



Phänomene des Hydraulischen Grundbruches an einer Baugrubenwand

Dipl.-Ing. Robert-Balthasar Wudtke, Prof. Dr.-Ing. Karl Josef Witt,
Bauhaus-Universität Weimar, Professur Grundbau

1 Einführung

Die Analyse des Phänomens Hydraulischer Grundbruch kann auf eine lange Geschichte verweisen. Erste Ansätze zur Betrachtung der Gefährdung von Deichen und Wehren wurden durch BLIGH (1910) veröffentlicht. Die grundlegende Idee der Beschreibung des Grenzzustandes als quasi Kriechvorgang wurde durch LANE (1935) weiterentwickelt. Unabhängig hiervon entwickelte TERZAGHI (1925) einen Ansatz zur Analyse des Grenzzustandes an umströmten Baugrubenwänden in nichtbindigem Baugrund. Seine Betrachtung eines Kontrollvolumens steht im Gegensatz zum durch DAVIDENKOFF (1964) entwickelten Ansatz, welcher sich auf den größten im Einflussbereich vorhandenen hydraulischen Gradienten i bezieht. Bei dem von KNAUPE (1968) aufgestellten empirischen Nachweiskonzept wurde ausgehend vom Strömungsnetz neben der Mächtigkeit der wasserführenden Schicht, repräsentativ für den möglichen Zustrom, die Breite der Baugrube und deren Einbindung in der wasserführenden Schicht in den Berechnungen berücksichtigt. Sämtliche genannten Ansätze beziehen sich auf einen Grenzzustand im nichtbindigen Baugrund.

Die bisher veröffentlichte Literatur zeigt, dass speziell die Verwendung des Begriffes Hydraulischer Grundbruch mitunter verschiedenen Vorgängen zugewiesen ist. Nach den aktuell gültigen Betrachtungen tritt der Grenzzustand eines Hydraulischen Grundbruches ein, wenn lokal die infolge einer Potenzialdifferenz vorhandene Strömungskraft als Einwirkung den durch das Bodeneigengewicht aktivierbaren Widerstand übersteigt. Im nichtbindigen Boden ist dann, sofern eine Partikelbewegung kinematisch möglich ist, die Lagesicherheit eines Partikels nicht mehr gegeben. Das Versagen tritt in Form eines plötzlichen Aufbruches der Baugrubensohle ein. Es ist selbstverständlich, dass die Bestimmung der Strömungskraft an einem für die Bausituation gültigen Strömungsnetz erfolgt. Neben dem Einfluss der durch unterschiedliche Bodenarten bestimmten Anteile des Scherwiderstandes sind bei der Analyse des Grenzzustandes die vorhandene geologische Stratigraphie sowie die Art und Abmessung der Konstruktion von entscheidender Bedeutung.

Bei der Analyse des Einflusses einer hydraulischen Belastung an einer Baugrubenwand muss in jedem Fall sicher gestellt sein, dass der betrachtete Grenzzustand der für die Bausituation relevante ist. Überschneidungen zu anderen Versagensarten, wie Auftrieb und Erosionsgrundbruch, sind möglich. Ein Auftriebsversagen kann an einem Baugrubenverbau durch Gewichtslosigkeit einer zusammenhängenden, die Baugrubensohle bildenden Bodenschicht stattfinden und berücksichtigt als Grenzzustand nicht die Zerstörung des Bodenkontinuums. Diese Versagensart kann in geschichtetem Baugrund dominant sein. Ein Erosionsgrundbruch beginnt mit dem Abtransport des ersten Partikels an der Baugrubensohle. Durch einen kontinuierlich fortgesetzten Partikeltransport entgegen der Strömungsrichtung erreicht der sich bildende Strömungskanal schließlich die Wasserseite. Ein plötzlicher Druckausgleich führt letztlich zu einer konzentrierten Durchspülung und Aufweitung des Strömungskanals. Bei allen genannten Versagensarten ist der Verlust der Korn-zu-Korn-Spannung das entscheidende Kriterium zur Definition des Grenzzustandes. Die Versagensarten unterscheiden sich durch den Ort der Initiation und die Kinematik des Bruches. Scherwiderstände oder Deformationsenergie werden bei den Grenzzustandsbetrachtungen nicht berücksichtigt. Daher sind vor allem bei bindigen Böden nicht näher quantifizierbare Sicherheitsreserven vorhanden.

Hydraulische Transportvorgänge wie innere Erosion und innere Suffosion können ebenfalls zur Schädigung der Kornstruktur führen. Durch die verursachte Veränderung der Wegsamkeiten im Baugrund wird lokal ein Anstieg des hydraulischen Gradienten möglich und somit die Sicherheit gegen Hydraulischen Grundbruch beeinflusst.

Im Fokus der folgenden Ausführungen steht unter Beachtung der genannten Randbedingungen die Frage nach den unterschiedlichen Arten des Versagens eines Hydraulischen Grundbruches im nichtbindigen und bindigen Baugrund.

2 Phänomene in nichtbindigem Baugrund

In Übereinstimmung mit den derzeit gültigen Normen definieren die EAB (2006) und die EAU 2004 (2005) den Grenzzustand eines Hydraulischen Grundbruches für den Fall, dass der Boden am Fuß einer Baugrubenwand infolge einer aufwärts gerichteten Strömungskraft gewichtlos wird und die Summe aus Bodeneigengewicht und zusätzlich aktivierbaren Rückhaltekräften nicht ausreicht die einwirkende Strömungskraft zu kompensieren. Im entsprechend der DIN 1054 gültigen Grenzzustand 1A ist für nichtbindigen Baugrund der folgende Kräfteansatz gültig.

$$S'_k \cdot \gamma_H \leq G'_k \cdot \gamma_{G.stb} \quad (1)$$

Hierbei sind S'_k der in einem Kontrollvolumen aktivierbare charakteristische Wert der Strömungskraft und G'_k der charakteristische Wert des unter Auftrieb stehenden Bodenkörpers. Die Teilsicherheitsbeiwerte γ_H und $\gamma_{G.stb}$ stellen die einwirkungsbezogene Wichtung entsprechend DIN 1054 sicher. Außerdem besteht die Möglichkeit einen vereinfachten Nachweis zu führen, bei dem sichergestellt wird, dass kein Bereich des durchströmten Bodens gewichtslos wird ($\sigma' > 0$).

$$(\gamma_w \cdot i) \cdot \gamma_H \leq \gamma' \cdot \gamma_{G.stb} \quad (2)$$

Durch die Parameter γ_w und γ' sind das Raumbgewicht von Wasser und des unter Auftrieb stehenden Baugrundes definiert.

Diese beiden Ansätze zum Nachweis des Grenzzustandes gehen auf Untersuchungen von TERZAGHI (1925) und DAVIDENKOFF (1964) zurück. Als Ergebnis von Versuchen an nichtbindigem Boden stellte TERZAGHI (1925) fest, dass der Grenzzustand an einer umströmten Baugrubenwand dem Kräftegleichgewicht zwischen einwirkender Strömungskraft und haltendem Gewicht eines Bodenprismas entspricht. Die Breite des Bodenprismas wird mit der halben Einbindetiefe der Wand angenommen. Die Gegenüberstellung bezieht sich auf einen vom Wandfuß ausgehenden horizontalen Schnitt (siehe Bild 1). Der Parameter h_a repräsentiert den Mittelwert der Druckhöhe der über die Breite des Kontrollvolumens vertikal aufwärts gerichteten Strömung.

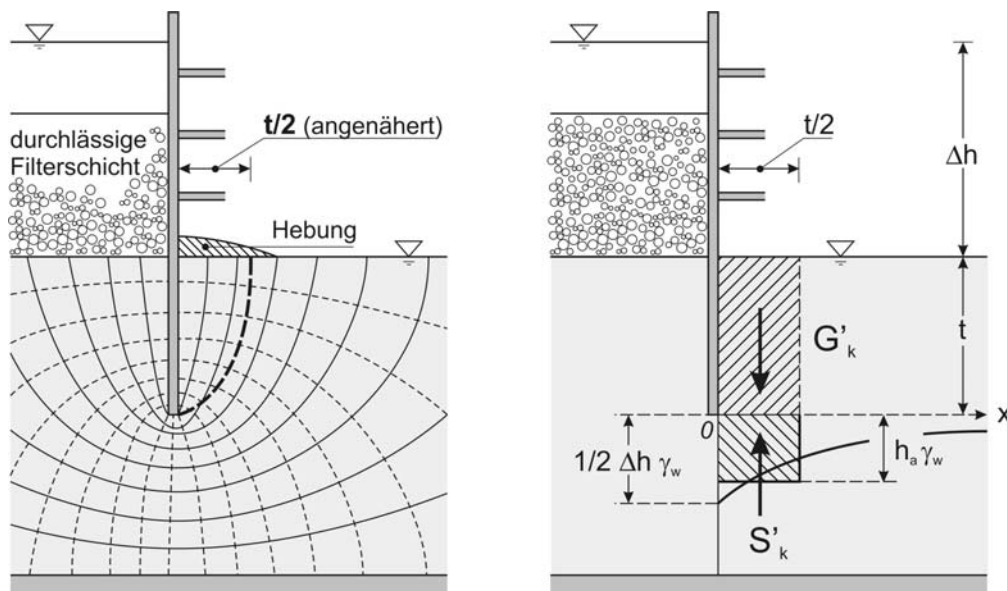


Bild 1: Berechnung der Sicherheit gegen Hydraulischen Grundbruch in nichtbindigem Boden (nach TERZAGHI & PECK (1961))

Für homogenen, isotropen, nichtbindigen Baugrund stellt die genannte Einflussbreite eine gute Abschätzung der Sicherheit dar. Im Fall von komplexeren Randbedingungen sind Variationen des relevanten Bodenkörpers wahrscheinlich. Hierzu zählt eine Veränderung der Strömung hervorgerufen durch räumliche Effekte als Auswirkung geometrischer Variationen der angeströmten Baugrube (siehe EAB (2006)). Bei Wechsellagerung unterschiedlich durchlässiger Bodenschichten an der Baugrubenwand werden zu-

sätzlich die Verteilung und die Größe der Strömungskraft beeinflusst. Empirische Lösungen zur Erfassung der Problematik werden von KNAUPE (1968) für unterschiedliche Varianten unterströmter Baugrubenverbaukonstruktionen und für diverse Kombinationen von Bodenschichtungen vorgestellt. Da diese Lösungen ausschließlich standardisierte Situationen betreffen, ist im Fall einer komplexen Bausituation der von DAVIDENKOFF (1964) vorgeschlagene Ansatz zur Verhinderung der Gewichtslosigkeit des angeströmten Bodens am praktikabelsten. Die Berechnung des maximalen hydraulischen Gradienten i kann durch Verwendung numerischer Lösungsansätze ausgeführt werden. Weitere Reserven können in Anlehnung an TERZAGHI (1925) durch eine Variation der Bruchkörperbreite mit dem Ziel der Identifikation des ungünstigsten Zustandes definiert werden. Außerdem ist die Anwendung verschiedener Oberflächenformen zur Beschreibung des Kontrollvolumens denkbar.

Ist im nichtbindigen Baugrund die Sicherheit gegen Hydraulischen Grundbruch nicht ausreichend, sind unterschiedliche vom aktuellen Bauzustand der Konstruktion abhängige Maßnahmen möglich. Hierzu zählen die Vergrößerung der Einbindetiefe der Wand, das Vorsehen einer undurchlässigen Schicht im Untergrund, ein Auflastfilter auf der Baugrubensohle oder auch der Einsatz von Entlastungsbrunnen.

3 Phänomene in bindigem Baugrund

Die oben beschriebenen Gleichgewichtsbetrachtungen ohne Berücksichtigung von Scherkräften oder Deformationsenergie der Bruchkinematik entsprechen einer plötzlichen Fluidisierung des Bodens. Tatsächlich trifft dies für kohäsionslose Böden, insbesondere für enggestufte Feinsande zu, für die in den Regelwerken auch die höchsten Sicherheitsanforderungen gelten. Die Fluidisierung eines Bodens setzt aber zur Aufhebung der inneren Scherkräfte eine Volumendehnung und einen Strukturverlust voraus. Mit zunehmender Kohäsion wird daher mit einer Gleichgewichtsbetrachtung die Kohäsionssicherheit unterschätzt, da selbst eine geringe Kohäsion der Verflüssigung des Bodens entgegenwirkt.

Ein erster Ansatz zur Erfassung dieser Problematik wird in DAVIDENKOFF (1970) vorgestellt (siehe Bild 2). Analog zum Ansatz des Kontrollvolumens von TERZAGHI (1925) berücksichtigt er an einem Bruchkörper die angreifenden Strömungskräfte S'_k und vergleicht diese mit den aktivierbaren Widerständen, bestehend aus dem Eigengewicht des Bodenkörpers G'_k , der in den vertikalen Scherfugen angesetzten Kohäsionskraft C und der in der horizontalen Abrissebene vorhandenen Zugkraft Z . Die Höhe des Bruchkörpers ist durch die Einbindung der Baugrubenwand definiert. Die Breite des Bruchkörpers wird durch eine schrittweise von der Baugrubenwand ausgehende Verbreiterung mit dem Ziel der Ermittlung der kleinsten Sicherheit berechnet.

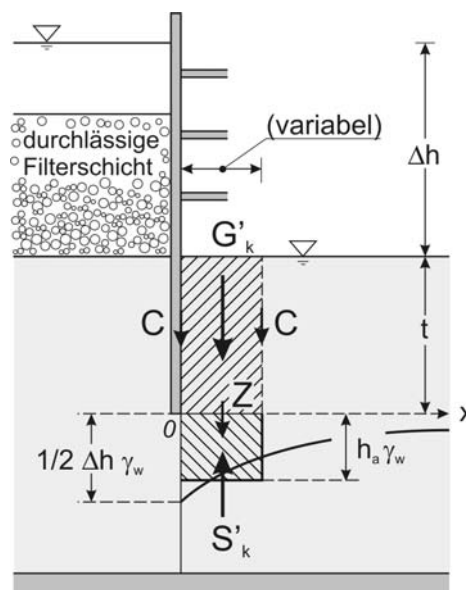


Bild 2: Hydraulischer Grundbruch im bindigen Baugrund (nach DAVIDENKOFF (1970))

Der Ansatz setzt voraus, dass ein Starrkörperversagen der maßgebende Grenzzustand ist und auch hier Reibungskräfte aufgrund von Ruhedruck und Auflagerreaktion der Wand unberücksichtigt bleiben. Die in den vertikalen und horizontalen Trennflächen angesetzten Widerstände gehen auf die Versagensarten



Scherbruch und Rissentstehung zurück und sind daher nicht zum gleichen Zeitpunkt am Bruchkörper aktivierbar. Zur Unterscheidung der Grenzzustände ist der Spannungszustand an der Baugrubenwand, repräsentiert durch den Grad des Aushubfortschrittes und die zeitgleiche Absenkung des baugrubenseitigen Wasserstandes maßgebend.

Um das hydraulisch verursachte Aufbrechen bindiger Böden zu visualisieren, haben wir Versuche durchgeführt. Als Ergebnis konnte klar gezeigt werden, dass das Versagen durch eine Abfolge von Riss- und Scherversagen komplettiert durch einen Strukturverlust des bindigen Bodens beschrieben werden kann. Der Grenzzustand ist jedoch nicht zwangsläufig durch die Entstehung eines Risses definiert. Entsprechend den Ausführungen der EAB (2006) kann einer solchen Abfolge auch durch einen bei einer angenommenen Rissentstehung geführten Auftriebsnachweis Rechnung getragen werden. Eine Abtrennung der oben liegenden bindigen Bodenschicht ist hierfür zwingend.

Die uneinheitliche Darstellung des Versagens sowie die Verschmierung und Kopplung verschiedener Versagensarten zeigt, dass eine grundlegende Analyse des Grenzzustandes sinnvoll ist. Relevante Versagensarten sind die Erosion, das Starrkörperversagen als Scherbruch und das Versagen durch die Initiation eines Risses. In WITT & WUDTKE (2007) wurde gezeigt, dass ein Erosionsversagen in bindigem Baugrund auszuschließen ist. Bereits bei geringen Kohäsionen sind die für eine Zerlegung einer bindigen Bodenstruktur notwendigen hydraulischen Gradienten derart hoch, dass ein reines Strukturversagen, wie es bei nichtbindigen Böden in Form einer Verflüssigung auftritt, nicht dominant ist. Ein als Scherbruch eintretendes Starrkörperversagen ist maßgebend. Das vom Boden, der Auflagerspannung und von den Isotropiebedingungen abhängende Bruchvolumen hat wesentlichen Einfluss auf die Sicherheit. Das Versagen ist nicht nur vom Anteil der Kohäsion an der Gesamtscherfestigkeit des Baugrundes, sondern auch von der Bruchkörperform sowie der Breite und Tiefe des Bruchkörpers bestimmt. Zusätzlich wird die Betrachtung einer 3-dimensionalen Bruchkörperform interessant, da ein hydraulisches Versagen an einer Baugrubenwand grundsätzlich lokal und nie auf der gesamten Wandlänge stattfindet. Weitere Fragestellungen ergeben sich aus dem Einfluss des Widerlagers auf den Grenzzustand und umgekehrt dem hydraulischen Einfluss auf das Widerlager der Baugrubenwand und dessen Tragfähigkeit.

4 Spannungs- und Verformungsanalyse

Während im nichtbindigen Baugrund ein Verlust der Korn-zu-Korn-Spannung ($\sigma' = 0$) in Verbindung mit Dilatation einen Strukturverlust des Bodens zur Folge hat, wird mit dem Eintrag einer Zugspannung im bindigen Baugrund die Ausnutzung der Zugfestigkeit des Materials eingeleitet. Unter der Voraussetzung einer richtungsabhängigen Aufteilung der Spannungen im Baugrund kann mit einem Aufreißen des Bodens gerechnet werden, wenn die kleinste effektive Hauptspannung σ'_3 gleich der effektiven Zugfestigkeit des Bodens σ'_t ist.

$$\sigma'_3 = -\sigma'_t \quad (3)$$

Bei Berücksichtigung der lokal wirksamen totalen Spannung, incl. Porenwasserdruck u_0 und Porenwasserüberdruck Δu , ist der Grenzzustand wie folgt darstellbar:

$$\sigma'_t = -\sigma_3 + u_0 + \Delta u \quad (4)$$

Ein Porenwasserüberdruck Δu kann hierbei auf eine Veränderung des Strömungszustandes, z. B. bei einer baugrubenseitigen Absenkung des Wasserspiegels und auf eine Veränderung des Gesamtspannungszustandes, verursacht durch einen Baugrubenaushub, zurückgeführt werden. Für einfache ebene Fälle sind die Einflussgrößen analog zum in SKEMPTON (1954) gezeigten Ansatz berechenbar.

Da ein nichtbindiger Boden über keine Zugfestigkeit verfügt, tritt das Versagen definitionsgemäß bei einer lokalen Gewichtlosigkeit ein. Das Gewicht und die Lagerungsdichte des Bodens haben entscheidenden Einfluss auf die Verflüssigung. Variabilitäten der Parameter werden in den Regelwerken durch unterschiedliche Sicherheitsfaktoren für günstige und ungünstige Böden berücksichtigt (WITT & WUDTKE (2007)).

Wie oben erläutert ist eine Verflüssigung im bindigen Boden bereits bei sehr geringen Bindungskräften zwischen den Partikeln und Aggregaten sowie bei realistischen Gradienten nicht mehr möglich. Der hyd-

raulisch verursachte Aufbruch der Baugrubensohle kann in Form eines Scherbruches oder nach einer Rissentstehung stattfinden. Der vorhandene Spannungszustand bestimmt die Dominanz der jeweiligen Versagensart. Bei den gegebenen Randbedingungen findet ein Scherbruch statt, wenn die Differenz zwischen den lokalen effektiven Hauptspannungen σ'_1 und σ'_3 die undrainierte Kohäsion c_u , als Maß für die Scherfestigkeit, doppelt übersteigt. Wird zuvor der laut Gleichung (3) definierte Grenzzustand bei Ausnutzung der Zugfestigkeit erreicht, ist ein Riss dominant. Das Versagen wird in jedem Fall am Fuß der Baugrubenwand beginnen. Bei Annahme eines Risses als Versagensart sind in Bild 3 zwei verschiedene Anwendungen von umströmten Wänden gezeigt, um den Einfluss des Spannungszustandes auf die Ausrichtung des Risses zu verdeutlichen.

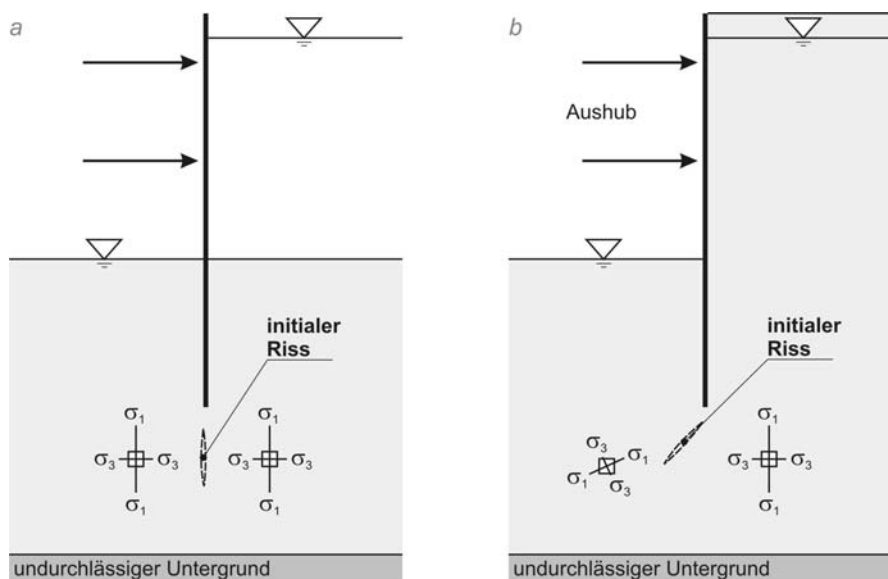


Bild 3: Prinzipskizze zur Rissinitiation eines Fangdammes (a) und einer Baugrube (b) (nach WITT & WUDTKE (2007))

Im Fall eines Fangdammes ist der Riss etwa vertikal nach unten gerichtet zu erwarten. An der Baugrubenwand wird die Ausrichtung aufgrund der am Wandfuß gedrehten Hauptspannungen schräg oder sogar nahezu horizontal verlaufen. Mit der lokalen Rissentstehung liegt nicht zwangsläufig ein Versagenszustand vor, da durch eine Rissfortpflanzung und Rissaufweitung und die einhergehende Deformation von Risswurzel und Rissoberfläche erheblich Energie dissipiert wird (VALKO & ECONOMIDES (1995)). Kernziel einer aktuellen Forschungsarbeit an der Bauhaus-Universität Weimar ist die Quantifizierung der Grenzzustandsbedingung bei angenommener Rissaufweitung und gleichzeitig die spannungsabhängige Abgrenzung zum Grenzzustand des Scherbruches.

Als Ergebnis von im Rahmen des Forschungsprojektes ausgeführten Versuchen konnte gezeigt werden, dass die Porenaufweitung vor dem Durchbruch zu einer strukturierten Schichtzerlegung führt. Der finale Durchbruch zur Baugrubenseite findet nach einer fortgesetzten Öffnung weiterer Risse statt. Gleichzeitig verlagert sich die Strömung und die am Anfang des Vorganges entstandenen Risse schließen sich. Der Vorgang wird von anfänglich gleichmäßig verteilten und letztlich lokal stark zunehmenden Hebungen der Baugrubensohle begleitet. Die Struktur des Bodens wird komplett zerstört. Das Phänomen des hydraulischen Grundbruches wird im bindigen Boden durch die Rissentstehung initiiert und setzt sich bei sukzessiver Rissfortpflanzung und Schieferung des Baugrundes quasi als Auftriebsphänomen fort, wobei jedoch eine undefinierte Potenzialverteilung vorliegt.

5 Empfehlungen zur Nachweismethode

Nach den oben gezeigten Zusammenhängen kann festgestellt werden, dass ein hydraulischer Grundbruch an Baugrubenwänden in bindigen Böden in erster Näherung durch ein Starrkörperversagen in Form eines Scherbruches und durch ein Versagen nach der Bildung eines Risses beschrieben werden kann. Ein Versagen infolge eines durch Strömung verursachten Partikeltransportes, wie dies beim nichtbindigen Boden auftritt, ist für bindigen Baugrund als Grenzzustand nicht relevant. Die Frage nach dem maßgebenden Grenzzustand muss in Abhängigkeit des vorhandenen Spannungszustandes und der Ei-

genschaften des Baugrundes beantwortet werden. Im undrainierten Zustand wird mit Zunahme der Scherfestigkeit und steigendem hydraulischen Potenzial die Entstehung eines Risses vor einem Scherversagen wahrscheinlicher. Im Umkehrschluss ist für schwach bindigen Baugrund ein Starrkörperversagen eher dominant.

Eine detaillierte Untersuchung der Starrkörperproblematik wird durch die folgenden Randbedingungen beeinflusst:

- Bruchkörperform, Verlauf der Scherfuge
- Bruchkörperbreite, Verhältnis zur Einbindetiefe der Wand t
- berücksichtigte Widerstände, undrainierte Kohäsion c_u als Scherwiderstand in Richtung der Scherfuge und Zugfestigkeit σ_t orthogonal zur Scherfuge

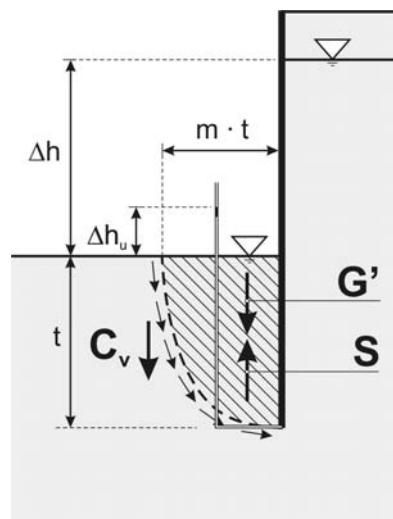


Bild 4: Starrkörperversagen im bindigen Boden WUDTKE & WITT (2006)

In WUDTKE & WITT (2006) wurden für undrainierte Bodenverhältnisse verschiedene statische Lösungsansätze bei Annahme vertikaler, schräger und parabelförmiger Scherfugen vorgestellt. Ergebnis der Analyse des Bruchphänomens an einer Baugrubenwand ist die Empfehlung eines Bruchkörpers, welcher durch eine parabelförmige Scherfuge begrenzt wird und am Wandfuß beginnt (siehe Bild 4). Die bindigen Bodeneigenschaften werden durch eine in der Scherfuge angenommene undrainierte Kohäsion, repräsentativ für die Scherfestigkeit des Materials, realisiert. Auflagerreaktionen werden vernachlässigt. Der Grenz-zustand kann als Gegenüberstellung von Einwirkungen und Widerständen wie folgt formuliert werden:

$$\frac{\Delta h_u}{t} \cdot \gamma_H \leq \left(\frac{\gamma'}{\gamma_w} + A \cdot \frac{c_u}{\gamma_w \cdot t} \right) \cdot \gamma_{G.stb} \quad (5)$$

Der am Wandfuß wirksame hydraulische Gradient wird durch die lokale Potenzialdifferenz Δh_u und die Einbindetiefe der Wand t berechnet. Die Breite des Bruchkörpers ($m \cdot t$) wird durch den Faktor A berücksichtigt und durch die Einbindetiefe der Wand, die Kohäsion des Baugrundes und die an der Baugrubenwand mobilisierte Adhäsion beeinflusst. Auf Grundlage einer numerischen Studie kann für A in erster Näherung eine Größenordnung von 4,5 bis 6 angenommen werden. Da der Aktivierungsgrad der undrainierten Kohäsion c_u spannungsabhängig ist, kann alternativ auf der sicheren Seite liegend die effektive Kohäsion c' in Gleichung (5) berücksichtigt werden. Stärker als beim nichtbindigen kündigt sich im bindigen Baugrund der hydraulische Grundbruch durch eine Volumendehnung in Verbindung mit einer Hebung der Baugrubensohle an, sodass hier durch Porenwasserdruck- und Verschiebungsmessungen geeignete Methoden existieren, mit denen sich eine Annäherung an eine kritische Situation erkennen lässt.

6 Zusammenfassung

Im nichtbindigen Baugrund ist der Hydraulische Grundbruch an einer Baugrubenwand durch eine Verflüssigung des Bodens infolge Porenwasserüberdrucks gekennzeichnet. Mit den bekannten Gleichgewichtsbetrachtungen werden Scherdeformationen wie auch strukturstützende Effekte aus Auflagerreakti-



onen der Baugrubenwand nicht erfasst. Da es sich initial um lokale Effekte handelt, welche sich aufgrund der ungünstigen Verlagerung der Potenzialverhältnisse rasch zu einer progressiv verlaufenden Erosion entwickeln können, ist dieser Ansatz für kohäsionslose Böden gerechtfertigt.

Bei kohäsivem Baugrund findet eine vergleichbare Verflüssigung des Bodens, eine hydraulisch bedingte Zerlegung der Partikel oder Aggregate, selbst bei geringer Kohäsion erst bei sehr hohem, in der Baupraxis unrealistischen Gradienten statt. Der Bruchzustand wird im bindigen Boden durch ein Aufreißen eingeleitet und setzt sich in Abhängigkeit der Randbedingungen durch eine schichtweise Zerlegung oder durch Scherdeformation eines quasi Starrkörpers fort. Mit den üblichen Gleichgewichtsbetrachtungen wird in solchen Böden die Sicherheit gegen Hydraulischen Grundbruch weit unterschätzt. Auf der Widerstandsseite können der Spannungszustand im Auflagerbereich der Wand und die Kohäsion bzw. die Zugfestigkeit des Bodens angesetzt werden.

7 Dank

Der vorgestellte Ansatz zur Abschätzung der Sicherheit gegen einen Hydraulischen Grundbruch an einer Baugrubenwand im bindigen Baugrund ist ein Zwischenergebnis des Forschungsprojektes „Hydraulischer Grundbruch in bindigem Boden“, das durch die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) gefördert wird. Wir möchten uns an dieser Stelle für die Unterstützung und kooperative Zusammenarbeit bedanken.

Literatur

- BLIGH, W. G. (1910): Dams, barrages and weirs on porous foundations. – In: Engineering News, Vol. 64, S. 708-710
- DAVIDENKOFF, R. (1964): Deiche und Erddämme, Sickerströmung - Standsicherheit. Werner-Verlag GmbH, Düsseldorf, 1964
- DAVIDENKOFF, R. (1970): Unterläufigkeit von Stauwerken. Werner-Verlag GmbH, Düsseldorf, 1970
- EAB - EMPFEHLUNGEN DES ARBEITSKREISES „BAUGRUBEN“ (2006): 4. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin 2006
- EAU 2004 - EMPFEHLUNGEN DES ARBEITSAUSSCHUSSES „UFEREINFASSUNGEN“ HÄFEN UND WASSERSTRASSEN (2005): 10. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin, 2005
- KNAUPE W. (1968): Hydraulischer Grundbruch an Baugrubenumschließungen. – In: Deutsche Bauenzyklopädie, Schriftenreihen der Bauforschung, Reihe Ingenieur- und Tiefbau, Heft 15
- LANE, E. W. (1935): Security from under-seepage-masonry dams on earth foundations. – In: Transactions of the American Society of Civil Engineers, Vol. 100, S. 1235-1351
- SKEMPTON, A. W. (1954): The Pore-Pressure Coefficients A and B. – In: Géotechnique, Vol. 4, S. 143 - 147
- TERZAGHI, K. (1925): Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage. Verlag F. Deuticke, Leipzig und Wien, 1925
- TERZAGHI, K., PECK, R. B. (1961): Die Bodenmechanik in der Baupraxis. Springer-Verlag, Berlin - Göttingen – Heidelberg, 1961
- VALKO, P., ECONOMIDES, M. J. (1995): Hydraulic Fracture Mechanics. John Wiley & Sons, 1995
- WITT, K. J., WUDTKE, R.-B. (2007): Versagensmechanismen des Hydraulischen Grundbruchs an einer Baugrubenwand. – In: 22. Christian Veder Kolloquium, Graz, 2007
- WUDTKE, R.-B., WITT, K. J. (2006): A Static Analysis of Hydraulic Heave in Cohesive Soil. – In: 3rd International Conference on Scour and Erosion, Amsterdam, 2006