

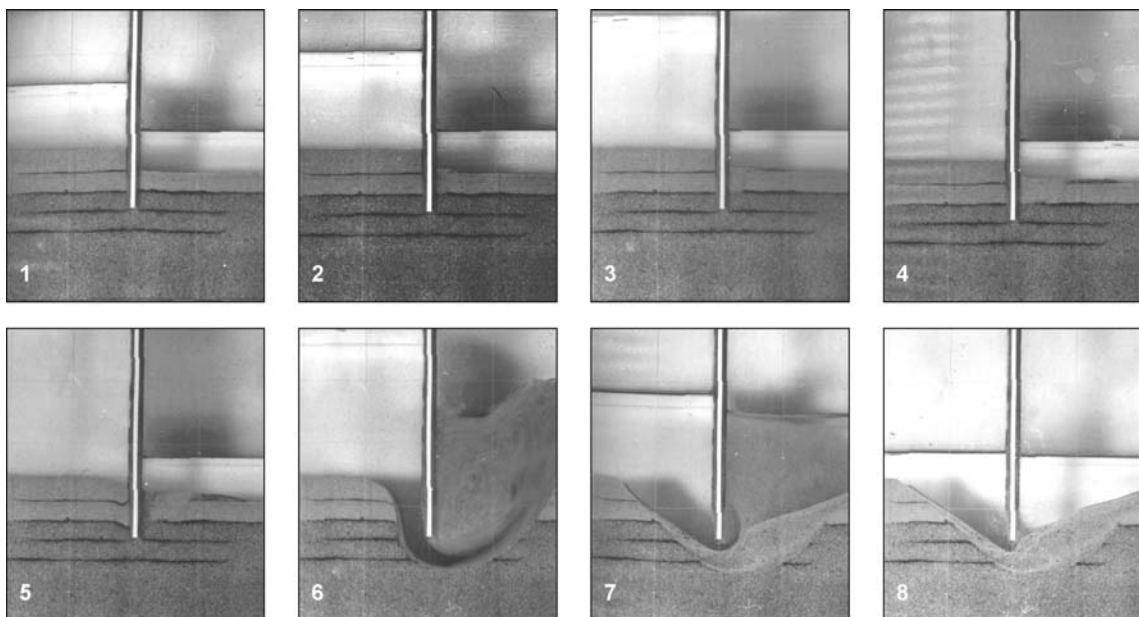
# Versagensformen des Hydraulischen Grundbruches an einer Baugrubenwand

Karl J. Witt und Robert-B. Wudtke

Bauhaus-Universität Weimar, Professur Grundbau

## 1 Einführung

Bereits seit Beginn des 20. Jahrhunderts und der einhergehenden Entwicklung ingenieurtechnischen Verständnisses zur Definition der Begriffe „Tragsicherheit von Konstruktionen“ und „Festigkeit von Materialien“ werden strömungsbedingte Versagensformen des Baugrundes untersucht.



**Abb. 1:** Sequenzen eines Hydraulischen Grundbruches in einem Zweischichtsystem mit relativ dichter Deckschicht (Knaupe (1972))

Der erste Ansatz zur Erklärung des Phänomens strömungsbedingten Baugrundversagens, das dem „Hydraulischen Grundbruch“ zugeordnet werden kann, wurde 1910 durch Bligh vorgestellt und durch Lane im Jahr 1935 ergänzt. Das Versagen des Baugrundes wird hierbei als ein Kriechvorgang verstanden, wobei zwischen nichtbindigem und bindigem Baugrund nicht differenziert wird. Terzaghi entwickelt im Jahr 1925 unabhängig hiervon einen Ansatz zur Erklärung des Phänomens an nichtbindigem Boden und präziserte diesen später (Terzaghi & Peck (1961)). Der Berechnungsvorschlag bezieht sich auf ein definiertes Kontrollvolumen, das auf der Grundlage von Versuchen festgelegt

wurde. Aufbauend auf Terzaghis Ansatz stellt Harza 1934 ein Kriterium vor, bei dem die Sicherheit gegen Hydraulischen Grundbruch anhand des mittleren Strömungsgradienten berechnet wird. Zeitgleich führt Bažant (1940) Untersuchungen durch, um die Sicherheit an Baugrubenumschließungen und bei der Unterströmung von Wehren zu berechnen. Der wirksame hydraulische Gradient wird auch bei diesem Ansatz aus einem Strömungsnetzes ermittelt.

Neuere Grenzzustandsdefinitionen im nichtbindigen Boden wurden durch Knaupe (1968) und Davidenkoff (1976) vorgestellt. Knaupe entwickelte ein empirisches Nachweiskonzept, bei dem unterschiedliche stratigraphische Randbedingungen Berücksichtigung finden. Die maßgebende Geometrie des Versagensbereiches orientiert sich dabei ebenfalls an dem Strömungsnetz. Der Ansatz von Davidenkoff (1976) ist im Vergleich hierzu konservativ, da er als Grenzbedingung die Lagesicherheit des Einzelkornes bei einem konstruktionsbedingt maximal möglichen hydraulischen Gradienten betrachtet. Abb. 1 zeigt exemplarisch die Sequenzen eines Modellversuchs von Knaupe (1968), bei dem durch einen Anstieg des Wasserspiegels ein Bodenaufbruch an einem Zwei-Schicht-System mit einer relativ dichten Deckschicht ausgelöst wird. Es ist zu erkennen, dass dem Grenzzustand eine Auflockerung und Hebung der Baugrubensohle vorausgeht, wie dies auch von Terzaghi beschrieben wurde (vgl. Abb. 2). Versagen wird durch eine Fluidisierung des kohäsionslosen Bodens charakterisiert, was schließlich zu einer progressiv verlaufenden Erosion führt.

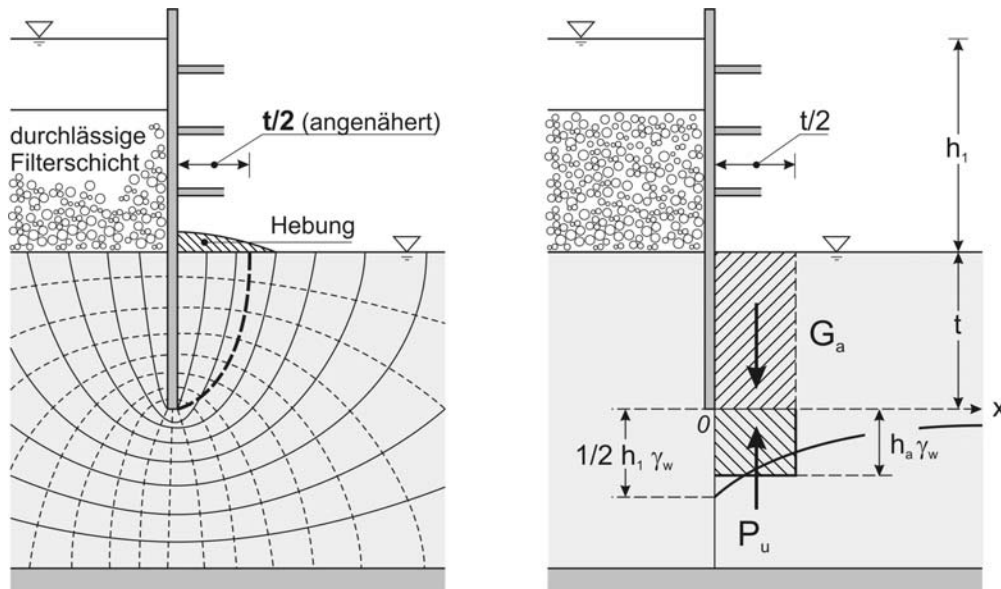
Alle genannten Ansätze basieren ausschließlich auf Gleichgewichtsbetrachtungen stabilisierender Gewicht- und destabilisierender Strömungskräfte. Es werden keine Bruchzustände betrachtet, in denen Materialwiderstände oder Scherwiderstände berücksichtigt werden. Die Definitionen enthalten daher wegen der unter der Baugrubensohle gedrehten Hauptspannungen, der Wandreibung und der unberücksichtigten Deformationsarbeit stets Sicherheitsreserven. Umgekehrt liegen bei natürlichen oder herstellungsbedingten präferenziellen Wasserwegsamkeiten im Baugrund sicherheitsmindernde Effekte vor.

## 2 Nachweise und Bemessungsverfahren

Bei einer Gleichgewichtsanalyse wird die Sicherheit gegen Hydraulischen Grundbruch in einem charakteristischen Schnitt einer Durchströmungssituation (z. B. einem Baugrubenverbau oder einer Unterwasserseite eines Wehres) für ein definiertes Kontrollvolumen betrachtet. Terzaghi schlägt hierzu bei bekannter Einbindung  $t$  der undurchlässigen umströmten Verbauwand eine Prismenbreite von  $t/2$  vor. Die empfohlenen Abmessungen wurden durch Versuche an nichtbindigem Boden ermittelt (siehe Terzaghi & Peck (1961)). Die Sicherheit

wird durch Gegenüberstellung von stabilisierenden und destabilisierenden Kräften, d. h. Eigengewicht  $G_a$  und dem in der Sohle eines Bodenprismas wirkenden mittleren hydrostatischen Überdruck  $P_u$ , an einem horizontalen Schnitt wie untersucht (vgl. Abb. 2).

$$\eta = \frac{1/2 \cdot t^2 \cdot \gamma'}{1/2 \cdot t \cdot h_a \cdot \gamma_w} = \frac{t \cdot \gamma'}{h_a \cdot \gamma_w} = \frac{\gamma'}{\gamma_w \cdot i_a} \quad (1)$$



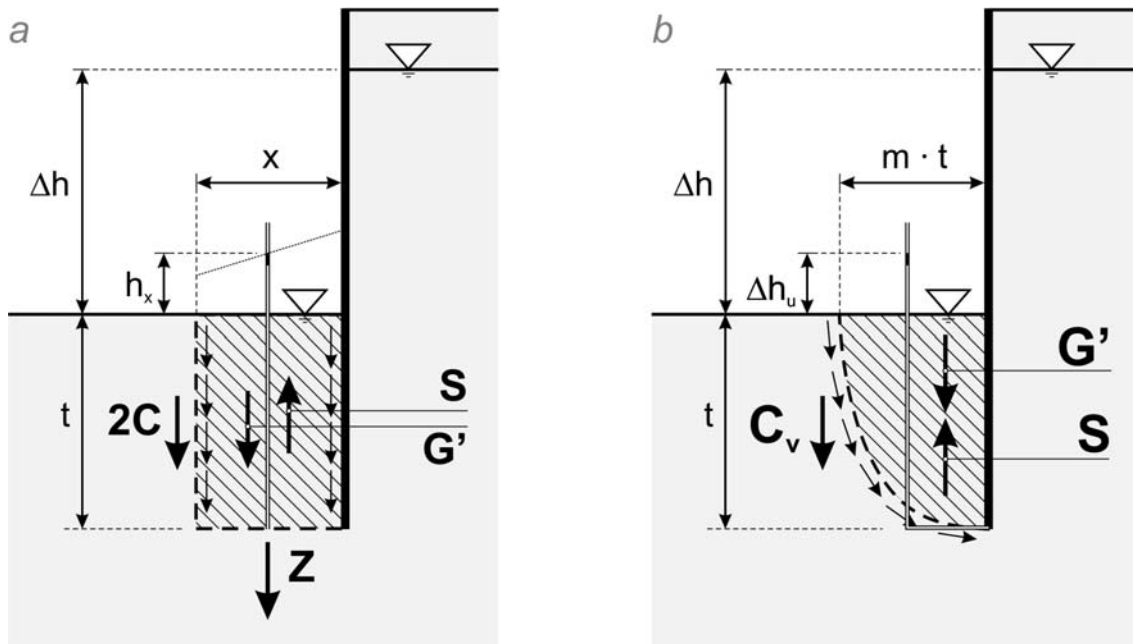
**Abb. 2:** Parameterdefinition zur Berechnung der Sicherheit gegen Hydraulischen Grundbruch in nichtbindigem Boden (Terzaghi & Peck (1961))

Davidenkoff's Ansatz zur Bestimmung der Sicherheit gegen einen Hydraulischen Grundbruch bezieht sich ausschließlich auf eine Gegenüberstellung der lokal wirksamen Maximalkräfte (vgl. Davidenkoff (1976)).

$$\eta = \frac{\gamma'}{\gamma_w \cdot i_{max}} \quad (2)$$

Durch die von geometrischen Randbedingungen unabhängige Definition des Gleichgewichtszustandes wird sichergestellt, dass bei einem maximal vorhandenen hydraulischen Gradienten  $i_{max}$  eine Gewichtslosigkeit von einzelnen Körnern unmöglich ist. Im nichtbindigen Boden findet bei Verletzung dieses Versagenskriteriums lokal eine Verflüssigung statt. Der Korn-zu-Korn-Kontakt wird aufgelöst. Durch die verkürzten Strömungswege wird eine progressive Zunahme der Verflüssigungszone bis zum Aufbruch an der Bodenoberfläche begünstigt. Das in Gleichung (2) dokumentierte Versagenskriterium gilt für die in Abb. 2 gezeigte Situation am Fuß des Verbau. Alle experimentellen Visualisierungen des Hydraulischen Grundbruches bestätigen, dass im

nichtbindigen Boden eine lokale Volumendehnung und Verflüssigung dem Versagenszustand vorausgeht.



$$\eta = \frac{\gamma' \cdot t}{\gamma_w \cdot \Delta h_x} + \frac{2c' \cdot t}{\gamma_w \cdot \Delta h_x \cdot x} + \frac{\sigma_t}{\gamma_w \cdot \Delta h_x}$$

$$i_{krit} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} + 2 \frac{c'}{\gamma_w \cdot x} + \frac{\sigma_t}{\gamma_w \cdot t}$$

$$\eta = \frac{\gamma' \cdot t}{\gamma_w \cdot \Delta h_u} + \frac{1,5 c_u}{m \cdot \gamma_w \cdot \Delta h_u}$$

$$i_{krit} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} + 1,5 \frac{c_u}{\gamma_w \cdot m \cdot t}$$

**Abb. 3:** Bruchmechanismen nach a – Davidenkoff (1976) und b – Wudtke & Witt (2006)

Im bindigen Boden ist die Sicherheit gegen einen Hydraulischen Grundbruch bisher nur wenig erforscht. In der Baupraxis werden meist die Kriterien für nichtbindigen Boden angewendet. Es ist aufgrund der deutlich höheren Bodenwiderstände aber angemessen, diese Kriterien zu erweitern. Die Kompensation des Bodengewichtes durch Strömungskräfte hat hier nicht zwangsläufig ein Versagen zur Folge. Ein erster Vorschlag zur Berücksichtigung der Bruchbedingungen gibt Davidenkoff (1970). Der Berechnungsansatz betrachtet nun nicht nur Gleichgewichtsbedingungen aus Gewicht und Strömungskraft, sondern den Bruchzustand eines Bodenprismas. Zusätzlich zu den Gewicht- und Strömungskräften müssen Zugkräfte in der horizontalen Abrissebene überwunden werden, welche über die Zugfestigkeit des Bodens  $\sigma_t$  Berücksichtigung finden. Gleichzeitig werden in beiden vertikalen Scherfugen des Prismas Scherkräfte aktiviert. Ein verbesserter, kinematisch jedoch nicht ganz klarer Ansatz eines Bruchmechanismus in bindigem Boden wird in Wudtke & Witt (2006) vorgestellt. Die parabelförmige Bruchmuschel der Ausbruchbreite

$b = m \cdot t$  wurde in Modellversuchen an bindigen Böden belegt, wobei die Bruchfuge im Gegensatz zu dem Systembild bis unter den Wandfuß reichte.

Zusammenfassend gehen alle Ansätze des Sicherheitsnachweises gegen Hydraulischen Grundbruch in nichtbindigem Boden von der Gewichtskompensation des Bodens durch Strömungskräfte aus, was einer Fluidisierung und damit einer Erosion entspricht. Die Ansätze unterscheiden sich lediglich im Kontrollvolumen, durch das die wirksame Strömungskraft definiert ist. Weitere Bodenwiderstände wie Scherdeformationen, eine Zunahme der Porosität oder auch Spannungsänderungen aus den Aushub- und Auflagerreaktionen werden nicht berücksichtigt. Für nichtbindigen Boden ist diese Vernachlässigung als Sicherheitsreserve akzeptabel. In kohäsiven Böden führen die unberücksichtigten Widerstände zu erheblichen Sicherheitsreserven, so dass eine detaillierte Betrachtung der Verformungs- oder Bruchzustände gerechtfertigt ist. Der Einfluss der Kohäsion auf die hydraulisch bedingten Bruchzustände soll nachfolgend herausgearbeitet werden.

### 3 Erodibilität bindiger Böden

Bei der Unterströmung einer Baugrubenwand verflüssigt nichtbindiger Boden infolge der aufwärts gerichteten Strömung, wenn die Korn-zu-Korn-Spannungen aus Gewichtskräften, Auflasten und Auflagerreaktionen durch die Strömungskraft kompensiert werden d. h.  $\sigma_v' = 0$ . In diesem Spannungszustand können keine Reibungskräfte mobilisiert werden, was zu einer Hebung, Volumendehnung und schließlich zu einer progressiv verlaufenden Erosion der an die Wand angrenzenden Bodenzone führt. Bei der Einbindung der Wand in bindigen Boden finden die gleichen Prozesse statt, die Fluidisierung der Partikel wird aber durch die kohäsive Partikelbindung erschwert. Maßgebende bodenphysikalische Größe sind im Fall von Scherverformungen in der Bodenzone die Kohäsion und die Adhäsion an der Wand, im Fall des Abhebens von Körpern (z. B. nach Eintritt eines Risses) ist es eine Art Zugfestigkeit. Beobachtungen in Experimenten und in der Praxis belegen, dass sich in Abhängigkeit von Art und Festigkeit des bindigen Bodens ein erosiver Prozess nicht durch das Auflösen der Struktur in einzelne Partikel sondern durch eine Zerlegung in Aggregate darstellt (Briaud et al. (2001), Wudtke & Witt (2006)).

Zumindest für gering kohäsive Böden lässt sich der Grenzzustand des Hydraulischen Grundbruches somit wie für kohäsionslose Böden auf ein Erosionsversagen zurückführen, wenn die Bodenwiderstände und eine relevante Aggregatgröße angesetzt werden. Zur Veranschaulichung des qualitativen Einflusses der Parameter undrainierte Kohäsion und Zugfestigkeit werden im Folgenden bekannte Erosionskriterien ausgewertet und gegenübergestellt. Für

den Zusammenhang zwischen der undrainierten Kohäsion  $c_u$ , der einaxialen Druckfestigkeit  $q_u$  und der Zugfestigkeit  $\sigma_t$  eines wassergesättigten bindigen Bodens wird ein empirisch bestätigter Ansatz von Griffith (1921) herangezogen:

$$\sigma_t = \frac{1}{8} \cdot q_u = \frac{1}{4} \cdot c_u \quad (3)$$

Die Kriterien von Rehfeld (1967) und Davidenkoff (1976) gehen von Gleichgewichtsbetrachtungen zylindrischer Bruchkörper an einer Schichtgrenze zwischen bindigem Boden und aufliegendem Belastungsfilter aus. Die Gleichungen 4 und 5 gelten für eine vertikal nach oben gerichtete Strömung. Die betrachtete Aggregatgröße entspricht der Öffnungsweite der Poren des Filters  $D_P$ . Beide Kriterien unterscheiden sich lediglich durch den Ansatz der Strömungskraft auf die Partikel, was sich im Faktor im Zähler der Gleichungen ausdrückt. Als Gradient ist das Potenzialgefälle beim Austritt der Strömung an der Baugrubensohle maßgebend. Er kann wie beim Kriterium nach Terzaghi über die Einbindetiefe der Spundwand gemittelt werden.

$$\eta = \frac{3 \cdot c_u}{8 \cdot D_P \cdot (\gamma_w \cdot i - \gamma')} \quad \text{Rehfeld (1967)} \quad (4)$$

$$\eta = \frac{1,5 \cdot c_u}{D_P \cdot (\gamma_w \cdot i - \gamma')} \quad \text{Davidenkoff (1976)} \quad (5)$$

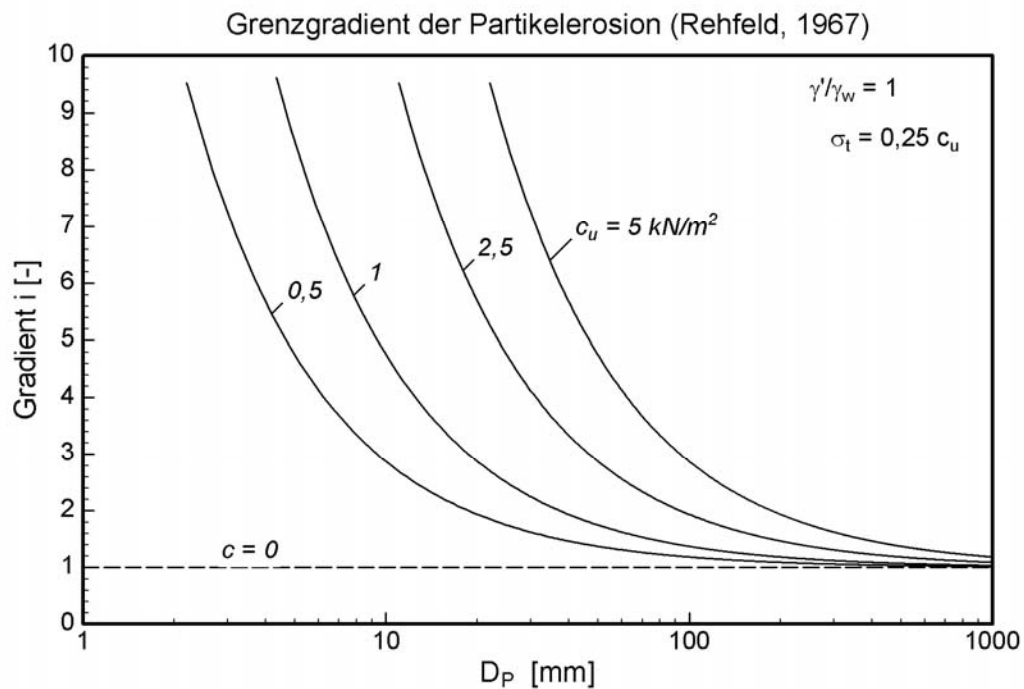
$$\eta = \frac{6,2 \cdot \tan \varphi' \cdot c_u}{4 \cdot D_P \cdot i \cdot \gamma_w} \quad \text{Müllner (1991)} \quad (6)$$

$$\eta = \frac{(c_u + \sigma_{x0} - \gamma_w \cdot D_P \cdot i) \cdot \tan \varphi'}{2 \cdot \zeta p \cdot + \left( \frac{\gamma_w}{T_1} \cdot i - \gamma' \right) \cdot D_P} \quad \text{Zou (2000)} \quad (7)$$

Bei dem durch Müllner (1991) aufgestellten Kriterium zur Abschätzung der Sicherheit gegen Erosion findet das Eigengewicht des erodierenden Partikels keine Berücksichtigung mehr. Gleichung 6 ist ein Erosionskriterium, das anhand einer FE-Berechnung den lokal wirksamen Gradienten berücksichtigt. Es wurde durch Müllner anhand unterschiedlich kohäsiver Böden versuchstechnisch validiert.

In Zou (2000) wird erstmals der Grad der Verspannung der Partikel im Bodenkontinuum berücksichtigt der gerade für gering kohäsive Böden Einfluss auf den Beginn des Partikeltransportes hat. Insbesondere finden bei dem in Gleichung 7 dargestellten Erosionskriterium die wirksame Seitenspannung (Horizontalspannung)  $\sigma_{x0}$ , die am Rand des Erosionskanals wirkende

Schubspannung  $\zeta \cdot p$  und ein Gefügefaktor  $T_1$  zur Berücksichtigung der Lagerungsstruktur des bindigen Bodens Anwendung.



**Abb. 4:** Kritischer Gradient einer erosiven Zerlegung der Bodenstruktur bei vertikal zur Baugrubensohle gerichteter Strömung (nach Gl. 4)

In Abb. 4 ist als Beispiel das Kriterium aus Gleichung 4 nach Rehfeld ausgewertet. Dargestellt ist der eine Erosion auslösende Grenzgradient  $i$  in Abhängigkeit von der Partikel- bzw. Aggregatsgröße und der undränierten Kohäsion, die hier als indirektes Maß der Zugfestigkeit steht. Bereits eine geringe Kohäsion erfordert sehr hohe Gradienten um Partikel oder Aggregate aus der Bodenstruktur herauszulösen. Mit zunehmender Bruchkörpergröße wird der stabilisierende Einfluss der Zugfestigkeit geringer, der Grenzgradient nähert sich asymptotisch dem für nichtbindigen Boden ( $i \approx 1$ ). Die anderen Kriterien zeigen in der Tendenz vergleichbare Abhängigkeiten (Witt & Wudtke (2006)). Bereits diese einfache Analyse der Erosionsbedingungen zeigt, dass schon mit einer moderaten Kohäsion andere Versagensmechanismen und andere Grenzzustandsbedingungen dominant sind, als in der gängigen Gleichgewichtsbetrachtung der Regelwerke für nichtbindigen Boden betrachtet werden. In Modellversuchen konnte visualisiert werden, dass bereits in moderat kohäsiven Böden der Hydraulische Grundbruch an einer unterströmten Wand als Blockversagen oder als Schichtaufbruch ausgelöst wird (Wudtke & Witt 2006). Praxisbeobachtungen bestätigen dies. Der Hydraulische Grundbruch in der Sohle einer Baugrube nähert sich somit bei bindigem Baugrund dem bekannten Grundbruchversagen an und ist bei weichen Böden als Verformungsproblem zu betrachten.

## 4 Verformungs- und Bruchzustände

Die Unterströmung einer Spundwand belastet den Boden auf der Anstromseite und entlastet ihn auf der Baugrubenseite. Bereits vor einem Bruchzustand hat dies eine Kompression des Bodens hinter der Wand und eine Extension auf der Baugrubenseite zur Folge, was sich in einer Auflockerung und einer Hebung zeigt. Unter der Wand ist die Deformation horizontal zur Baugrube hin gerichtet. Ein lokaler Strukturverlust des Bodens tritt auf wenn

$$\sigma_3' = -\sigma_t' \quad (8)$$

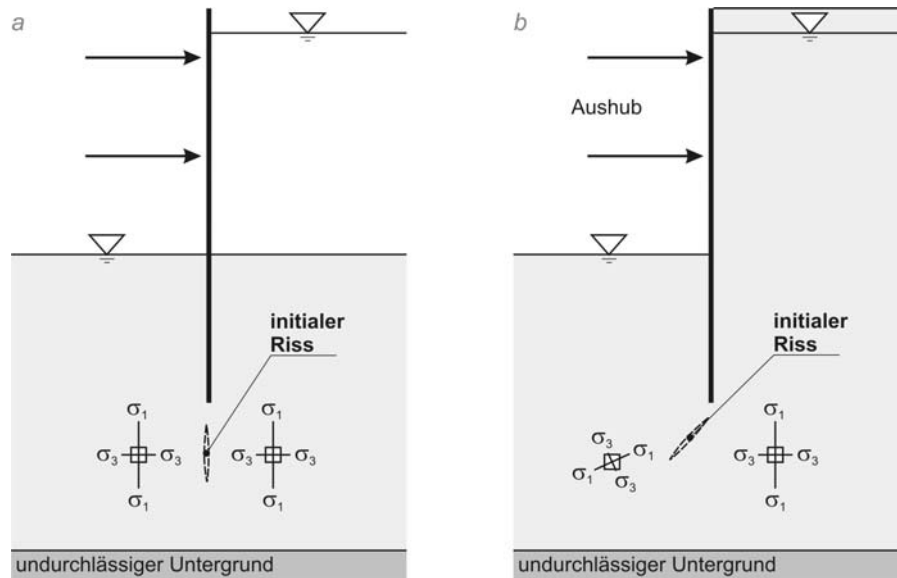
ist. Ausgedrückt in absoluten Spannungen bedeutet dies

$$\sigma_3 = u_0 + \Delta u - \sigma_t. \quad (9)$$

$\sigma_3$ ,  $\sigma_3'$  stehen für die absolute und die effektive kleinere Hauptspannung,  $u_0$  ist der Ausgangsporenwasserdruck,  $\Delta u$  der strömungsbedingte Porenwasserüberdruck und  $\sigma_t$  die effektive Zugfestigkeit des Bodens. Da im kohäsionslosen Boden keine Zugspannungen mobilisiert werden können, wirken mit  $\sigma_3' = 0$  keine Korn-zu-Korn-Spannungen mehr. Eine Verflüssigung tritt aber erst ein, wenn zusätzlich eine gewisse Volumendehnung stattgefunden hat. Da dieses Maß der zur Fluidisierung erforderlichen Dehnung mit der absoluten Korngröße korreliert ist, versagen kohäsionslose enggestufte Feinsande bei gleicher hydraulischer Beanspruchung früher, als grobkörnige nichtbindige Böden. Hinzu kommt, dass die progressive Fluidisierung ebenfalls mit der Masse des Bodens zusammenhängt. In den Regelwerken werden diese Abhängigkeiten durch unterschiedliche Sicherheitsfaktoren für günstige und ungünstige Böden berücksichtigt.

Bei kohäsiven Böden wird eine derartige Fluidisierung schon bei einer relativ geringen Partikel- oder Aggregatsbindung verhindert. Dies ist oben exemplarisch anhand eines einfachen Erosionskriteriums gezeigt worden. Bei bindigen Böden sind prinzipiell zwei Versagensarten möglich. In weichen Böden mit hoher Plastizität findet bei einem hohen Druckgefälle eine zonale Scherverformung statt, die schließlich zu einer Plastifizierung, einer Aufwölbung der Baugrubensohle oder auch zu einem zusammengesetzten Bruchmechanismus führen kann. Bei steifen Böden geringer bis mittlerer Plastizität wird der Versagenszustand durch eine Rissbildung im Sinne eines Hydraulic Fracturing initiiert, wenn Gleichung 8 erfüllt wird. Der initiale Riss verläuft dabei immer normal zur kleinsten Hauptspannung, also in Richtung der größeren. Die Skizzen in Abb. 5 veranschaulichen den Unterschied des initialen Rissverlaufes für eine Fangedammbedingung, bei der quasi symmetrische Eigengewichtsspannungen vorliegen, und einer Baugrubebedingung, bei der durch den Aushub der

Baugrube, die Absenkung des Wasserspiegels und die entstehenden Auflagerreaktionen an der Wand die Hauptspannungsrichtungen unterhalb des Wandfußes auf der Baugrubenseite gedreht sind. Im ersten Fall ist der initiale Riss vertikal unter der Wand zu erwarten, da hier die Richtung des größten lokalen Gradienten mit der kleinsten Hauptspannung übereinstimmt. Im zweiten Fall ist der initiale Riss schräg nach unten oder gar horizontal gerichtet.



**Abb. 5:** Prinzipskizze zur Rissinitiation eines Fangedammes (a) und einer Baugrube (b)

Mit dem initialen, lokal begrenzten Riss unter dem Wandfuß liegt noch kein Versagenszustand vor. Es bestehen besonders bei steifen Böden noch erhebliche Sicherheitsreserven, da bei der Rissfortpflanzung also der anhaltenden Scherdeformation an der Risswurzel Energie dissipiert wird (Valko & Economides (1995)). Große Scherwiderstände und eine hohe Kompressionssteifigkeit wirken sich hier günstig aus.

Eine Quantifizierung der Grenzzustandsbedingungen der Rissaufweitung bis hin zu einem Bruchzustand ist derzeit noch nicht geschlossen möglich aber Inhalt einer aktuellen Forschungsarbeit an der Bauhaus-Universität Weimar. Die vereinfachte kumulative Berücksichtigung ist mit dem Starrkörperansatz nach Wudtke & Witt (2006), siehe Abb. 3, möglich. Eine numerische Studie hat ergeben, dass in erster Näherung ein Breitenfaktor  $m = 1 \div 3$  angemessen ist. Bei diesem Ansatz sind die dissipativen Sicherheitsreserven durch die Plastifizierung und Kompression noch nicht berücksichtigt. Eigene Modelversuche wie auch eine numerische Studie haben gezeigt, dass die Verletzung der Grenzbedingung nach Gleichung 9 und die Rissinitiation stets unter dem Wandfuß einsetzen und die Rissfortpflanzung bzw. die inkrementelle Scherdeformation zur Baugrubensohle gerichtet ist. Liegt eine Mikrostratigraphie vor findet eine Schichtaufweitung in Verbindung mit einer horizontalen Schichtzerlegung im

Präbruchstadium statt. Im Hinblick auf baupraktische Probleme ist besonders auf genetisch vorgegebene Schichten bei Sedimentböden zu achten. Nach der Rissinitiation sind im isotropen und homogenen Baugrund aus bindigem Boden noch erhebliche Sicherheitsreserven gegenüber einem Versagen der Baugrubensohle vorhanden. Liegen aber bei der Annäherung an den Bruchzustand oder bei genetisch bedingten Schwächungen erst einmal durchgehende Risse vor, reduziert sich das Versagensmodell zu einem schlichten Auftriebsproblem.

Im Präbruchverhalten bieten bindige Böden somit erhebliche Sicherheitsreserven gegen einen Hydraulischen Grundbruch. Mit den für nichtbindige Böden gängigen Ansätzen wird die Sicherheit weit unterschätzt. Mit Annäherung an den Bruchzustand entwickelt sich auch in bindigen Böden das Versagen progressiv. Das System bietet somit keine Duktilität im Sinne von DIN 1054.

## 5 Diskussion und Ausblick

Bei der Unterströmung einer Baugrubenwand im nichtbindigen, kohäsionslosen Baugrund wird das Phänomen des Hydraulischen Grundbruchs durch eine zonale Volumendehnung und Hebung der Baugrubensohle initiiert. Versagen tritt ausgehend von einer Verflüssigung des Bodens als progressiv verlaufende Erosion ein. Die in den Regelwerken als Sicherheitsnachweis aufgeführten Gleichgewichtsbedingungen berücksichtigen als stabilisierende Effekte nur Gewichtskräfte des Bodens. Sicherheitsreserven bestehen aufgrund einer Verspannung der Bodenstruktur durch die Auflagerreaktion der Wand.

Stehen unter der Baugrubensohle kohäsive Böden an, können weitere stabilisierende Effekte in signifikanter Größenordnung aktiviert werden. Bereits eine geringe Partikelbindung wirkt einer erosiven Strukturzerlegung des Bodens durch die Strömung entgegen. Scherdeformation und Zugfestigkeit des Bodens treten als mobilisierbare Bodenwiderstände hinzu. Weiche bindige Böden versagen infolge großer Verformungen durch eine Aufwölbung der Baugrubensohle. In steifen bindigen Böden kommt es im Präbruchzustand zu Hebungen der Sohle, zu einer Rissbildung im Baugrund und schließlich zu einer Art Starrkörperversagen. Die Rissinitiation selbst ist wie die lokale Verflüssigung bei nichtbindigen Böden noch kein Versagenskriterium, da eine Aufweitung und Fortpflanzung der Risse erhebliche Deformationsenergie erfordert.

Der Grenzzustand des hydraulischen Grundbruchs kann im bindigen Boden vereinfacht als statisches Starrkörperversagen gem. Abb. 3 modelliert werden. Die verschiedenen Bruchformen und die unterschiedlich betrachteten

Bodenwiderstände lassen sich zusammenführen, wenn als maßgebender Bodenwiderstand die undrained Kohäsion angesetzt und die Zugfestigkeit im wassergesättigten Zustand nach Gleichung 3 angenähert wird. Sowohl mit den Erosionskriterien nach den Gleichungen 4 und 5, als auch mit den beiden statischen Ansätzen nach Abb. 3 lässt sich der aufwärts gerichtete Grenzgradient der Unterströmung nach Gleichung 10 ermitteln.

$$i_{krit} = \frac{\Delta h_u}{t} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} + A \cdot \frac{c_u}{\gamma_w \cdot t} \quad (10)$$

Da die volle Mobilisierung von  $c_u$  unter den überkonsolidierten Aushubbedingung unsicher ist, kann auch auf der sicheren Seite liegend die aus Scherversuchen ermittelte Kohäsion  $c'$  angesetzt werden. Die Formkonstante  $A$  berücksichtigt die von der Kohäsion und der Einbindetiefe abhängige Breite des Bruchkörpers ( $x$  bzw.  $(m \cdot t)$  in Abb. 3), aber auch den Mobilisierungsgrad der Adhäsion an der Baugrubenwand. Ein Vergleich einer numerischen Studie mit den genannten statischen Ansätzen führt auf einen Faktor in der Größenordnung  $A = 3$  bis  $4$ . Dies wird auch durch eigene numerische Studien bestätigt. Damit steht eine Abschätzung des kritischen Gradienten in isotropem, ungeschichtetem Baugrund zur Verfügung. Bei geschichtetem Baugrund kann Versagen auch als reines Auftriebsproblem entarten, besonders bei sählig verlaufender Stratigraphie.

Die verschiedenen Versagensformen des Hydraulischen Grundbruchs an einer Baugrubenwand wurden oben dargestellt und abgegrenzt. Hinweise zur Berücksichtigung der Bodenwiderstände bei bindigem Baugrund wurden gegeben. Die laufenden Untersuchungen und die weiteren Forschungen haben eine Präzisierung dieser Ansätze zum Ziel. Dies ist zum einen die Frage der mobilisierbaren Zugfestigkeit bindiger Böden, zum andern die Frage der Energiedissipation bei der hydraulisch verursachten Rissfortpflanzung bis zur Ausbildung eines Starrkörper- oder Auftriebsversagens.

Für baupraktische Nachweis- und Bemessungsaufgaben stützen die bisherigen Forschungsergebnisse eine Herangehensweise durch eine numerische Analyse der Bauaufgabe in Verbindung mit der Beobachtungsmethode, wie dies in Perau & Haubrichs (2006) gezeigt wurde. Hydraulisch verursachtes Versagen einer unterströmten Baugrubenwand im Sinne eines hydraulischen Grundbruchs darf nach Ansicht der Verfasser im bindigen Baugrund als Verformungsproblem aufgefasst und als solches numerisch modelliert werden. Dies setzt neben den gängigen Materialkenngrößen insbesondere die Kenntnis der Bodensteifigkeit auf der Entlastungskurve voraus. Da sich der Bruchzustand im ungeschichteten Baugrund durch Verformungen, d. h. Hebungen auf der Baugrubenseite der Wand ankündigt, ist beim Ansatz der Kohäsion als stabilisierende Größe begleitend zur Absenkung des Wasserspiegels und zum Aushub eine

Beobachtung durch Extensometer anzuraten. Bei der Auswertung sind dann die gleichmäßigen ungefährlichen Hebungen aus der Entlastung und die kritischen Hebungen im Bereich des Wandfußes als Folge von hydraulisch bedingten Volumendehnungen und Rissen zu unterscheiden. Im geschichteten Baugrund, wie auch bei lokalen Anomalien, kann auch Auftrieb die kritische Versagensform sein. Wasserwegsamkeiten entlang der Wand, wie sie sich z.B. durch die Einbringtechnik der Spundwand oder bei Verformungen infolge mehrfacher Umlastung ergeben können, stellen immer potenzielle Erosionsgefährdungen dar, denen nur durch Vermeidung der hydraulischen Einwirkung oder durch Auflastfilter zu begegnen ist.

Das Forschungsprojekt „Hydraulischer Grundbruch im bindigen Baugrund“ wird durch die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) finanziert. An dieser Stelle möchten wir uns für die kooperative Zusammenarbeit und die Unterstützung bedanken.

## 6 Literaturverzeichnis

Bažant, Z. (1940)

Grundbruch unter einer Spundwand. Verlag Ernst & Sohn, Bautechnik, Jahrgang 18, Heft 52, 595 – 599

Bligh, W. G. (1910)

Dams, barrages and weirs on porous foundations. Engineering News, 64, 708 – 710

Davidenkoff, R. (1970)

Unterläufigkeit von Stauwerken. Werner-Verlag GmbH, Düsseldorf

Davidenkoff, R. (1976)

Anwendung von Filtern im Wasserbau. Verlag Ernst & Sohn.

Griffith, A. A. (1921)

The Phenomenon of Rupture and Flow in Solids. Philosophical Transactions of the Royal Society of London, Series A, Vol. 221, 163 – 198

Knaupe, W. (1968)

Hydraulischer Grundbruch an Baugrubenumschließungen. Deutsche Bauzyklopädie, Schriftenreihen der Bauforschung, Reihe Ingenieur und Tiefbau, Heft 15.

- Knaupe, W. (1972)  
Aushub umschlossener Baugruben unter besonderer Berücksichtigung des hydraulischen Grundbruches im schichtweise gelagerten Baugrund. Dissertation – Promotionsordnung B, Hochschule für Bauwesen Leipzig
- Lane, E. W. (1935)  
Security from under-seepage-masonry dams on earth foundations. Transactions American Society of Civil Engineering, 100, 1235 – 1351
- Mitchell, J. K.; Soga, K. (2005)  
Fundamentals of soil behaviour – third edition. John Wiley & Sons, Inc.
- Müllner, B. (1991)  
Beitrag zur Untersuchung der Erosionssicherheit bindiger Mischböden bei vertikaler Durchströmung. Gesamthochschule Kassel – Universität, Mitteilungen des Fachgebietes Grundbau, Boden- und Felsmechanik, Kassel.
- Perau, E.; Haubrichs, K. (2006)  
Numerische Berechnungen zum Nachweis der Standsicherheit tiefer Baugruben. Vorträge der Baugrundtagung 2006 in Bremen, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT), 111 – 118
- Rehfeld, E. (1967)  
Die Erosionsbeständigkeit bindiger Lockergesteine. Wiss. Zeitschrift der TU Dresden, 5/67, 1431 – 1437.
- Terzaghi, K.; Peck, R. B. (1961)  
Die Bodenmechanik in der Baupraxis. Springer-Verlag, Berlin / Göttingen / Heidelberg, 9. Auflage der 1. Edition aus dem Jahr 1948.
- Valko, P; Economides M. J. (1995)  
Hydraulic Fracture Mechanics. John Wiley & Sons
- Witt, K. J.; Wudtke, R.-B. (2006)  
Hydraulisch bedingte Versagensformen in der Sohle von Baugruben. Bundesanstalt für Wasserbau - BAW & Bauhaus-Universität Weimar.
- Wudtke, R.-B.; Witt K. J. (2006)  
A Static Analysis of Hydraulic Heave in Cohesive Soil. Proc. 3<sup>rd</sup> Int. Conference on Scour and Erosion, Amsterdam, 251.
- Zou, Y. (2000)  
Der vom Spannungszustand und Bodengefüge abhängige Erosionsdurchbruch bindiger Böden. Wasserwirtschaft, Jg. 90, Heft 11, 554 – 559.

**Autor:**

Vorname, Name: K. J. Witt  
Titel: Prof. Dr.-Ing.  
Firma, Abteilung: Bauhaus-Universität Weimar, Professur Grundbau  
Adresse: Coudraystraße 11C, D-99423 Weimar  
Tel: 0049 3643 / 58 4560  
Fax: 0049 3643 / 58 4564  
mail: kj.witt@bauing.uni-weimar.de  
internet: www.uni-weimar.de/cms/  
Prof\_Dr\_Ing\_Karl\_Josef\_Witt.4912.0.html  
Teilnahme: ja  
Vortragender: ja

**Co-Autor:**

Vorname, Name: R.-B. Wudtke  
Titel: Dipl.-Ing.  
Firma, Abteilung: Bauhaus-Universität Weimar, Professur Grundbau  
Adresse: Coudraystraße 11C, D-99423 Weimar  
Tel: 0049 3643 / 58 4518  
Fax: 0049 3643 / 58 4564  
mail: robert-balthasar.wudtke@bauing.uni-weimar.de  
internet: http://www.uni-weimar.de/cms/  
Dipl\_Ing\_Robert-Balthasar\_Wudtke.4955.0.html  
Teilnahme: nein  
Vortragender: nein