig sich an den Dammkern anschließender Dichtungsteppich bei dem hier zur Diskussion stehenden Untergrundaufbau nur in geringem Umfang zur Erhöhung der Erosionssicherheit eines Dammes beitragen würde.

Auf Grund der erhaltenen Ergebnisse läßt sich nunmehr zusammenfassend feststellen, daß sowohl die Sickerwasserverluste als auch der Einflußbereich des Dammvorfeldes und die Druckverhältnisse im Grundwasser je nach Deckschichtmächtigkeit und Durchlässigkeitsverhältnis sehr unterschiedlich sein können. Sämtliche Größen lassen sich jedoch mit Hilfe weniger Parameter mit guter Näherung abschätzen.

Entsprechend den Unterschieden in den Druckverhältnissen im Grundwasser kann auch die Eignung der im Dammbau üblichen konstruktiven Sicherungsvor-

kehrungen zur Erhöhung der Erosionssicherheit eines Dammes sehr verschieden sein. Es empfiehlt sich deshalb in jedem Einzelfalle sorgfältig zu überprüfen, mit welchen Sicherungsvorkehrungen ein erosionssicherer und zugleich auch wirtschaftlicher Dammentwurf erzielt werden kann.

6.3.2 Durchlässiger Untergrund mit einer halbdurchlässigen Zwischenschicht

Im vorigen Abschnitt wurde nachgewiesen, daß es auf äußerst einfache Weise möglich ist, sich einen ersten Überblick über die Strömungsverhältnisse unter einem Damm zu verschaffen, dessen Untergrundaufbau dem Schema der Schichtenfolge I in Bild 44 entspricht. In der Folge soll untersucht werden, inwieweit dies auch bei einem der Schichtenfolge II entsprechenden Untergrundaufbau gelingt.

Wie bereits erwähnt, ergibt sich bei der Schichtenfolge II für $n=1$ der triviale Fall des homogenen Untergrundes. Für $n=2$ kann zumeist mit guter Näherung die Durchlässigkeit des Horizontes 2 gleich Null gesetzt und der Untergrund ebenfalls als annähernd homogen aufgebaut angesehen werden. Folglich ergibt sich erstmals für $n=3$ ein für die Schichtenfolge II charakteristischer Untergrundaufbau. Dieser ist in Bild 54a skizziert und soll in der Folge näher untersucht werden.

Der zu untersuchende Untergrundaufbau ist für die Belange der Praxis insofern von Interesse, als er in der Natur nicht selten anzutreffen ist und an die Erosionssicherung eines Dammes besondere Anforderungen stellt, wenn der Untergrund aus wirtschaftlichen Erwägungen mit einer nur bis zu der halbdurchlässigen Zwischenschicht reichenden Dichtungsschürze abgeriegelt und die Durchströmung des unteren durchlässigen Horizontes in Kauf genommen werden soll. Die Strömungsverhältnisse in diesem Untergrund sind darüber hinaus noch insofern von Interesse, als sie einen ersten Überblick über die Strömungsverhältnisse in einem Untergrund vermitteln können, der in seinem Aufbau der Schichtenfolge II entspricht und aus mehr als drei Horizonten besteht ($n > 3$; vgl. Abschnitt 6.3.3).

Zur Beschreibung der Strömungsverhältnisse unter dem Damm in Bild 54a ist

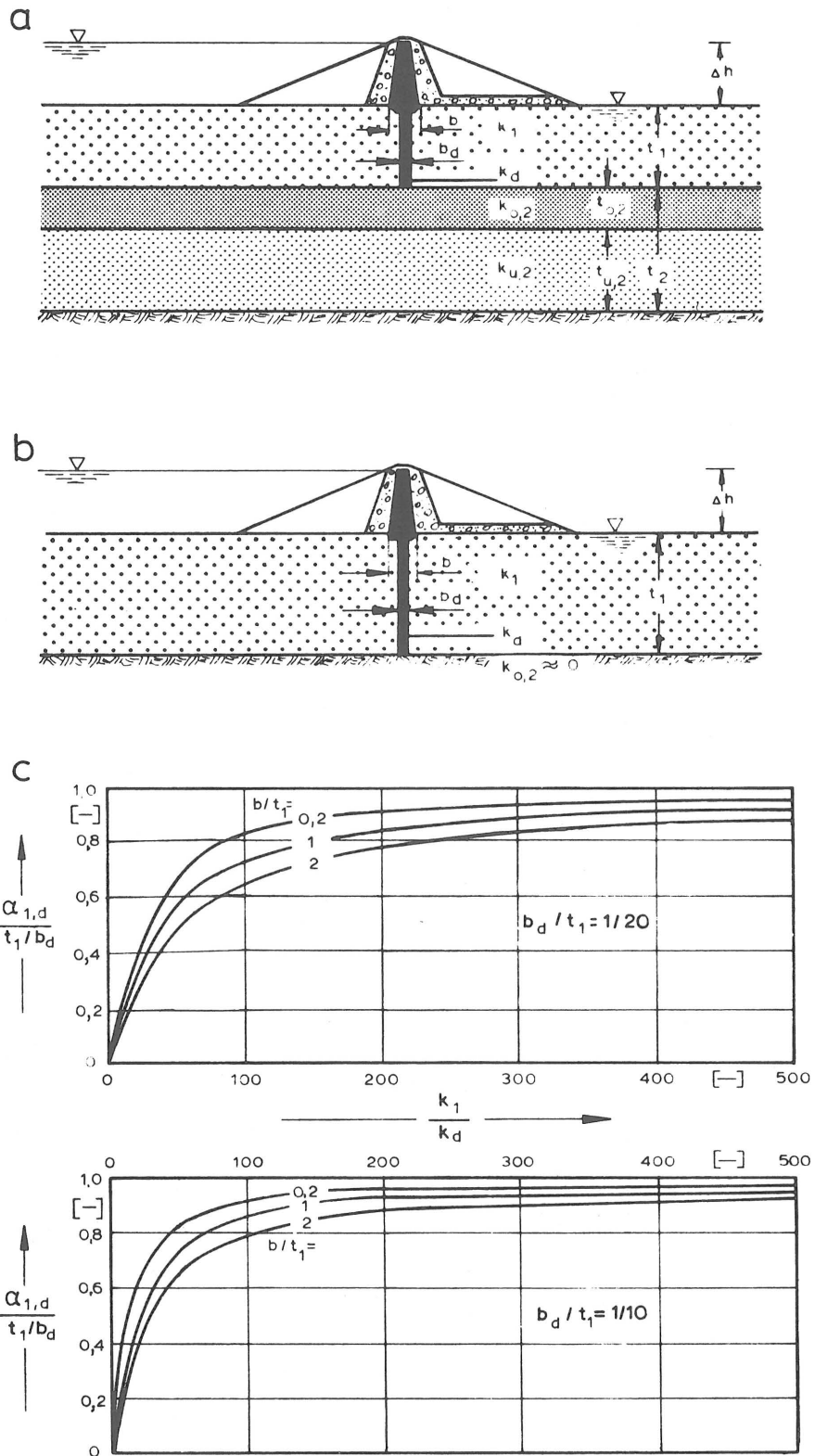


Bild 54: Durchlässiger Untergrund mit einem halbdurchlässigen Zwischenhorizont

- a Untergrundaufbau
- b und c Untergrundaufbau und Formfaktoren für den Sonderfall $k_{0,2} \approx 0$

eine Vielzahl von Parametern zu berücksichtigen. Beispielsweise stellt die unter dem Damm hindurchsickernde Wassermenge Q eine Funktion folgender Größen dar :

$$Q = f \left(\frac{b}{t_1}, \frac{b_d}{t_1}, \frac{t_1}{t_2}, \frac{t_{o,2}}{t_2}, \frac{k_1}{k_{o,2}}, \frac{k_{o,2}}{k_{u,2}}, k_d, \Delta h \right) \quad (43).$$

Wegen der Vielzahl der zu berücksichtigenden Parameter würden versuchstechnisch ermittelte Einzellösungen im vorliegenden Fall kaum die Möglichkeit bieten, sich einen zufriedenstellenden Überblick über den Einfluß der einzelnen Parameter auf die Strömungsverhältnisse zu verschaffen. In der Folge wird deshalb der Versuch unternommen, das zur Diskussion stehende Strömungsproblem in zwei einfach zu lösende Einzelprobleme aufzuspalten.

Unter der Annahme, daß die halbdurchlässige Zwischenschicht zunächst undurchlässig sei, ergibt sich der Fall eines homogenen Dammuntergrundes, der bis zur undurchlässigen Schicht durch einen Injektionsschleier oder eine Dichtungsschürze abgeriegelt ist (vgl. Bild 54b). Unter dieser Annahme betragen die Sickerwasserverluste nach der Potentialtheorie

$$Q_1 = \alpha_{1,d} \cdot k_d \cdot \Delta h \quad (44),$$

wobei der auf die Durchlässigkeit k_d der Dichtungsschürze bezogene Formfaktor $\alpha_{1,d}$ eine Funktion folgender Parameter darstellt :

$$\alpha_{1,d} = f \left(\frac{k_1}{k_d}, \frac{b_d}{t_1}, \frac{b}{t_1} \right) \quad (45).$$

Der Formfaktor $\alpha_{1,d}$ wurde als Funktion des Durchlässigkeitsverhältnisses k_1/k_d unter Variation der restlichen Parameter im elektrischen Widerstandnetzwerk ermittelt. Er ist - bezogen auf die Größe t_1/b_d - in Bild 54c dargestellt. Der Kurvenverlauf in den Diagrammen deutet darauf hin, daß die Größe t_1/b_d eine Asymptote bildet, welcher der Formfaktor mit zunehmendem Durchlässigkeitsverhältnis k_1/k_d entgegenstrebt.

Betrachtet man den Untergrund in Bild 54b im Grenzfall als vollkommen durchlässig ($k_1 = \infty$), so bildet der undurchlässige Horizont zusammen mit der

Dichtungsschürze praktisch eine Wanne, durch deren halbdurchlässige Wand (Dichtungsschürze) infolge des hydraulischen Gefälles $\Delta h/b_d$ die Wassermenge $Q_{1,\text{grenz}}$ zur Luftseite hin abfließen kann :

$$Q_{1,\text{grenz}} = \frac{\Delta h}{b_d} \cdot k_d \cdot t_1 \quad (46).$$

Formt man Gleichung (46) um,

$$Q_{1,\text{grenz}} = \frac{t_1}{b_d} \cdot k_d \cdot \Delta h \quad (47)$$

und vergleicht die entstandene Beziehung mit Gleichung (44), so ist zu erkennen, daß der rechnerische Grenzwert des Formfaktors $\alpha_{1,d}$ tatsächlich t_1/b_d betragen muß.

Die Diagramme in Bild 54c verdeutlichen, daß für die im Erdstaudambau üblichen Verhältnisse von b_d/t_1 (Sylvenstein $b_d/t_1 \approx 1/5$, Assuan $b_d/t_1 \approx 1/5$) die Beziehung (47) bereits zu einer brauchbaren Näherungslösung führt, wenn die Durchlässigkeit der Injektions- oder Dichtungsschürze etwa um den Faktor 1/50 bis 1/100 kleiner ist als die Durchlässigkeit des Untergrundes. In der Mehrzahl aller praktischen Fälle wird der Unterschied zwischen der Durchlässigkeit der Dichtungsschürze und des sie umgebenden Bodens noch weit größer sein. Die Durchlässigkeit von kiesig bis sandigen Böden liegt zumeist in einem Bereich von $5 \cdot 10^{-3}$ bis $1 \cdot 10^{-4}$ m/s, während die heute mit wirtschaftlich vertretbaren Mitteln in derartigen Böden erzielbare Durchlässigkeit von Injektionsschleiern in der Größenordnung von $1 \cdot 10^{-6}$ m/s und die Durchlässigkeit von Dichtungsschürzen in Form von Schlitzwänden noch weit unter dieser Grenze liegt [11, 13].

Das in Bild 54b betrachtete Strömungsproblem kann folglich mit guter Näherung so behandelt werden, als ob die gesamte Niveaudifferenz Δh ausschließlich in der Dichtungsschürze abgebaut würde. Wie unten noch gezeigt wird, trifft dies auch dann noch zu, wenn die Dichtungsschürze anstatt in einen undurchlässigen Horizont lediglich, wie in Bild 54a skizziert, in eine halbdurchlässige Schicht einbindet und die Durchlässigkeit dieser Schicht mindestens um den Faktor 1/50 kleiner ist als die Durchlässigkeit des darüber

anstehenden Untergrundes.

Das zur Diskussion stehende Strömungsproblem läßt sich folglich in der Mehrzahl aller praktischen Fälle mit guter Näherung in das in Bild 54b gezeigte Problem und das in Abschnitt 6.3.1 behandelte Problem aufspalten.

Die Gesamtsickerwassermenge ergibt sich dann als Summe der durch die Dichtungsschürze abfließenden Wassermenge Q_1 und der Wassermenge Q_2 , die durch den halbdurchlässigen Zwischenhorizont dringt und im unteren durchlässigen Horizont abgeführt wird :

$$Q = Q_1 + Q_2 \quad (48).$$

Die Wassermenge Q_1 kann mit der Beziehung (47) und die Wassermenge Q_2 mit der Beziehung (29) unter Zuhilfenahme der Diagramme in den Bildern 48 und 49 berechnet werden.

Entsprechend kann der Einflußbereich des Dammvorfeldes an Hand des Diagrammes in Bild 51 beurteilt und die Niveauhöhe des Grundwassers im Bereich des unteren durchlässigen Horizontes mit Hilfe der Beziehung (41) abgeschätzt werden. Im oberen durchlässigen Horizont ist die Niveauhöhe des Grundwassers auf der Wasserseite der Dichtungsschürze annähernd gleich der Niveauhöhe des Oberwassers, luftseits der Dichtungsschürze entspricht diese mit guter Näherung der Niveauhöhe des Unterwassers.

Die für den Durlaßboden-Staudamm [10] durchgeführten Untersuchungen bestätigen, daß der vorgeschlagene Lösungsweg durchaus zur Abschätzung der Sickerwasserverluste und der Druckverhältnisse im Grundwasser dienen kann. In Bild 55a ist der Dammquerschnitt sowie der Untergrundaufbau im Bereich der Sperrenstelle schematisch skizziert. Bild 55b zeigt den Formfaktor des Strömungsgebietes und die im unteren Kieshorizont (Piezometer P1 und P4) zu erwartende Niveauhöhe in Abhängigkeit von der Durchlässigkeit der in den kiesigen Untergrund eingelagerten Schluffschicht. Die schwarzen Punkte kennzeichnen die im elektrischen Widerstandsnetzwerk gemessenen Werte, die Kreise geben die mit dem oben erläuterten Näherungsverfahren berechneten Werte wieder. Die mit dem Näherungsverfahren erhaltenen Ergebnisse zeigen mit steigender Durchlässigkeit der Schluffschicht eine zunehmende Abweichung von den im Netzwerk ermittelten Werten. Die Diagramme bestätigen, daß

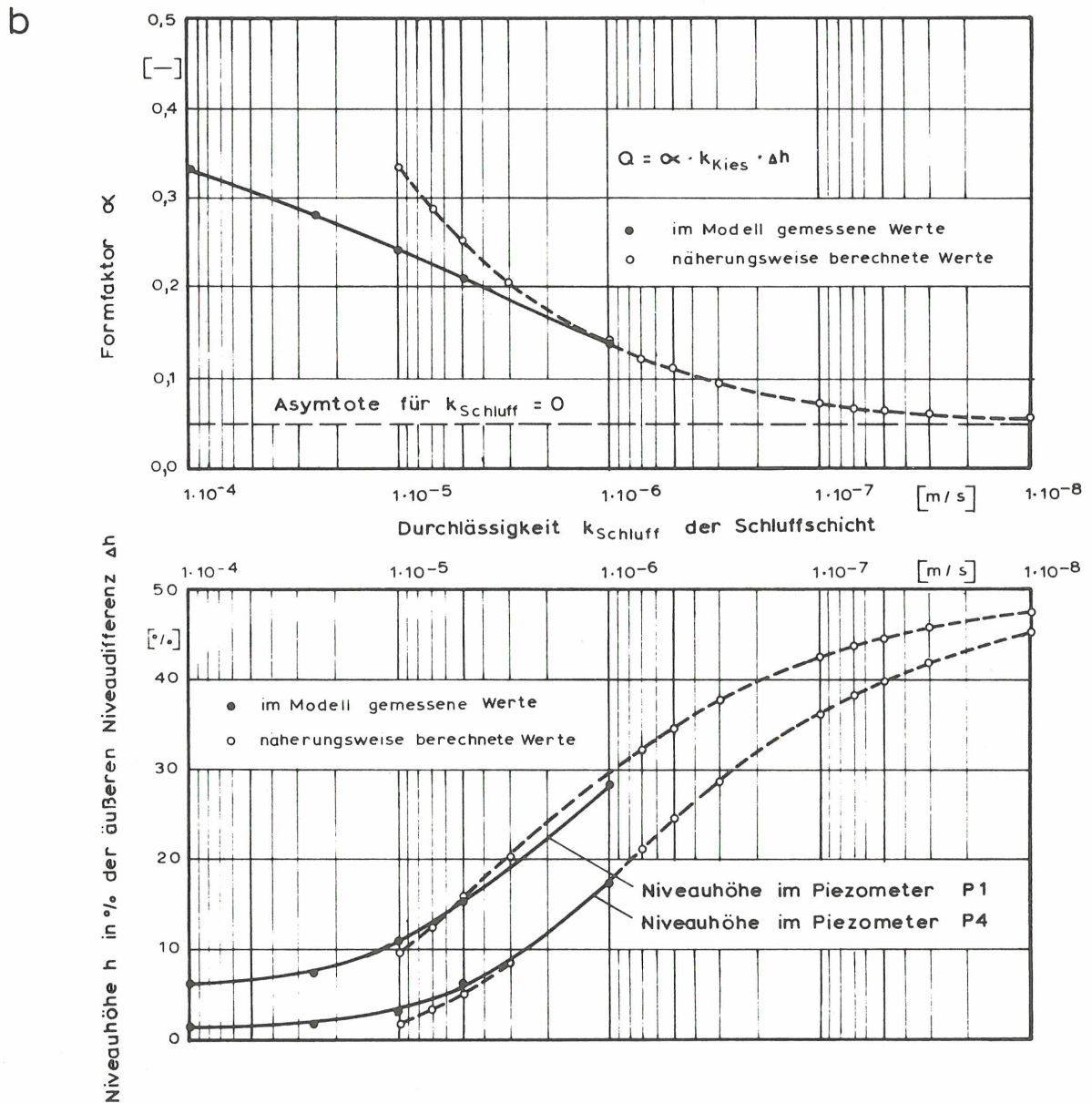
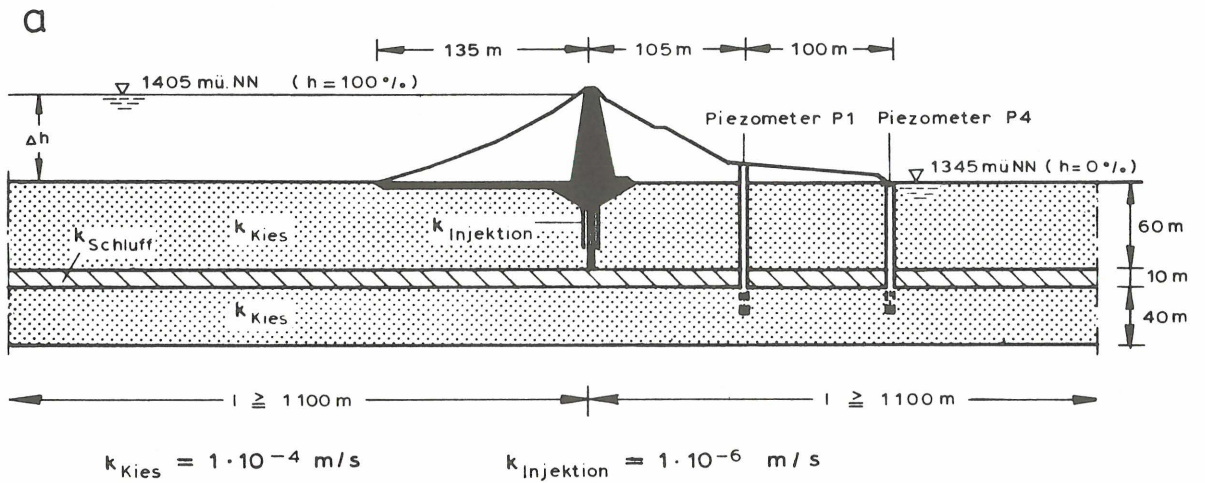


Bild 55: Der Durlaßboden - Staudamm ; nach Breth [10]

a Dammschnitt und Untergrundaufbau

b Gesamtsickerwassermenge und Niveauhöhe des Grundwassers im unteren Kieshorizont

diese Abweichung bis zu einem Durchlässigkeitsverhältnis von etwa

$$\frac{k_{\text{Schluff}}}{k_{\text{Kies}}} \leq \frac{1}{50}$$

tatsächlich vernachlässigbar gering ist, so daß man sich in der Mehrzahl aller praktischen Fälle mit dem aufgezeigten Lösungsweg durchaus einen ersten Überblick über die Strömungsverhältnisse in dem zur Diskussion stehenden Untergrund verschaffen kann.

Dem Ergebnis zufolge stimmen die Druckhöhen im unteren durchlässigen Horizont (Bild 55a) näherungsweise mit denjenigen überein, die bei einem vergleichbaren Durchlässigkeits- und Schichtdickenverhältnis im durchlässigen Horizont (Bild 45) der im vorigen Abschnitt behandelten Schichtenfolge zu erwarten sind. Dennoch ist bei dem in Bild 55a skizzierten Untergrundaufbau die Gefahr eines hydraulischen Grundbruches bzw. einer Erosion im allgemeinen geringer, da der über der halbdurchlässigen Zwischenschicht liegende Horizont praktisch die Funktion eines Flächenfilters und einer Druckbank übernimmt.

Wie aus den Diagrammen in Bild 55b zu ersehen ist, kann die Niveauhöhe im unteren Horizont mit abnehmender Durchlässigkeit der Zwischenschicht nahezu bis auf 50% der äußeren Niveaudifferenz ansteigen, während die Sickerwasserverluste in diesem Falle nahezu ihren unteren Grenzwert nach Gleichung (47) erreichen. Große Druckhöhen im Grundwasser auf der Luftseite eines Dammes müssen also keinesfalls ein Zeichen für große Sickerwasserverluste darstellen. Umgekehrt sollten aber auch kleine Sickerwasserverluste keinesfalls kritiklos als Hinweis für eine ausreichende Erosionssicherheit eines Dammes gewertet werden.

6.3.3 Mehrfach geschichteter Untergrund

Der in den beiden vorangegangenen Abschnitten behandelte Untergrundaufbau kennzeichnet sich dadurch aus, daß die unter dem halbdurchlässigen Horizont anstehende durchlässige Schicht nach unten hin von einem undurchlässigen Horizont begrenzt wird. Wenn an Stelle des undurchlässigen Horizontes eine

weitere Wechselfolge von halbdurchlässigen und durchlässigen Bodenschichten angetroffen wird (vgl. Bild 44), ist es unter Vernachlässigung dieser Wechselfolge denkbar, sich mit den aufgezeigten Näherungsverfahren einen ersten Überblick über die im Untergrund zu erwartenden Strömungsverhältnisse zu verschaffen.

Vergleichsuntersuchungen im elektrischen Widerstandsnetzwerk haben ergeben [16], daß sich hierdurch ein brauchbarer Anhaltspunkt für die Beurteilung der Größe der Sickerwasserverluste erzielen läßt. Dagegen wird die Größe der Austrittsgradienten bzw. der Gradienten in der obersten halbdurchlässigen Schicht durch diese Näherungsbetrachtung zumeist unterschätzt.

Eine genauere Abschätzung der Strömungsverhältnisse läßt sich durch die Erweiterung des Näherungsansatzes von BENNETT erzielen. Der Ansatz BENNETTS führt, beispielsweise auf die Schichtenfolge I in Bild 44 mit $n=4$ oder $n=6$ angewandt, zu einem System von Differentialgleichungen, dessen Lösung von SHEA und WHITSETT [57] für einige Sonderfälle angegeben wird. Die Ergebnisse einer Vergleichsuntersuchung [16] für einen Sonderfall (Schichtenfolge I, $n=6$) deuten darauf hin, daß die Lösung SHEAS und WHITSETTS durchaus zur Voruntersuchung der Strömungsverhältnisse unter einem Damm auf mehrfach geschichtetem Untergrund herangezogen werden kann, sofern die Durchlässigkeit des Dammuntergrundes wenigstens 50mal größer als die der in ihn eingelagerten halbdurchlässigen Horizonte ist. Hierbei bleibt jedoch zu berücksichtigen, daß zur Bewältigung des anfallenden numerischen Rechenaufwandes der Einsatz einer elektronischen Rechenanlage erforderlich ist, und dadurch der Vorteil des Näherungsverfahrens, auf schnellem Wege ohne Zuhilfenahme eines Modells zu einer Abschätzung der zu erwartenden Strömungsverhältnisse zu gelangen, zumindest teilweise wieder zunichte gemacht wird.

7. Zusammenfassung

In zunehmendem Umfang werden heute hohe Erdstaudämme auf mächtigen alluvialen Ablagerungen geschüttet. Häufig muß dabei auf eine völlige Abriegelung des Damuntergrundes verzichtet werden, weil kein ausreichend mächtiger und dichter Horizont im Untergrund vorhanden ist oder dieser zu tief unter der Dammsohle liegt. Obwohl die Standsicherheit und die wirtschaftliche Bemessung solcher Dämme in entscheidendem Umfang von der richtigen Einschätzung ihrer Erosionssicherheit abhängig sind, herrschen in der Literatur immer noch grundsätzliche Meinungsverschiedenheiten über die Beurteilung der Erosionssicherheit unterströmter Erdstaudämme vor.

In der vorliegenden Arbeit werden deshalb die verschiedenen Verfahren zur Beurteilung der Erosionssicherheit eines Dammes auf ihre Anwendbarkeitsgrenzen hin untersucht und einem kritischen Vergleich unterzogen.

Die auf statistischer Grundlage aufgebauten und in ihrer Handhabung äußerst einfachen Verfahren von LANE (1932) und TSCHUGAJEW (1965) erwiesen sich nur als begrenzt anwendbar. Die beiden Verfahren können zu sehr unwirtschaftlichen Dammentwürfen führen. Bei geschichtetem Damuntergrund sollte von ihrer Anwendung abgesehen werden.

Nach den Untersuchungsergebnissen ist lediglich das auf der Potentialtheorie basierende Verfahren allgemein anwendbar.

Dieses Verfahren setzt voraus, daß der Aufbau und die Durchlässigkeit des Damuntergrundes sorgfältig erkundet und anschließend die im Sperrbereich zu erwartenden Strömungsverhältnisse ermittelt werden. Hierauf kann an Hand der Größe und Richtung des Strömungsdruckes unter Zuhilfenahme von Erosionskriterien die Erosionssicherheit des geplanten Dammes beurteilt werden.

Es wird gezeigt, daß das Auftreten einer rückschreitenden Erosion im Damuntergrund mehrere Ursachen haben kann und jede dieser Ursachen bei der Anwendung des potentialtheoretischen Verfahrens berücksichtigt werden muß: Inwieweit durch Suffosion, durch Kontakterosion oder durch die Vorstufe eines hydraulischen Grundbruchs mit einer rückschreitenden Erosion zu rechnen ist, kann unter Zuhilfenahme der in Abschnitt 4.3 erläuterten Kriterien

mit ausreichender Genauigkeit beurteilt werden. Lediglich, wenn infolge der geologischen Entstehungsgeschichte eines Dammuntergrundes entscheidende Unregelmäßigkeiten in seinem Aufbau zu erwarten und diese in den durchgeführten Untergrundaufschlüssen nicht mit Sicherheit erkannt worden sind, kann die Überprüfung der Erosionsicherheit eines Dammes besondere Untersuchungen und Vorsichtsmaßnahmen erfordern. Das potentialtheoretische Verfahren bietet deshalb nicht wie die statistischen Verfahren in jedem Falle festgefügte und schematisch anwendbare Regeln. Es ermöglicht jedoch, den jeweiligen Untergrund- und Strömungsverhältnissen weitgehend Rechnung zu tragen und dadurch - im Gegensatz zu den statistischen Verfahren - einen Erddamm nicht nur erosionssicher, sondern zugleich auch wirtschaftlich zu entwerfen.

Als eine der wesentlichsten Voraussetzungen für die erfolgreiche Anwendung des potentialtheoretischen Verfahrens erwies sich die zutreffende Ermittlung der Strömungsverhältnisse im Dammuntergrund. Mit den bisher üblichen Modellverfahren konnte diese Voraussetzung bei geschichteten und nur teilweise abgeriegelten Böden, also gerade in Fällen, in denen der Frage nach der Erosionssicherheit eines Dammes besondere Bedeutung zukommt, zumeist nur unzureichend erfüllt werden. Es wurde deshalb ein leistungsfähiges elektrisches Widerstandsnetzwerk zur Lösung von Strömungsproblemen entwickelt.

Mit Hilfe des Netzwerkes wurde der Einfluß der Schichtung auf die Strömungsverhältnisse und auf die erforderlichen konstruktiven Maßnahmen zur Erosionssicherung eines Dammes am Beispiel einiger in der Natur häufig anzutreffender Schichtenfolgen untersucht. Die erhaltenen Ergebnisse ermöglichten es, die Anwendbarkeit einiger rechnerischer Näherungsansätze abzugrenzen und damit einen Weg aufzuzeigen, wie man sich auch ohne Modelluntersuchungen einen ersten Überblick über die Strömungsverhältnisse in geschichtetem Untergrund verschaffen und sich bereits im Stadium des Vorentwurfes eines Dammes auf einfachem Wege ein Bild über die vorteilhaftesten konstruktiven Vorkehrungen zur Erosionssicherung eines Dammes machen kann.

Literaturverzeichnis

- [1] AMANN, P. : Grenzen der Anwendbarkeit des Hele-Shaw-Modells zur Lösung von Grundwasserströmungsproblemen in geschichteten Böden. Studienarbeit am Lehrstuhl für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Darmstadt 1966.
- [2] ARMSTRONG, C.F. : Soil mechanics in road construction. 2. Aufl. London: Edward Arnold Ltd. 1961.
- [3] BAZANT, Z., jun. : Grundbruch unter der Spundwand. Die Bautechnik 18, 1940, H.52, S. 595 / 599.
- [4] BAZANT, Z., Jr. : Stability of a non-cohesive soil under elliptic upward seepage. Proc. 3. Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engng., Zürich 1953, Bd.II, S. 198 / 203.
- [5] BAZANT, Z. : Ergebnisse der Berechnung der Stabilität gegen hydraulischen Grundbruch mit Hilfe der Elektronen-Rechenanlage. Proc. Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engng., Budapest 1963, S. 215 / 223.
- [6] BENNETT, P.T. : The effect of blankets on seepage through pervious foundations. Transactions ASCE, Bd. 111, 1946, S. 215 / 228.
- [7] BERTRAM, G.E. : An experimental investigation of protective filters. Cambridge, Mass.: Harvard University, Harvard Soil Mechanics Series No.7, 1940.
- [8] BLIGH, W.G. : The practical design of irrigation works. 2. überarbeitete Aufl. Edinburgh: Constable 1910.
- [9] BRAUER, H. und E.KRIEGEL : Hydraulischer Feststofftransport durch waagrechte und (senkrechte) Rohrleitungen. Bänder Bleche Rohre 6, 1965, S. 315 / 324.
- [10] BRETH, H. : Staudamm Durlaßboden. Das Ergebnis des Teilstaus 1967, Versuch einer Analyse. Österreichische Zeitschrift für Elektrizitätswirtschaft 21, 1968, H.8 (Sonderheft Durlaßboden) S. 412 / 420.

- [11] BRETH, H.: Der Durlaßboden-Staudamm. Baugrundtagung 1968 in Hamburg. Essen: Dt.Ges. Erd- und Grundbau 1968, S. 379 / 398.
- [12] BRETH, H. und K.GÜNTHER : Die Anwendung von Entspannungsbrunnen zur Verhütung von Erosionsschäden beim Erddamm Eberlaste. Der Bauingenieur 42, 1967, H.8, S. 273 / 278.
- [13] BRETH, H. und K.GÜNTHER : Die Dichtungselemente des Erddammes Eberlaste. Strabag - Schriftenreihe, 8. Folge, 1968, Heft 2, S. 247 / 261.
- [14] CAQUOT, A. und J.KÉRISEL : Grundlagen der Bodenmechanik. 3.Aufl. Berlin, Heidelberg, New York : Springer - Verlag 1967.
- [15] CEDERGREN, H.R. : Seepage, drainage and flow nets. New York, London, Sydney : John Wiley and Sons, Inc. 1967.
- [16] CHAMBOSSE, G. : Die Strömungsverhältnisse unter Staudämmen auf geschichtetem Untergrund. Studienarbeit am Lehrstuhl für Bodenmechanik und Grundbau der T.H. Darmstadt 1967.
- [17] CISTIN , J. : Vnitřní sufoze nesoudržné zeminy při svislém vzestupném proudění (Innere Suffosion kohäsionsloser Böden bei senkrecht aufsteigender Strömung). Brunn : Sborník Vysokého Učení Technického v Brně, 1967, H.1 / 2, S. 181 / 186.
- [18] CISTIN , J. : Zum Problem mechanischer Deformationen nichtbindiger Lockergesteine durch die Sickerwasserströmung in Erddämmen. Wasserwirtschaft - Wassertechnik 17, 1967, H.2, S. 45 / 49.
- [19] DACHLER, R. : Über Sickerwasserströmungen in geschichtetem Material. Die Wasserwirtschaft, 1933, Nr.2, S. 13 / 16.
- [20] DACHLER, R. : Grundwasserströmung. Wien : Springer - Verlag 1936.
- [21] DAVIDENKOFF, R. : Gefährdung der Stauwerke bei Unterströmung. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, November 1954, H.4, S. 25 / 37.

- [22] DAVIDENKOFF, R. : Zur Berechnung des hydraulischen Grundbruches.
Die Wasserwirtschaft 46, 1956, H.9, S. 230 / 235.
- [23] DAVIDENKOFF, R. : Deiche und Erddämme. Sickerströmung - Standsicherheit. Düsseldorf : Werner - Verlag 1964.
- [24] DAVIDENKOFF, R. : Zusammensetzung von sandig - kiesigen Brunnen - Stufenfiltern. Bau- und Bauindustrie, 1967, H.1, S. 7 / 15.
- [25] DIN 19702 : Berechnung der Standsicherheit von Wasserbauten.
Richtlinien. Deutscher Normenausschuß, Oktober 1966.
- [26] DYCK, S. : Empirische Ansätze zur Untersuchung der Grundbruchgefahr. Wasserwirtschaft - Wassertechnik 6, 1956, H.4, S.108/112.
- [27] EARTH MANUAL, first edition. Denver, Colorado, USA : The Bureau of Reclamation, 1960
- [28] FORCHHEIMER, P. : Zur Grundwasserbewegung nach isothermischen Curvenscharen. Wien : Sitzungsberichte der ksl. Akademie der Wissenschaften, math. naturwiss. Klasse, 1917, Abt.IIa, Bd. 126, S. 409 / 440.
- [29] GEISLER, W.-D. : Über die Strömungsvorgänge bei Vertikalfilterrohrbrunnen mit einfachen Kiesschüttungen unter besonderer Berücksichtigung der Leistungssteigerung durch Entsandern. Technische Universität Berlin : Mitteilung Nr. 65 des Institutes für Wasserbau und Wasserwirtschaft, 1967.
- [30] HARZA, L.F. : Uplift and seepage under dams on sand. Proc. ASCE. Transactions Nr. 100, 1935, S. 1352 / 1385.
- [31] HERZOG, M. : Versuche und Untersuchungen zum hydraulischen Grundbruch. Wasserkraft und Wasserwirtschaft 33, 1938, H.5/6, S.52/59.
- [32] HUARD DE LA MARRE, P. : Résolution de problèmes d'infiltration a surface libre au moyen d'analogies électriques. Paris : Publications scientifiques et techniques du ministère de l'air Nr. 340, 1958.

- [33] ISTOMINA, V.S. : Die Filterfestigkeit von Böden (in russ. Sprache).
Moskau : Gosstrojizdat 1957.
- [34] KARPOFF, K.P. : The use of laboratory tests to develop design
criteria for protective filters. Proc. ASTM, Bd. 55, 1955, S.
1183 / 1198.
- [35] KASTNER, H. : Der Grundbruch durch Unterströmung von Stauanlagen
auf durchlässigem Boden. Wasserkraft und Wasserwirtschaft 36,
1941, H.6, S. 144 / 152.
- [36] LANE, E.W. : Memorandum to chief designing engineer; subject: se-
curity of masonry dams on earth foundations from underseepage
or piping. United States Department of the Interior, Bureau of
Reclamation, Denver, Colorado : Technical Memorandum No. 303,
Sept. 9, 1932 (eine Ausfertigung ist hinterlegt bei : Engineering
Societies Library, New York, N.Y.).
- [37] LANE, E.W. : Security from under-seepage masonry dams on earth
foundations. Proc. ASCE. Transactions Nr. 100, 1935, S. 1235 /
1272.
- [38] LARSEN HANDBUCH. Dortmund : Dortmund - Hörder Hüttenunion A.G. 1960.
- [39] LEUSSINK, H. : Diskussion zum Artikel "Wasserverluste im Stauraum
von Perdikkas (Griechenland) - ihre Ursachen und Möglichkeiten
ihrer Behebung". Felsmechanik und Ingenieurgeologie, Bd. IV,
1966, H.1, S. 60 / 62.
- [40] LINDER, A. : Statistische Methoden für Naturwissenschaftler, Medi-
ziner und Ingenieure. Basel : Birkhäuser - Verlag A.G. 1945.
- [41] LUBOTSCHKOW, E.A. : Eine graphische Untersuchungsmethode zur Ab-
schätzung der Suffosionseigenschaften nicht bindiger Böden (in
russ. Sprache). Gidrotechniceskoe stroitel'stvo, 1966, H.5,
S. 22 / 26.
- [42] LUBOTSCHKOW, E.A. : Calculation of the piping properties of cohesion-
less soils with the use of a nonpiping analog. Übersetzung aus :
Gidrotechniceskoe stroitel'stvo, 1968, H.3, S. 33/36.

- [43] MACNEAL, R.H. : An asymmetrical finite difference network. Quarterly of applied mathematics XI, 1953, H.3, S. 295 / 310.
- [44] MALLET, CH. und J.PACQUANT : Les barrages en terre. Paris : Eyrolles 1951.
- [45] MAROTZ, G. : Beitrag zur Frage der Standfestigkeit von dichten Asphaltbelägen im Großwasserbau. Institut für Wasserwirtschaft, Grundbau und Wasserbau, T.H. Stuttgart, Mitteilungen, 1964, H.2, insbes. S. 99 / 100.
- [46] MARSLAND, A. : Model experiments to study the influence of seepage on the stability of a sheeted excavation in sand. Géotechnique 3, 1952/53, 1953, Nr.6, S. 223 / 241.
- [47] MARTIN, H. : Zur Frage der Erosionsbeständigkeit von Dichtungserdstoffen. Mitteilungen der Forschungsanstalt für Schiffahrt, Wasser- und Grundbau, Berlin. Schriftenreihe Wasser- und Grundbau, 1967, H.18, S. 57 / 65.
- [48] MÉS - 125 - 57 : Code of practice for the design of hydraulic structures. Underground contour of dams on non-rocky foundations. Moscow, Leningrad : Ministry of Electric Power Stations (MÉS) of the USSR, Gosénergoizdat, 1958. Jerusalem : published for the national science foundation, Washington, D.C. and the Department of Interior, USA by the Israel Program for Scientific Translations, 1960.
- [49] MÜLLER - KIRCHENBAUER, H. : Zur Mechanik der Fließsandbildung und des hydraulischen Grundbruches. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Fridericiana in Karlsruhe, 1964, H.17.
- [50] MUSKAT, M. : The flow of homogeneous fluids through porous media. 1.Ausg., 2. Aufl., Ann Arbor, Michigan : J.W. Edwards, Inc. 1946.
- [51] PAVLOVSKY, N.N. : Motion of water under dams. Stockholm, Schweden : Premier congrès des grands barrages, 1933, Question 2b, Rapport No. 36, S. 179 / 192.

- [52] PIETRARU, V. : Stabilitatea digurilor la infiltratii (Die hydrodynamische Stabilität von Erddämmen; mit englischer Zusammenfassung). Bukarest : Institutul de studii si cercetari hidrotehnice, studii de geotehnica, fundatii si constructii hidrotehnice 1966, Bd.XI.
- [53] POLUBARINOVA - KOCHINA, P.YA. : Theory of ground water movement. Translated from the russian by I.M.Roger de Wiest. Princeton, New Jersey : Princeton University Press 1962.
- [54] POST, G. und P.LONDE : Der Erdstaudambau. Amerikanische Praxis. 2. Aufl. München : Bauunternehmung Sager und Woerner 1962.
- [55] SAINT - LEU, C. : Etude des infiltrations dans les milieux stratifiés par la méthode des analogies électriques. Université de Toulouse : Thèse, 1963.
- [56] SENTKO, M. : Der zeitliche Ablauf des Schwimmsandaufbruches und der Einfluß der geometrischen Anordnung der Baugrubenumschließungen auf das kritische Gefälle. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Fridericiana in Karlsruhe, 1961, H.7 .
- [57] SHEA, P.H. und H.E.WHITSETT : Predicting seepage under dams on multi-layered foundations. Proc. ASCE - SM 3, Bd. 84, 1958, S. 1 / 41.
- [58] SHERARD, J.L. : Discussion of the paper "Tractive resistance of cohesive soils" by DUNN, I.S. . Proc. ASCE - SM 6, Bd. 85, 1959, S. 157 / 162.
- [59] SHERARD, J.L., R.J.WOODWARD, S.F.GIZIENSKI und W.A.CLEVENGER : Earth and earth-rock dams. New York, London, Sydney : John Wiley and Sons, Inc. 1963.
- [60] SICHARDT, W. : Kies- und Sandfilter im Grund- und Wasserbau. Die Bautechnik 29, 1952, H.3, S. 72 / 76.
- [61] SOIL MECHANICS DESIGN. Seepage control. Engineering Manual for Civil Works Construction, Part CXIX, Chap. 1, Febr. 1952. Washington, USA : Department of the Army, Corps of Engineers, 1952.

- [62] STARR, M.R., B.O.SKIPP und D.A.CLARKE : Three-dimensional analogue used for relief well design in the mangla dam project. Géotechnique 19, 1969, Nr. 19, S. 87 / 100.
- [63] TERZAGHI, K. : Der Grundbruch an Stauwerken und seine Verhütung. Die Wasserkraft 17, 1922, H.24, S. 445 / 449.
- [64] TERZAGHI, K. und R.B.PECK : Die Bodenmechanik in der Baupraxis. Berlin, Göttingen, Heidelberg : Springer - Verlag 1961.
- [65] TERZAGHI, K. und Y.LACROIX : Mission Dam, an earth and rockfill dam on a highly compressible foundation. Géotechnique 14, 1964, S. 14 / 50.
- [66] TSCHUGAJEW, R.R. : Eine neue Methode der Berechnung der Sickerwasserbewegung (in russ. Sprache). Gidrotechniceskoe stroitel'stvo 26, 1956, H.6, S. 27.
- [67] TSCHUGAJEW, R.R. : Bemessung der Untergrunddichtung von Stauanlagen auf nichtfelsigen Böden (in russ. Sprache). Gidrotechniceskoe stroitel'stvo 27, 1957, H.10, S. 2 / 7.
- [68] TSCHUGAJEW, R.R. : Die unterirdische Kontur von Wasserbauten (in russ. Sprache). Moskau, Leningrad : Gosénergoizdat 1962.
- [69] TSCHUGAJEW, R.R. : Über die Berechnung der Filtrationsfestigkeit des Baugrundes unter Dämmen (in russ. Sprache). Gidrotechniceskoe stroitel'stvo 35, 1965, H.2, S. 34 / 37.
- [70] TSCHUGAJEW, R.R. : Die allgemeine (zufällige) Filtrationsfestigkeit von Erddämmen (in russ. Sprache). Gidrotechniceskoe stroitel'stvo 37, 1967, H.2, S. 22 / 24.
- [71] TURNBULL, W.J. und C.I.MANSUR : Investigation of underseepage - Mississippi river levees. Transactions ASCE, Bd. 126, Teil 1, 1961, S. 1427 / 1482.
- [72] VU DUONG TUYEN : Construction d'un réseau analogique a résistances; application a l'étude des milieux stratifiés perméables. Université de Toulouse : Thèse, 1963.

- [73] WALKER, F.C. : The design of earth dams for pervious foundations.
Proc. 3. Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engng., Zürich 1953,
Bd. II, S. 294 / 298.
- [74] WOLSKI, W. : Model tests on the seepage erosion in the silty clay
core of an earth dam. Proc. 6. Int. Conf. Soil Mech. and Found.
Engng., Montreal 1965, Bd. II, S. 583 / 587.
- [75] ZWECK, H. : Versuchsergebnisse über die Zusammensetzung von Fil-
tern. Baugrundtagung 1958 in Hamburg. Essen : Dt. Ges. Erd- und
Grundbau 1958, S. 161 / 172 .

ANHANG

Der Näherungsansatz von Bennett

1. Bezeichnungen und einheitlich verwendete Indizes :

Indizes

- l — luftseits von der undurchlässigen Dammschicht
- o — halbdurchlässige Deckschicht
- u — durchlässiger Horizont
- w — wasserseits von der undurchlässigen Dammschicht
- y, y' — an der Stelle y bzw. y'

Bezeichnungen

- b — Breite der undurchlässigen Dammschicht
- c_o - c_j — Konstanten
- C — charakteristischer Parameter
- h — Niveauhöhe des Grundwassers im durchlässigen Horizont (Bezugsniveau = luftseitiger Grundwasserspiegel)
- h_v — Differenz zwischen der Niveauhöhe des Stauspiegels und des Grundwassers im durchlässigen Horizont
- Δ h — Niveaudifferenz zwischen Stauspiegel und luftseitigem Grundwasserspiegel
- i_{aus} — Austrittsgradient
- k — Durchlässigkeitskoeffizient
- Q — Wassermenge
- Q_n — Gesamtwassermenge
- t — Schichtdicke
- v — Filtergeschwindigkeit
- x, y, y' — Koordinaten (vgl. Bild 2A)

Bereich III ($0 \leq y \leq l_1$):

Analog zur Ableitung für Bereich I erhält man

$$\boxed{\frac{d^2 h}{dy^2} = \frac{C^2}{t^2} h} \quad (5A).$$

4. Lösungsansätze

Bereich I

$$h_v = c_1 \cdot \operatorname{ch}\left(C \cdot \frac{y'}{t}\right) \quad (6A)$$

Bereich II

$$h_v = c_2 \cdot y' + c_3 \quad (7A)$$

Bereich III

$$h = c_4 \cdot \operatorname{ch}\left(C \frac{y}{t}\right) \quad (8A)$$

5. Einarbeiten der Rand- und Übergangsbedingungen

Bereich I

$$\text{für } y' = 0 \longrightarrow \frac{dh_v}{dy'} = 0 \quad (9A)$$

$$y' = l_w \longrightarrow h_v = h_{v,l_w}; \quad \frac{dh_v}{dy'} = \left(\frac{dh_v}{dy'}\right)_{l_w} \quad (10A)$$

Bereich II

$$\text{für } y' = l_w \longrightarrow h_v = h_{v,l_w}; \quad \frac{dh_v}{dy'} = \left(\frac{dh_v}{dy'}\right)_{l_w} \quad (11A)$$

$$y' = l_w + b \longrightarrow h_v = h_{v,(l_w+b)}; \quad \frac{dh_v}{dy'} = \left(\frac{dh_v}{dy'}\right)_{(l_w+b)} \quad (12A)$$

Bereich III

$$\text{für } y = l_1 \longrightarrow h = \Delta h - h_{v,(l_w+b)}; \quad \frac{dh}{dy} = \left(\frac{dh}{dy}\right)_{(l_w+b)} \quad (13A)$$

$$y = 0 \longrightarrow \frac{dh}{dy} = 0 \quad (14A)$$

Die Verknüpfung der Gleichung (10A) mit (11A) bzw. (12A) mit (13A) liefert:

$$c_1 \cdot \operatorname{ch}\left(C \frac{l_w}{t}\right) = c_2 \cdot l_w + c_3 \quad (15A)$$

$$c_1 \cdot \frac{C}{t} \operatorname{sh}\left(C \frac{l_w}{t}\right) = c_2 \quad (16A)$$

$$\Delta h - c_4 \operatorname{ch}\left(C \frac{l_1}{t}\right) = c_2(l_w + b) + c_3 \quad (17A)$$

$$c_4 \cdot \frac{C}{t} \operatorname{sh}\left(C \frac{l_1}{t}\right) = c_2 \quad (18A)$$

Aus dem Gleichungssystem (15 A) bis (18 A) ergibt sich:

$$c_2 = \frac{1}{\frac{t}{C} \operatorname{cth} \left(C \frac{l_w}{t} \right) + b + \frac{t}{C} \operatorname{cth} \left(C \frac{l_l}{t} \right)} \cdot \Delta h \quad (19 A)$$

$$c_1 = c_2 \frac{1}{\frac{C}{t} \operatorname{sh} \left(C \frac{l_w}{t} \right)} \quad (20 A)$$

$$c_3 = c_2 \left[\frac{t}{C} \operatorname{cth} \left(C \frac{l_w}{t} \right) - l_w \right] \quad (21 A)$$

$$c_4 = c_2 \frac{1}{\frac{C}{t} \operatorname{sh} \left(C \frac{l_l}{t} \right)} \quad (22 A)$$

6. Gleichungen für die Drucklinie, die Gesamtsickerwassermenge und den Austrittsgradienten

Drucklinie

Mit

$$c = \frac{\Delta h}{\operatorname{cth} \left(C \frac{l_w}{t} \right) + C \frac{b}{t} + \operatorname{cth} \left(C \frac{l_l}{t} \right)} \quad (23 A)$$

erhält man

mit den Gleichungen (6 A), (19 A) und (20 A) für den Bereich I

$$h_v = c \frac{\operatorname{ch} \left(C \frac{y'}{t} \right)}{\operatorname{sh} \left(C \frac{l_w}{t} \right)} \quad (24 A),$$

mit den Gleichungen (7 A), (19 A) und (21 A) für den Bereich II

$$h_v = c \cdot \frac{C}{t} \cdot y' + c \left(\operatorname{cth} \left(C \frac{l_w}{t} \right) - C \frac{l_w}{t} \right) \quad (25 A),$$

mit den Gleichungen (8 A), (19 A) und (22 A) für den Bereich III

$$h = c \frac{\operatorname{ch} \left(C \frac{y}{t} \right)}{\operatorname{sh} \left(C \frac{l_l}{t} \right)} \quad (26 A).$$

Gesamtsickerwassermenge

$$Q_n = (v_u)_{l_w} \cdot t_u$$

$$Q_n = \left(\frac{dh_v}{dy'} \right)_{l_w} \cdot k_u \cdot t_u \quad (27 A)$$

Aus Gleichung (25A) und (27A) folgt

$$Q_n = c \frac{C}{t} k_u \cdot t_u \quad (28A).$$

Unter Berücksichtigung von Gleichung (3A) und (23A) erhält man hieraus

$$Q_n = c \frac{1}{C} \cdot \frac{t}{t_o} \cdot k_o \cdot \Delta h$$

$$Q_n = \frac{\frac{t}{t_o}}{C \left[\operatorname{cth} \left(C \frac{l_w}{t} \right) + C \frac{b}{t} + \operatorname{cth} \left(C \frac{l_l}{t} \right) \right]} \cdot k_o \cdot \Delta h \quad (29A).$$

Austrittsgradient

Mit

$$i_{\text{aus}} = \frac{h}{t_o}$$

und Gleichung (26A) erhält man

$$i_{\text{aus}} = \frac{1}{\operatorname{cth} \left(C \frac{l_w}{t} \right) + C \frac{b}{t} + \operatorname{cth} \left(C \frac{l_l}{t} \right)} \cdot \frac{\operatorname{ch} \left(C \frac{y}{t} \right)}{\operatorname{sh} \left(C \frac{l_l}{t} \right)} \cdot \frac{\Delta h}{t_o} \quad (30A).$$

7. Sickerwassermenge und Austrittsgradient für den Sonderfall
 $l_w = l_l = l = \infty$

Gesamtsickerwassermenge:

Aus Gleichung (29A) folgt unmittelbar

$$Q_{n, (l=\infty)} = \frac{\frac{t}{t_o}}{C \left[2 + C \frac{b}{t} \right]} \cdot k_o \cdot \Delta h \quad (31A).$$

Mit

$$\alpha_{o, n} = \frac{1}{C \left(2 + C \frac{b}{t} \right)} \cdot \frac{t}{t_o} \quad (32A)$$

geht Gleichung (31A) über in

$$Q_{n, l=\infty} = \alpha_{o, n} \cdot k_o \cdot \Delta h \quad (33A).$$

Austrittsgradient

Mit

$$l_w = l_l = l,$$

$$y = l_l - x \quad (\text{vgl. Bild 2 A})$$

lautet Gleichung (30A)

$$i_{\text{aus}} = \frac{1}{2 \operatorname{cth}\left(C \frac{l_w}{t}\right) + C \frac{b}{t}} \cdot \frac{\Delta h}{t_0} \cdot \frac{\operatorname{ch}\left(C \frac{l-x}{t}\right)}{\operatorname{sh}\left(C \frac{l}{t}\right)},$$

$$i_{\text{aus}} = \frac{\operatorname{cth}\left(C \frac{l}{t}\right) \cdot \operatorname{ch}\left(C \frac{x}{t}\right) - \operatorname{sh}\left(C \frac{x}{t}\right)}{2 \operatorname{cth}\left(C \frac{l_w}{t}\right) + C \frac{b}{t}} \cdot \frac{\Delta h}{t_0},$$

$$\lim_{l \rightarrow \infty} i_{\text{aus}} = \frac{\Delta h}{t} \cdot \frac{C \frac{t}{t_0}}{C \left[2 + C \frac{b}{t}\right]} \cdot e^{-C \frac{x}{t}} \quad (34 A),$$

$$\lim_{l \rightarrow \infty} i_{\text{aus}} = \frac{\Delta h}{t} \cdot C \cdot \alpha_{0,n} \cdot e^{-C \frac{x}{t}} \quad (35 A).$$

Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau
der Technischen Hochschule Darmstadt

Herausgegeben von o. Prof. Dr.-Ing. H. Breth

- Nr. 1 Beitrag zur Berechnung von Gründungsbalken und einseitig ausgesteiften
Gründungsplatten unter Einbeziehung der Steifigkeit von rahmenartigen
Hochbauten
Dr.-Ing. H. Sommer, Februar 1965
- Nr. 2 Aktuelle Probleme im Staudambau
Veröffentlichungen in den Jahren 1966 und 1967
- Nr. 3 Über den Einfluß eines dünnwandigen, im Boden verlegten Rohres auf
das Tragverhalten des Bodens
Dr.-Ing. K. H. Schwinn, Januar 1968
- Nr. 4 Das Tragverhalten des Frankfurter Tons bei im Tiefbau auftretenden Be-
anspruchungen
Prof. Dr.-Ing. H. Breth, Dipl.-Ing. E. Schultz, Dipl.-Ing. D. Stroh, April 1970
- Nr. 5 Zur Frage der Erosionssicherheit unterströmter Erdstaudämme
Dr.-Ing. K. Günther, Juni 1970