

Hydraulisch verursachtes Versagen in fein(st)körnigen Lockergesteinen

Dipl.-Ing. Dr. techn. Lothar MARTAK

Honorarprofessor der TU Wien; Brunnenmeister und allgemein gerichtlich beeideter und zertifizierter Sachverständiger für Grundbau, Spezialtiefbau, Brunnenbau und Tunnelbau

Dipl.-Ing. Petra DRUCKER

Institut für Geotechnik, TU Wien

KURZFASSUNG

Für das Phänomen des hydraulischen Grundbruchs gibt es eine Vielzahl von rechnerischen Nachweisen und Bemessungsansätzen, allerdings gehen fast alle diese Nachweise von grobkörnigem Lockergestein aus, d. h. von steinigen, kiesigen und sandigen Böden. In der Regel handelt es sich um Gleichgewichtsnachweise, wie sie auch die ÖNORM EN 1997-1 beschreibt (Nachweise HYD). Sehr wenige Fachbeiträge befassen sich mit dem hydraulischen Versagen in feinkörnigen und feinstkörnigen Böden, wie feinsandige Schluffe, tonige Schluffe und Schlufftone bzw. Tone im Sinne der ÖNORM B4400-1:1010 (A-Linie nach CASAGRANDE). Sie werden meist als permanente Grundwasserstauer betrachtet und beim Nachweis gemäß EN 1997-1 (Nachweis UPL) nur auf ihr Gleichgewicht gegen hydrostatischen Druck unter der grundwasserstauenden Sohle, mit oder ohne seitliche Wandreibung an der Geländesprungsicherung untersucht. Mit den Partialsicherheiten, z.B. entsprechend ÖNORM B 1997-1-1:2013, werden Bemessungen für die Baupraxis empfohlen, von der oftmals vermeintlichen Erfahrung ausgehend, dass die in feinkörnigen Böden angetroffene Kohäsion jedem auftretenden hydraulischen Gefälle – und das zeitlich unbegrenzt – standhalten könne.

Bereits 1997 hat MARTAK jedoch nachgewiesen, dass hydraulischer Grundbruch in Schluffen und Tonen durch Bildung von rückschreitenden Erosionstrichtern oder Entleerung von sandigen Zwischenlagen in meist überkonsolidierten tonigen Lockergesteinen entstehen kann und zwar bereits bei relativ geringen hydraulischen Gefällen und üblichen Kohäsionen. Dieses Phänomen kann nicht nur bei Baugruben, Dämmen und Böschungen, sondern auch bei Tunnelvortrieben an der Ortsbrust und bei natürlichen oder künstlichen Barrieren von Deponien maßgeblich werden. Feinkörnige Böden besitzen oftmals einen hohen Sättigungsgrad, sind aber niemals absolut vollständig gesättigt, da dann die Kohäsion, besser als Binnendruck p_k (GUDEHUS, 1996) oder als **remanenter**, also zurückbleibenden, **Kapillardruck** k_v (BOROWICKA, 1961) bezeichnet, d.h. die Van der Waal'schen Kräfte in den Mikroporen wirkungslos werden würden. Das Verdrängen der verbliebenen Bodenluft und damit die Erhöhung der Wassersättigung bei konstantem Bodenvolumen hängen von der durch den vorhandenen hydraulischen Strömungsdruck verursachten Reduktion des Kapillardrucks bzw. der Saugspannung und der Erhöhung des Porenwasserdruckes im Feinkorngefüge ab. Im nachstehenden Beitrag wird ein hydraulisches Grundbruchkriterium ohne Ansatz der Bodenwichte vorgestellt und mit den in der Literatur vorhandenen Modellansätzen zur Berücksichtigung der Kohäsion verglichen, die für das maßgebliche hydraulische Gefälle auch die Bodengleichgewichtsbedingung einbeziehen.

1. EINLEITUNG

1.1. Modellvorstellungen zum hydraulischen Grundbruch im feinkörnigen Boden

Seit Jahrzehnten wird der hydraulische Grundbruchnachweis über Gleichgewichtsbedingungen zwischen den Wichten der durch Auftrieb oder Erosion bzw. Suffusion gefährdeten Lockergesteinszonen und dem Grundwasser, ausgedrückt durch den Strömungsdruck, der horizontal oder vertikal den Boden anhebend oder bodenstrukturauflösend wirksam werden kann, geführt. Die in der Literatur zitierten Modelle gehen auf DAVIDENKOFF (1976) und WUDTKE & WITT (2006 und 2007) zurück, siehe Abbildung 1. Neben den Hauptberechnungskenngrößen, wie die Wichte des teil- oder vollgesättigten Bodens unter Auftrieb γ' und die Wichte des freien oder gespannten Grundwassers γ_w , werden auch Bodenkennwerte, wie die Kohäsion c' und der Reibungswinkel φ' des drainierten Bodens, sowie die undrainierte Kohäsion c_u , die Zugfestigkeit des Bodens σ_t und schließlich die geometrischen Größen des hydraulischen Grundbruchmodells, bzw. des angenommenen Bruchkörpers eingeführt. Die gesuchte Größe ist das hydraulische Gefälle, als maximal zulässiges oder minimales (kritisches) sowie als vorhandenes. Diese lässt sich mit der Sicherheit η nach dem nicht mehr anzuwendenden globalen Sicherheitskonzept ausdrücken oder nunmehr abgesichert durch die Partialsicherheitskoeffizienten $\gamma_{G,stab}$ und $\gamma_{G,dst}$ bzw. durch die Teilsicherheitsbeiwerte des Bodens γ_c und γ_φ nach ÖNORM EN 1997-1 und ÖNORM B 1997-1-1 darstellen.

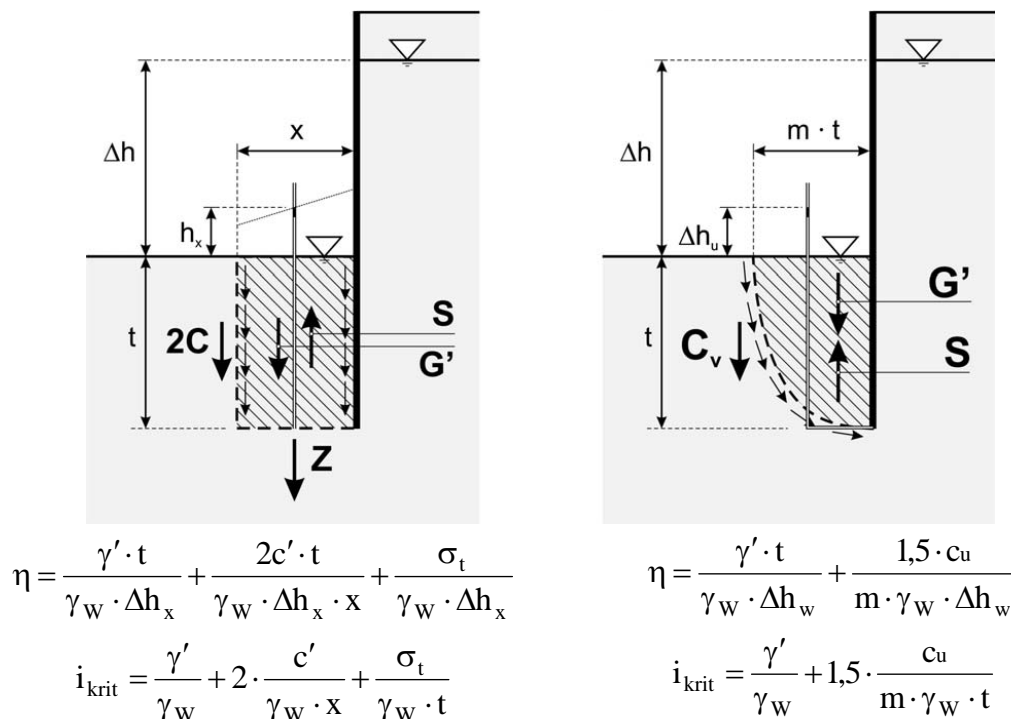


Abb. 1: Gleichgewichtsmodelle zur Berechnung der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch, angewandt auf den kohäsiven Boden nach Davidenkoff (links) und Wudtke & Witt (rechts), zitiert bei WITT & WUDTKE (2007).

Während die Gleichgewichtsnachweise gegen hydraulischen Grundbruch für alle Lockergesteine gleichermaßen zu erfüllen sind, gelten die geometrischen Kriterien und Filterregeln nur so lange, als keine Kapillarkräfte den freien Porenwasserdurchgang behindern. Damit liegt die Grenze der Gültigkeit von geometrischen Kriterien im Feinsand- bzw. Grobschluffbereich. Feinkörnige Lockergesteine können bei Überschreitung beispielsweise die bekannte Filterregel nach TERZAGHI & PECK (1961) trotz Kohäsion in Bewegung gesetzt werden, sodass die Kapillarkräfte und damit die Kohäsion subdominant werden. Schwach feinkörnige, normalkonsolidierte Böden reagieren auf Durchnässung aus Strömungsdruck mit Verflüssigung wesentlich rascher als stark feinkörnige und überkonsolidierte Schluff/Tone. Aber auch letztere sind, entgegen mancherorts vertretener Meinung, bei Wassernachschub durch Strömungsdruck nicht dauerhaft gegen Aufweichung und Verflüssigung beständig.

MARTAK hat 1997 den Versuch unternommen, den hydraulischen Grundbruch im feinkörnigen Boden allein durch die Bodenkennwerte Kohäsion c' und Reibungswinkel ϕ' , als Trennbruch unter Einwirkung des Strömungsdruckes zu erklären, wobei er zum Ergebnis kommt, dass dieser schon bei wesentlich geringeren hydraulischen Gefällen wirksam werden kann, als bei einer Bodenentfestigung im Zuge eines Scherbruches. Dieser damals nur knapp erklärte Denkvorschlag soll nun bodenmechanisch nachvollziehbar und zahlenmäßig gut abschätzbar dargestellt werden.

Allen bisherigen Nachweisen gemeinsam ist die Tatsache, dass wenig bis gar keine Hinweise gegeben werden, für welche Art des feinkörnigen Bodens und aus welchen bodenphysikalischen Versuchen die oben zitierten Bodenkennwerte entnommen werden sollen. GUDEHUS (1996) nennt an bodenmechanisch und physikalisch grundsätzlich unterschiedlichen feinkörnigen Böden, wenn auch in anderem Zusammenhang, „schwach bindige Böden“, „stark bindige Böden“ und „Mischböden“. Die ÖN B 4400-1:2012 unterscheidet unter Punkt 3.5 in feinkörnige und gemischtkörnige Böden, wobei der Grad der Nebenanteile als „sehr gering“ bei 2% bis 5% Massenanteil, als „schwach (gering)“ bei weniger als 15% Massenanteil und als „stark (sehr)“ bei über 30% Massenanteil zu bezeichnen ist. GUDEHUS (1996) macht außerdem auf die Nichtlinearität der Wasserdurchlässigkeit im Boden, auf die damit verbundenen Probleme der Filtergeschwindigkeit des Porenwassers und damit der Größe des Strömungsdruckes aufmerksam. Er schreibt von einem wirksamen Porenwasserunterdruck im Zusammenhang mit der Kapillarität, der im Gleichgewicht zum vorhandenen Porenwasser und der Porenluft (Bodenteilsättigung) steht und weist auf die unterschiedliche Saugspannungs-Sättigungscharakteristik der verschiedenen feinkörnigen Böden hin.

BOROWICKA (1958, 1959, 1961, 1962) stellt die dauerhafte Existenz einer Kohäsion grundsätzlich in Frage. Er führt den gegenseitigen Austausch von im feinkörnigen Boden vorhandenen Bodenkornzwickelwasser, bei GUDEHUS als pektisches Wasser bezeichnet, zu freiem, d.h. Porenwasser (über Manometer als Porenwasserdruck messbar) als Ursache einer, auch bei stark feinkörnigen Böden auftretenden, nur **scheinbaren** Kohäsion an. Diese sollte besser als nicht direkt messbarer Binnendruck p_k oder als sekundäre Spannung im adsorbierten Wasser des Bodens (remanente Kapillarspannung) bezeichnet werden. Diese Kapillarspannung ist von den Belastungsbedingungen in den unterschiedlichen boden-

physikalischen Versuchsbeanspruchungen oder Baugrundbelastungen abhängig und kann auch null werden, bzw. negativ als Kapillarunterdruck in Erscheinung treten und die Mohr'sche Bruchgerade in Richtung einer anscheinend vorhandenen Kohäsion verzerren. Dies weist BOROWICKA durch penible schnell und langsam durchgeführte Scher- und einaxiale Druckversuche, sowie Triaxialversuche nach.

WITT & WUDTKE (2007) beschreiben die in einem Schnittmodell mit einem Zweischichtensystem festgestellten Sequenzen eines hydraulischen Grundbruches und kommen zu dem Schluss, dass Rissinitiationen, also Trennbrüche in der feinkörnigen Bodenstruktur, verbunden mit lokalen Bodenhebungen, dem hydraulischen Versagen vorausgehen müssen. Die Autoren gehen davon aus, dass die Risse in feinkörnigen, besonders in steifen Böden noch nicht den Grundbruch direkt einleiten und Sicherheitsreserven, von allerdings nicht genannter Größe, bestehen. Sie erklären die dabei ausgelösten Rissbildungen durch geogen bedingte Heterogenitäten im feinkörnigen Boden verursacht und schließen daraus, dass die Spalten im Boden zu einem Auftriebsproblem (mit dann sichtbaren hydraulischen Grundbruch) führen.

1.2. Das Wesen der Kohäsion

Feinkörnige Böden werden im Sprachgebrauch auch als „bindige Böden“ bezeichnet, was auf das Vorhandensein von Kohäsion hinweist. Unter Kohäsion wird wiederum ein innerer Zusammenhalt von Bodenpartikel verstanden, welcher – im Unterschied zur Reibung – zusätzlich die Übertragung von Zugspannungen ermöglicht. Im Gegensatz zu nicht metallischen Sprödkörpern, wie bspw. Beton, kann sich die adhäsive Bindung der Lockergesteinskomponenten im Zementstein nach einem Bruch nicht wieder selbsttätig bilden, wie bei der Kohäsion von homogenisierten Böden. BOROWICKA (1959, 1961) begründet dies damit, dass der Binnendruck als remanenter Kapillardruck beim Bruch (Gleit- oder Trennbruch) zwar in der Bruchfläche gestört wird, sich aber im Ruhezustand danach wieder an anderen Kornzwickeln ausbilden kann. Man spricht vom „Verheilen der Kohäsion“, die aber zeitabhängig nicht immer die gleiche Größe wie vorher erreicht, eine Eigenschaft die für feinkörnige Böden charakteristisch ist.

BOROWICKA (1959) bringt für die Richtigkeit seines Binnendruckkonzeptes die Versuchstatsache vor, dass ein unter allseitigem äußeren Druck konsolidierter Tonboden, der plötzlich entlastet wird Unterdrücke, sowohl im Porenwasser als auch im remanenten Kapillarwasser, aufweist. Wenn dieser Boden in dieser Unterdrucksituation nun überflutet wird (z.B. durch Umströmung entlang einer Geländesprungsicherung), so kann der Druckausgleich in den Bodenporen relativ rasch erfolgen, aber in den feinen Kapillaren und Porenwasserzwickeln, in denen nach wie vor ein Unterdruck existiert, ist wesentlich mehr Zeit erforderlich. Es entstehen dadurch starke Eigenspannungen im Tonboden, denen das Gefüge des Tones nicht gewachsen ist und es kommt zu sichtbaren Rissbildungen (Trennbrüchen) und zu einem von der Oberfläche ins Probeninnere fortschreitenden Zerfall. Bei sehr langsamer Wassersättigung treten hingegen keine Rissbildungen und kein Zerfall auf. Das Stoffverhalten des Tones, oder eines anderen feinkörnigen Bodens, unterliegt daher der zeitlichen Abfolge äußerer Einwirkungen – gleichartig, ob im bodenphysikalischen Versuch oder im

Zuge eines großflächigen Bodenaushubes – die mit der Wirkung zweier verschiedener Spannungen in der flüssigen Phase des Bodens widerspruchsfrei erklärt werden können. Abgesehen von der Verkittungskohäsion (chemische Bindung) und der sog. Verzahnungskohäsion kantiger, grobkörniger Böden, wird die Größe der messbaren Kohäsionskräfte somit durch folgende Einflussfaktoren bestimmt:

- Korngrößenverteilung des Bodens, daraus folgend: Poren- und Kapillarengröße,
- Art und Anteil der enthaltenen Tonminerale,
- Wassergehalt (Sättigungsgrad), daraus folgend: Spannungszustand in der flüssigen Phase, die zur jeweiligen Konsistenz des unterschiedlich beanspruchten Bodens führen,
- langsame (drainierte) oder schnelle (undrainierte) Veränderung eines Spannungszustandes,
- Belastungsgeschichte vor den Versuchen (gestörte und homogenisierte oder ungestörte bzw. überkonsolidierte Bodenproben)

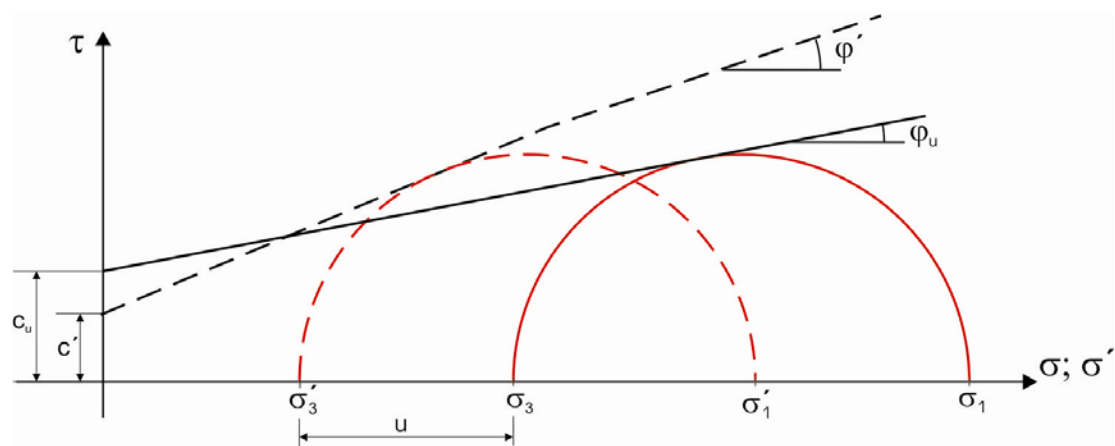


Abb. 2: Exemplarische Mohr'schen Spannungskreise mit Darstellung der Schergeraden für die „effektiven“ drainierten und die undrainierten Scherparameter (nach ADAM et al., 2010).

Die in Abbildung 2 gezeigte Veränderung der Scherparameter φ und c weist darauf hin, dass die Versuchsbedingungen drainiert oder undrainiert eine wesentliche Rolle bei der Größe der aufgezeigten Bodenkennwerte spielen. Sie stellen daher für die Langzeitbeurteilung der Sicherheit einer feinkörnigen Baugrubensohle im oder unter Grundwasser eine entscheidende Unsicherheit dar. BOROWIKA und GUDEHUS stimmen darin überein, dass die gemeinhin bezeichnete Kohäsion, besser als Binnendruck aufgefasst werden sollte. Die Kohäsion entspricht somit vielmehr einem Kapillardruck $p_k = c \cdot \cot\varphi$, der die Eigenfestigkeit des feinkörnigen Bodens bestimmt und einem Porenwasserdruck gegenübersteht, der mit zunehmender Sättigung diese Festigkeit als Porenwasserüberdruck limitiert bzw. verschwinden lässt. Das adsorptiv gebundene Wasser in den Zwickeln der Poren im feinkörnigen Boden kann, unter den Bedingungen eines äußeren Porenwasserüberdruckes im Feinkornskelett, in Porenwasser übergehen (Erhöhung des Porenwasserdruckes in Richtung Porenwasserüberdruck) und der Binnendruck verringert sich und somit auch die Kohäsion. Das gilt auch für eine in unseren Breiten nicht gegebene Salzanreicherung des Bodens, die bei Aussüßen durch Grundwasserströmung eine spontane Veränderung des Porenwasserdruckes durch nicht mehr gebundenes Kapillarwasser bewirken kann (Quick-Clay) und zur bekannt gefürchteten Verflüssigung des feinkörnigen Bodens führt.

Ähnlich der allgemein bekannten scheinbaren Kohäsion beim Sand, Feinsand und Grobschluff bricht die Kohäsion bei zunehmender Wassersättigung, bzw. annähernder Vollsättigung zusammen und der messbare Porenwasserdruck erhöht sich. Vereinfacht ausgedrückt, bleibt die Summe aus adsorptiv im Feinkorngerüst enthaltenen Kapillarwasser und dem in den Poren vorhandenen, frei beweglichen Wasser, das als Grad der Sättigung des Bodens gemessen werden kann, gleich. Die sich bei Langsam- und Schnellscher- versuchen so deutlich manifestierende unterschiedliche Größe der gemeinhin festgestellten Kohäsion führt beim Schnellscherversuch unter theoretisch voller Sättigung des feinkörnigen Bodens zu der festgestellten scheinbar hohen Kohäsion, die letztlich nur das nicht zu leugnende Vorhandensein von Porenwasserdruck aufzeigt, bei gleichzeitig einem sehr geringen Reibungswinkel φ_u .

Nach TERZAGHI & PECK (1961) sind die aufnehmbaren effektiven Spannungen im Korn- gerüst durch das adsorptiv in den Porenwickeln gebundene Kapillarwasser scheinbar verstärkt und ein hinzutretendes Porenwasser, z.B. durch den bekannten Strömungsdruck, kann den sog. Korn-zu-Korn Druck im Bauablauf aufheben. Die messbaren wirksamen, (totalen) Spannungen können somit ein falsches Festigkeitsbild ergeben. Diese Hypothese, die durch bodenphysikalische Versuche bei BOROWIKA gut belegt ist, beweist die Schwierigkeit bei der Bestimmung von φ und c ganz allgemein, da jede Massenbewegung innerhalb des Baugrubenaushubes die Bodenkennwerte maßgeblich verändern kann. Die in Tabelle 1 eingetragenen, großen Schwankungen der Kennwerte gehen nicht nur auf unterschiedlich tonreichen oder fein- bis grobschluffreichen Feinkorngehalt zurück, sondern können auch ein Ergebnis unterschiedlicher dreidimensionaler Beanspruchung im Zuge des Baufortschritts einer Baugrube werden. Die dabei entnommenen Bodenproben haben eine, erst in genauen bodenphysikalischen Untersuchungen erkennbare, Belastungsgeschichte aus unterschiedlicher zweiaxialer Be- und Entlastung hinter sich.

Tab. 1: Erfahrungswerte typischer Scherfestigkeitsparameter (ADAM et al., 2010).

	Reibungswinkel φ'	Restscherwinkel φ_r	c' [kN/m ²]	c_u [kN/m ²]
Kiese *)	32° – 40°	32° – 40°	-	-
Sande *)	30° – 35°	30° – 35°	-	-
Schluffe **)	22° – 28°	15° – 25°	0 – 10	10 – 100
Tone **)	15° – 25°	4° – 20°	10 – 25	10 – 700

*) unterer Grenzwert: Rundkorn
oberer Grenzwert: Kantkorn

**) insbesondere vom Mineralgehalt abhängig

2. VERSAGENSFORMEN IN KOHÄSIVEM FEIN(ST)KÖRNIGEN BODEN

Ein möglicher hydraulischer Grundbruch im Schluff/Ton kann sich durch zwei Erscheinungs- formen ankündigen, die primär nichts mit dem Gleichgewicht von Boden und Grundwasser zu tun haben, sich aber in der Folge durch Bodenaufbruch (Aufschwimmen) und/oder durch voreilende Erosion bzw. Suffusion zum hydraulischen Grundbruch entwickeln können:

2.1. Fraktale Kluftsysteme

Die auffallend gebänderten, meist fast aber niemals vollständig gesättigten und stark **feinschluffigen Tone**, die in Wien und anderswo als stark überkonsolidiert und kompakt auftreten, können ein fraktales Kluftmuster wie Fels bilden mit i. d. R. zusammenhängenden, dünnen Feinsand- bis Grobschluffbelägen auf den Kluftflächen. Die Verbandsfestigkeit hängt somit von der Größe der Kluftkörper, bzw. dem Durchtrennungsgrad der Schluff/Tone ab (GUDEHUS, 1996). Diese haben meist steife bis halbsteife Konsistenz. Entlang der feinkorngefüllten Schicht- und Kluftflächen können sich, bei entsprechend großem hydraulischen Gefälle, im Laufe der Veränderung der Bodenbeanspruchung während der Bauzeit flächenhaft verzweigte Gängigkeiten (Fingering, gleichartig wie bei Migrationsvorgängen) ausbilden, welche die geklüfteten Schluff/Tonhorizonte infolge des Strömungsdruckes entleeren und zum Aufbrechen (Aufschwimmen) bringen. Das simple Aufschwimmproblem leitet einen Bodenverlust aus der nächst tieferen Sandlage ein und die Ausbildung eines nachfolgenden Einbruchstrichter folgt. Der hydraulische Grundbruch kann nach der Feinteilverarmung innerhalb der Klüfte bzw. der unterliegenden Feinsandlage mit einem sichtbaren Auswurfskegel seinen Anfang nehmen (Abbildung 3 links). Das Phänomen kann sich innerhalb von Tagen bis Wochen entwickeln, wobei nach Erkennen des Auswurftrichters Gegenmaßnahmen **sofort** eingeleitet werden müssen. Einfach zu handhaben und vielfach bewährt sind z.B. Geotextilien zum Abfiltrern gegen Bodenverlust mit einem gut durchlässigen Materialballast (z.B. Kies-Ballast), widrigenfalls kann binnen weniger Stunden ein Einsturztrichter der Kluftkörper der schluffigen Tone mit nachfolgendem hydraulischen Grundbruch im wasserspeisenden Grundwasserleiter entstehen.

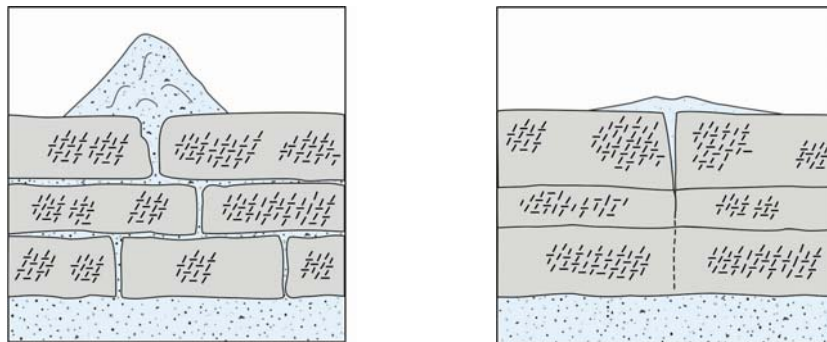


Abb. 3 Hydraulisches Versagen infolge Gängigkeiten über Kluftflächen (links) oder durch Quelltrichtervertiefung (rechts) in Schluff/Ton (MARTAK, 1997).

2.2. Erosionstrichter

Die eher **schwach tonigen Schluffe** mit weicher bis steifer Konsistenz (Lehme) besitzen deutlich weniger sichtbare Kluft- oder Schichtflächen und machen ebenso einen kompakten und massigen Eindruck. Auch sie sind im Wiener Miozän überkonsolidiert, wobei im Zuge eines Baugrubenaushubes eine deutlich merk- und messbare Bodenhebung bzw. Entspannung der Schluffe eintritt (Schwellen). Bei Vorhandensein eines ausreichend großen hydraulischen Gefälles aus weitreichend verzweigten und gespannten Grundwasserträgern, meist in der Nähe der dichtenden Baugrubenumschließungswände, kann sich eine diffus lokalisierbare Weichstelle mit nachfolgender Wasserpfütze im feinkörnigen Aushubboden bilden. Die festgestellte Pfütze ist oft von Tagwasserresten schwer unterscheidbar und

durchgeführte Untersuchungen ergeben in der ersten Zeit einen kaum erkennbaren, wenige Zentimeter tiefen geringfügigen Quellaustritt, in dessen unmittelbarer Umgebung der steife tonige Schluff auffallend weich bis breiig geworden ist. Mit der Zeit gibt die Weichstelle meist nicht nur klares, sondern auch leicht trübes Wasser an die Oberfläche ab (Schluffaustrag führt Suffusion im tonigen Schluff). Die Menge steigt und der deutlich messbare Quellkanal kann bis zu 2 Meter (Zollstocklänge!) und tiefer werden. Es ist eine Funktion der Zeit bis der suffusive Quellkanal die nächst tiefer gelegene Sandschicht als den Grundwasserspender erreicht hat. Die Wasserschüttung wird dann plötzlich trüber und sandreich, ein untrügerisches Merkmal des erfassten Kornspektrums eines gut durchlässigen Grundwasserleiters. In der Folge bildet sich ein, einer flachen Kaldera ähnlicher Auswurfkegel und ein **sofortiges Abfiltern**, wie unter Abschnitt 2.1 beschrieben, ist angesagt (Abbildung 3 rechts).

2.3. Festigkeitsmodelle

Für das, unter 2.1 beschriebene, hydraulische Phänomen im schluffigen, stark überverdichteten Ton sind tektonisch oder diagenetisch begründete Kontaktflächen zwischen Kluffkörpern oder Schichtpaketen verantwortlich, die eine Feinkornfüllung besitzen, die

- **nicht filterstabil**

und infolge des Wassernachschubs aus einem Strömungsdruck

- **vollständig wassergesättigt** ist.

Der Materialaustrag dauert solange an, bis Filterstabilität z.B. durch Maßnahmen nach Punkt 2.1 erreicht wird (**Erfüllung des geometrischen Kriteriums**) oder eine geordnete (oder eine durch fortgesetzten hydraulischen Grundbruch bedingte) Flutung der Baugrube die **Erfüllung des hydraulischen Kriteriums** durch Reduktion des hydraulischen Gefälles einleiten kann. Die rechnerischen Gleichgewichtsnachweise sind in ÖN EN 1997-1 bzw. ÖN B 1997-1-1:2013 enthalten. Als Suffusionsnachweis hat sich die in den Merkblättern des Deutschen Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) bei der Anwendung von geotextilen Filtern an Wasserstraßen, bei der Standsicherheit von Dämmen und bei der Anwendung von Kornfiltern an Wasserstraßen beschriebene Vorgangsweise und Nachweisführung bewährt. Sie sind zeitaufwändig, aber instruktiv – im Sinne des Verständnisses der Filtertheorie - und daher ungern benützt. Die DIN 1054:2010-12 versucht den Suffusionsnachweis durch drastische Erhöhung der Teilsicherheiten ($\gamma_H = 1,80$ bei strömungstechnisch ungünstigen Untergrund, siehe Abbildung 4) und durch einfache Korngrößenkriterien zu ersetzen.

Als erosions- bzw. suffusionsstabile Böden werden nach ÖNORM B1997-1-1:2013 Kiese, Kiessande, mindestens mitteldicht gelagerte Sande mit Korngrößen größer 0,2 mm sowie mindestens steife Tone und Schluffe (nach der Körnungslinie) angesehen. Ebenfalls günstige Böden sind gegeben, wenn mindestens eine mitteldichte Lagerung vorhanden ist und eine hydraulische Sicherheit gegen innere Erosion nachgewiesen werden kann mit $D_{15}/D_{85} \leq 4$. Suffusionsicherheit ist jedenfalls für Böden mit Ungleichförmigkeitsgrad $C_u \geq 8$ nachzuweisen. Bedingt gefährdete Böden sind locker gelagerte Kies/Sande, weiche Tone und weiche Schluffe bei $4 \leq D_{15}/D_{85} \leq 6$. Suffusionsgefahr besteht bei $D_{15}/D_{85} > 6$.

Einwirkung bzw. Beanspruchung	Formelzeichen	Bemessungssituation		
		BS-P	BS-T	BS-A
HYD und UPL: Grenzzustand des Versagens durch hydraulischen Grundbruch und Aufschwimmen				
Destabilisierende ständige Einwirkungen ^a	$\gamma_{G,dst}$	1,05	1,05	1,00
Stabilisierende ständige Einwirkungen	$\gamma_{G,stab}$	0,95	0,95	0,95
Destabilisierende veränderliche Einwirkungen	$\gamma_{Q,dst}$	1,50	1,30	1,00
Stabilisierende veränderliche Einwirkungen	$\gamma_{Q,stab}$	0	0	0
Strömungskraft bei günstigem Untergrund	γ_H	1,35	1,30	1,20
Strömungskraft bei ungünstigem Untergrund	γ_H	1,80	1,60	1,35
EQU: Grenzzustand des Verlusts der Lagesicherheit				
Ungünstige ständige Einwirkungen	$\gamma_{G,dst}$	1,10	1,05	1,00
Günstige ständige Einwirkungen	$\gamma_{G,stab}$	0,90	0,90	0,95
Ungünstige veränderliche Einwirkungen	γ_Q	1,50	1,25	1,00

Abb. 4 Tabelle A 2.1 (Auszug aus DIN 1054:2010-12): Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen und Beanspruchungen (Nachweis des hydraulischen Grundbruchs).

Das unter Abschnitt 2.2 geschilderte Phänomen ist ein echtes Stoffproblem des unter Strömungsdruck zunehmend gesättigten, normal- oder überkonsolidierten, plastischen, tonigen Schluffs, wie es in fein(feinst)körnigen Böden unter Einfluss des Strömungsdruckes und damit des schnell ansteigenden Porenwasserdruckes möglich wird. Die bodenmechanischen Kennwertespektren aus schnell und langsam durchgeführten Druck- und Scherversuchen an gestörten, vorkonsolidierten und ungestörten Bodenproben bei den oben genannten Feinkornböden, in denen Erfahrungen über hydraulischen Grundbruch im Wiener Miozän vorliegen, kann entsprechend Tabelle 2 quantifiziert werden. In diesen plastischen Schluffen ist es selten möglich, Schichtpakete größerer Mächtigkeit anzutreffen, die einigermaßen homogen aufgebaut sind. Die unten angeschriebenen Grenzen der Kennwerte sind in gestörten und ungestörten Proben in wenigen Höhenmetern übereinander anzutreffen.

Tab. 2: Typische bodenphysikalische Kennwerte für Baugruben im Schluff/Ton im Wiener Raum

Sättigungsgrad	S_r [-]	0,73 – 0,98 *)
Konsistenzzahl	I_c [-]	0,60 – 1,40
Reibungswinkel	φ' [°]	22 – 28
Restscherwinkel	φ_r [°]	6 – 25
Natürlicher Wassergehalt	w_n [%]	15 – 28
Porenanteil	n [-]	0,35 – 0,45
Kohäsion	c' [kN/m ²]	5 – 25

*) Werte $\geq 1,0$ sind physikalisch nicht möglich!

Die in tiefen Baugruben mehrfach festgestellte, lokale Aufweichung und anschließende Verflüssigung des kohäsiven Bodens lässt sich nach BOROWICKA durch den Kapillarspannungsverlust bei starker Veränderung des ursprünglichen Belastungszustandes und unter gleichzeitigem Wassernachschub erklären.

Zur Veranschaulichung wird das elementare Coulomb'sche Bruchkörpermodell für das kohäsionsbehaftete Lockergestein herangezogen, wie es HVORSLEV (1960) mit

$$\tau = c + \sigma_c \cdot \tan \varphi \quad (\text{Gl. 1})$$

definiert hat. Der wirksame Spannungszustand σ_c (Konsolidationsspannung nach HVORSLEV, 1960) setzt sich aus den Spannungskomponenten σ_1 und $\sigma_3 = \sigma_2$ zusammen. Anschaulicher lässt sich das Schergesetz durch den wirksamen mittleren Korndruck p' (nach der Theorie der Hypoplastizität bestehend aus den Korndruckkomponenten p_1 und $p_2 = p_3$) und einer wirksamen (drainierten) Kohäsion c' mit einem gleichbleibenden Reibungswinkel φ' (Mohr'sche Bruchgerade) in der Form

$$\tau_{\text{fließ}} = c' + p' \cdot \tan \varphi' \quad (\text{Gl. 2})$$

anschreiben (GUDEHUS, 1996).

Ausgehend von einem Druckversuch, bei dem unter zunehmender Kompression die volle Wassersättigung erreicht wird, lässt sich die Druckfestigkeit bei weiterer Kompression und veränderter Drainage nicht mehr steigern, sondern nur der Porenwasserdruck u innerhalb der Probe nimmt weiter zu. Der Verlust der als Kapillarspannung gedachten Kohäsion kann nun auf zumindest zweierlei Arten eintreten:

- a) Die undrainierte Schluff/Ton-Probe im Zustand der nahezu vollen Wassersättigung und mit konstantem Volumen ($e = \text{const.}$) wird einer Scherbeanspruchung unterworfen, wie das bspw. durch Entlastung infolge eines Baugrubenaushubes ($\sigma_1 \leq \sigma_3$) auftreten kann. In der Folge kann es wieder zu seitlichen Baugrubenentlastungen und zu ($\sigma_1 \geq \sigma_3$) kommen. So lässt sich, durch mehrfachen Richtungswechsel der Abscherung der Bodenprobe, eine fortschreitende Entlastung des Schluff/Tones erzwingen, bei dem sein Reibungswinkel vermindert werden kann (BOROWICKA, 1962). Der sich dann einstellende Reibungswinkel des derart beanspruchten Bodens kann in Richtung des Restscherwinkels φ_r abnehmen (Nachweis: Wiener Routinescherversuch). Dabei wird auch die Kapillarspannung schrittweise verkleinert. Dieses „shake down“ ist durch wechselnde Bauaushubzustände in oft kurzer Zeitdauer denkbar und kann zum Abbau des remanenten Kapillardruckes und damit der Kohäsion, bei gleichzeitiger Entlastung des Bodens führen. Der auf diese Art seine Kapillarspannung verlierende Schluff/Ton erfährt eine Steigerung des Porenwasserdrucks, wodurch nach BOROWICKA Kapillarwasser in frei bewegliches Porenwasser umgewandelt wird und die Empfindlichkeit gegen Strömungsdruck aus einem externen Grundwasserleiter vergrößert sich. Der in Richtung Restscherwinkel reduzierte Reibungswinkel des Schluffes kann bei Erreichen der Mohr'schen Bruchgeraden durch Porenwasserzufluss aus dem Strömungsdruck zum **Fließen** des weichen Schluffes führen. Die Entwicklung zum hydraulischen Grundbruch wäre somit eingeleitet.
- b) Ausgehend von einer Schluff/Ton-Probe im Zustand der triaxialen Beanspruchung kann aus den effektiven Korndruckkomponenten p_1 und $p_2 = p_3$, die bei nicht vollständiger Wassersättigung ident den wirksamen (totalen) Spannungskomponenten σ_1 und $\sigma_3 = \sigma_2$ sind, ein Spannungskreis gezeichnet werden, der bspw. nicht die Coulomb'sche Bruchgerade berührt. Gerät nun die kohäsive Probe unter Wassernachschub in den

Zustand der vollen Sättigung und damit unter Wirkung eines Porenwasserdrucks der dem äußeren Belastungszustand der Probe entgegenwirkt, so beginnt dieser das Korngerüst des Schluff/Tones zu entlasten. Der Spannungskreis der effektiven Korndruckkomponenten wandert dann in Richtung Ordinatenursprung (siehe Abbildung 5). Bei steigendem Porenwasserinnendruck wird der Spannungskreis schließlich die Bruchgerade berühren und die Probe erleidet bei $p_1 \geq 0$ und $p_3 > 0$ einen Gleitbruch (Schubbruch).

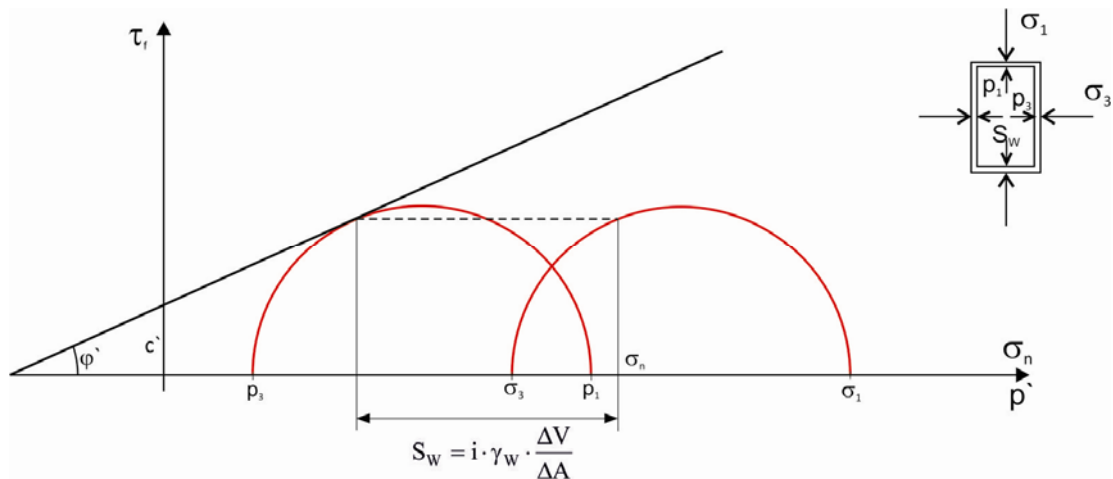


Abb. 5 Bruchbedingung für den Gleitbruch eines kohäsiven Bodens infolge Zunahme des Porenwasserdruckes durch einen inneren Flüssigkeitsdruck (Strömungsdruck), nach BOROWICKA (1962).

Auf Aushubflächen von temporären Stützbermen bei Baugruben lässt sich gelegentlich das Ausmuscheln von Gleitkörpern im Schluff/Ton, unabhängig vom eventuell vorhandenen Kluftkörpersystem, feststellen. Fast immer findet sich an der Rutschfläche eine wasserspendende Feinsand- oder Grobschluffschicht, die die Gleitfläche durchnässt und damit die Kohäsion (Kapillarspannung) reduziert haben kann.

War die triaxiale Ausgangsbelastung dergestalt, dass der Spannungskreis der effektiven Korndruckkomponenten so klein ist, dass er bei zunehmendem inneren Porenwasserdruck vollständig in den Zugbereich rücken kann und erst dort die Bruchgerade berührt, so wird ein Trennbruch im Schluff/Ton eintreten (Abbildung 6). Ob dieser Trennbruch durch sedimentologische Anisotropien oder tektonische Beanspruchungen (stark reduzierter Restscherwinkel) begünstigt wird, ist zu hinterfragen. Wie beim Gleitbruch wird auch beim Trennbruch ein Wasseraustritt die Entspannung der Probe herbeiführen. Die Wassergängigkeit und damit der lokale Verlust der Kapillarspannung (Binnendruck) in der Bruchfläche kann als Anfang der Entwicklung zum hydraulischen Grundbruch gesehen werden. Dieses Aufspalten des Bodens wurde in Schnittmodellversuchen bei WITT & WUDTKE (2007) beschrieben.

Der Strömungsdruck S_w [kN/m²] wird

$$S_w = i \cdot \gamma_w \cdot \frac{\Delta V}{\Delta A} \quad (\text{Gl. 3})$$

gesetzt, wobei ΔV das durchströmte Volumen [m³] bezeichnet und ΔA die durchströmte Querschnittsfläche [m²].

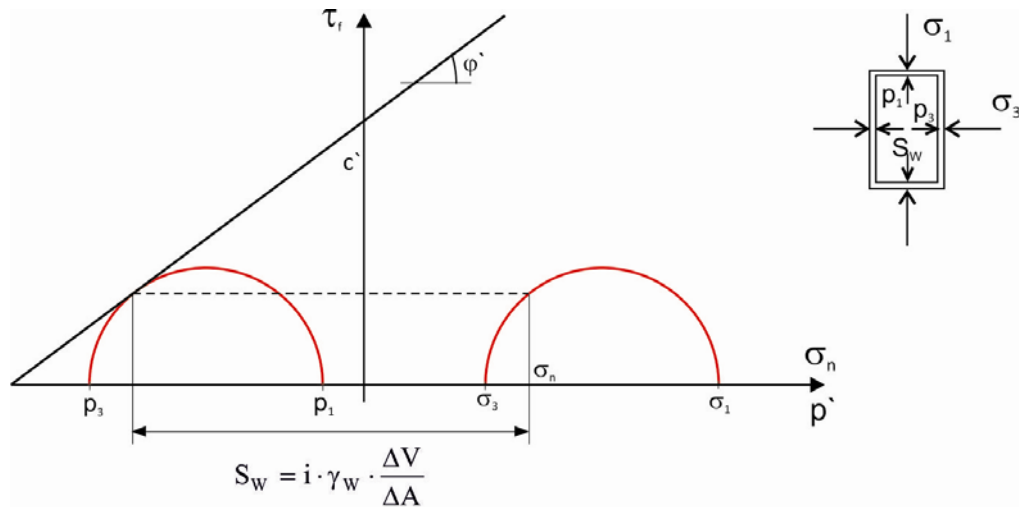


Abb. 6 Bruchbedingung für den Trennbruch eines kohäsiven Bodens infolge Zunahme des Porenwasserdruckes durch einen gerichteten inneren Flüssigkeitsdruck (Strömungsdruck), nach MARTAK (1997).

Die Frage nach dem minimalen Strömungsdruck der imstande ist, den Binnendruck in der nicht vollständig wassergesättigten Schluff/Ton-Probe zu überwinden, kann mit der Ausbildung eines Trennbruches beantwortet werden. Ausgehend von dem ungünstigsten, d.h. einaxialen, Belastungszustand der Probe, mit einer Auflastspannung, bzw. effektiven Korndruckkomponente $\sigma_1 = p_1 = 0$ und einer seitlichen Belastung $\sigma_3 = -p_3$, wird der Strömungsdruck innerhalb der Probe mit derjenigen Größe des Strömungsdruckes S_w so aufgebracht, dass p_3 zur Zugspannung wird, und zwar

$$p_3 = -i \cdot \gamma_w \cdot \frac{\Delta V}{\Delta A} \quad (\text{Gl. 4})$$

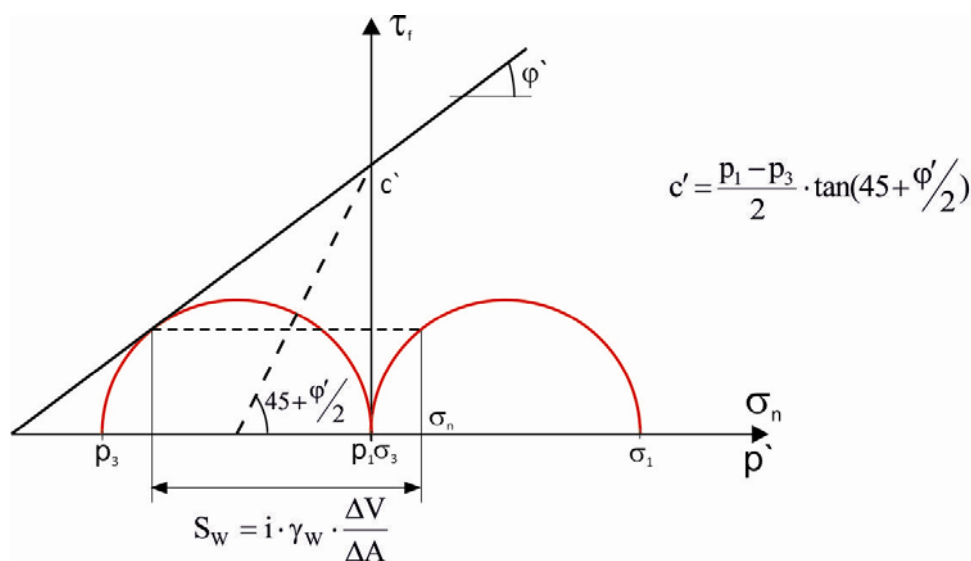


Abb. 7 Bruchbedingung für den Trennbruch eines kohäsiven Bodens unter geringst erforderlichen Strömungsdruck, nach MARTAK (1997).

Unter der Bedingung, dass der Spannungskreis aus p_1 und p_3 die Bruchgerade berührt, wird das minimal erforderliche hydraulische Gefälle, wie Abbildung 7 erkennen lässt, zu

$$i_{\text{erf}} \geq \frac{2c'}{\gamma_w \cdot \tan(45 + \frac{\phi'}{2})} \cdot \frac{\Delta A}{\Delta V} \quad (\text{Gl. 5})$$

bzw., unter Berücksichtigung der Teilsicherheitsbeiwerten und Ansatz des Einheitsvolumens ($\Delta V = 1 \text{ m}^3$ und $\Delta A = 1 \text{ m}^2$), zu

$$i_{\text{erf}} \geq \frac{1}{\gamma_{c'}} \cdot \frac{1}{\gamma_{\phi'}} \cdot \frac{2c'}{\gamma_w \cdot \tan(45 + \frac{\phi'}{2})} \cdot \frac{1}{1} \quad (\text{Gl. 6})$$

Damit wird die drainierte Kohäsion kleiner, aber der Reibungswinkel ϕ' entsprechend größer. Ein Verkleinern der Kohäsion und des Reibungswinkels ist physikalisch sinnwidrig. Gleichungen 5 bzw. 6 stellen das denkbar größte kritische hydraulische Gefälle beim **Trennbruch** dar, denn der remanente Kapillardruck muss nicht die Größe von $p_k = c' \cdot \cot\phi'$ erreichen. Das hydraulische Gefälle beim Trennbruch ist jedenfalls **kleiner** als bei Gleit- oder Schubbruch und kann somit maßgebend werden.

3. VERGLEICH DER NACHWEISVERFAHREN

3.1. Komponenten zum Ansatz des kritischen (maßgebenden) hydraulischen Gefälles

In der Baupraxis wird immer wieder die Frage nach der Größe des positiv wirkenden Einflusses der Kohäsion auf die hydraulische Grundbruchsicherheit gestellt. Die in Abbildung 1 aufgelisteten Gleichgewichtsbedingungen gehen offenbar davon aus, dass für die Definition eines kritischen oder maßgeblichen hydraulischen Gefälles eine Addition des Gleichgewichts von Boden- und Wasserwichte **und** der mobilisierbaren Rückhaltekräfte am Umfang des gewählten Bruchkörpers durch drainierte oder undrainierte Kohäsion, sowie durch mögliche Tangentialspannungen (Mantelreibungen) zulässig ist.

Darin könnte jedoch ein **physikalischer Irrtum** liegen. Bei einer hydraulischen Grundbruchsicherheitsbemessung mit einem zusätzlichen Kohäsionsansatz erhöht sich das hydraulische Gefälle i.d.R. bedeutend (meist wird $i_{\text{krit}} \geq 2,0$). Die in ÖNORM EN 1997-1 bzw. ÖNORM B 1997-1-1 vorgesehenen Teilsicherheitsbeiwerte reduzieren zwar die volle Ausnützung der Stoffwichten und der gewählten kohäsiv wirkenden Bodenkennwerte, sollen aber schließlich die Wirkung der Stoffwichten und der Kapillarkräfte im Korngefüge der Schluff/Tone nur angemessen abmindern (ÖNORM B 1997-1-1:2013).

Für den Fall, dass sich die Kohäsion oder der remanente Kapillardruck aus den unter Punkt 1 dargelegten Gründen im Laufe der Bauzeit der Baugrube im Grundwasser stark verkleinert oder gar null wird, bleibt nur die Massendifferenz zwischen dem Boden unter Auftrieb und der Grundwasserwichte übrig. Diese kann dann zu gering werden um das Aufbrechen oder Aufschwimmen der Schluff/Ton-Schichten zu verhindern und beschleunigt den hydraulischen Grundbruch. **Eine gleichzeitige Berücksichtigung ist daher sehr fraglich!** Physikalisch richtiger und risikoärmer erscheint ein Nachweis des kritischen Gefälles im feinkörnigen

Boden bei Ansatz **nur** der kohäsiven Wirkung, was bereits meist zu $i_{krit} > 1,1$ führen kann und damit wirtschaftlicher wird, als der bloße Stoffwichtequotient von Auftriebsboden und Grundwasser. Das Grundbruchkriterium von MARTAK (1997) ist jedenfalls frei vom Eigengewicht des erodierbaren Bodens.

3.2. Gegenüberstellung der kohäsiven Nachweisansätze

Im Folgenden werden die kohäsiven Nachweisansätze gegen hydraulischen Grundbruch von DAVIDENKOFF und WITT & WUDTKE sowie der gegenständlich vorgestellte, mit plausiblen Kennwertannahmen qualitativ verglichen. Als Bodenkennwerte bzw. als abgeleitete Kennwerte werden, in Anlehnung an die Randbedingungen von WUDTKE & WITT (2010), die folgenden genommen:

$$\begin{array}{lll} \gamma' = 11 \text{ kN/m}^2 & c' = 15 \text{ kN/m}^2 & \text{Wandeinbindung } t = 2 \text{ [m]} \\ \gamma_w = 10 \text{ kN/m}^2 & c_u = 40 \text{ kN/m}^2 & \text{Breitenfaktor } m = 2 \text{ [-]} \\ & \varphi' = 20^\circ & \text{Einflussbreite } x = m \cdot t = 4 \text{ [m]} \end{array}$$

$$\sigma_t = 1/4 \cdot c_u = 10 \text{ kN/m}^2 \text{ nach WUDTKE \& WITT (2007), bei } w \sim 22\%$$

Davidenkoff:

$$i_{krit} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} + 2 \cdot \frac{c'}{\gamma_w \cdot x} + \frac{\sigma_t}{\gamma_w \cdot t} = \frac{11}{10} + 2 \cdot \frac{15}{10 \cdot 2 \cdot 2} + \frac{10}{10 \cdot 2} = 1,1 + 0,75 + 0,5 = 2,35 \quad (\text{Gl. 7})$$

Witt & Wudtke:

$$i_{krit} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} + 1,5 \cdot \frac{c_u}{\gamma_w \cdot m \cdot t} = \frac{11}{10} + 1,5 \cdot \frac{40}{10 \cdot 2 \cdot 2} = 1,1 + 1,5 = 2,60 \quad (\text{Gl. 8})$$

Martak & Drucker:

$$i_{krit} = \frac{2c'}{\gamma_w \cdot \tan(45 + \frac{\varphi'}{2})} \cdot \frac{\Delta V}{\Delta A} = \frac{2 \cdot 15}{10 \cdot \tan(45 + \frac{20}{2})} \cdot \frac{\Delta V}{\Delta A} = \frac{3}{\tan(55^\circ)} \cdot 1 = 2,10 \quad (\text{Gl. 9})$$

Die Gleichung 9 lässt sich auf Extrema in den Bodenkennwerten prüfen mit:

$c' = 0 \text{ kN/m}^2$ und $\varphi' = 25^\circ$ (nach BOROWICKA der wahre Reibungswinkels des Wiener überkonsolidierten steifen bis halbfesten, tonigen Schluff).

$$i_{krit,min} \geq \frac{2c'}{\gamma_w \cdot \tan(45 + \frac{\varphi'}{2})} \cdot \frac{\Delta V}{\Delta A} = \frac{0}{10 \cdot \tan 57,5^\circ} \cdot 1 = 0,0 \quad (\text{Gl. 10})$$

$c' = c_u = 40 \text{ kN/m}^2$ und $\varphi_u = 0^\circ$ (undrainierte Bedingungen beim Schnellscherversuch)

$$i_{krit,max} = \frac{2 \cdot 40}{10 \cdot \tan(45)} \cdot \frac{\Delta V}{\Delta A} = \frac{80}{10 \cdot 1,0} \cdot 1 = 8,0 \quad (\text{Gl. 11})$$

Beide Ergebnisse sind physikalische Extrema und beschreiben die Auswirkungen möglicher bodenphysikalischer Grenzwerte richtig.

Nach ÖNORM B 1997-1-1:2013 (Tabelle 25) sind die Teilsicherheitsbeiwerte für Bodenkenngrößen (γ_M) für den Reibungswinkel und für die Kohäsion $\gamma_{\varphi'} = \gamma_{c'} = 1,25$ und mit $\sigma_t = 1/4 \cdot c_u$ (siehe oben) für die undrainierte Scherfestigkeit $\gamma_{cu} = 1,40$ anzuwenden.

Nach Davidenkoff ergibt sich somit:

$$i_{\text{krit,d}} = \frac{\gamma'_d}{\gamma_w} + 2 \cdot \frac{c'_d}{\gamma_w \cdot x} + \frac{\sigma_{t,d}}{\gamma_w \cdot t} = \frac{11 \cdot 0,9}{10} + 2 \cdot \frac{12}{10 \cdot 2 \cdot 2} + \frac{7,14}{10 \cdot 2} = 0,99 + 0,60 + 0,36 = 1,95 \quad (\text{Gl. 12})$$

$$i_{\text{mrit,d}} = 1,95 < 2,35$$

Witt & Wudke:

$$i_{\text{krit,d}} = \frac{\gamma'_d}{\gamma_w} + 1,5 \cdot \frac{c_{u,d}}{\gamma_w \cdot m \cdot t} = \frac{11 \cdot 0,9}{10} + 1,5 \cdot \frac{32}{10 \cdot 2 \cdot 2} = 0,99 + 1,20 = 2,19 < 2,60 \quad (\text{Gl. 13})$$

Martak & Drucker:

$$i_{\text{krit,min,d}} = \frac{1}{1,25} \cdot \frac{1}{1,25} \cdot \frac{2 \cdot 15}{10 \cdot \tan(45 + \frac{20}{2})} \cdot \frac{\Delta V}{\Delta A} = \frac{30/1,25}{10 \cdot \tan(55) \cdot 1,25} \cdot 1 = 1,34 < 2,10 \quad (\text{Gl. 14})$$

Der Ansatz des hydraulischen Gefälles nach MARTAK/DRUCKER ergibt in diesem Beispiel den größten Einfluss der Kohäsion im Vergleich zu den anderen Kriterien, bezieht aber das Kriterium des Stoffwichtequotienten nicht ein. Das maximal mögliche hydraulische Gefälle wird dadurch kleiner als bei den anderen beiden Kriterien. Unter den gewählten geometrischen Randbedingungen und Kennwerten ermäßigen sich nach ÖN EN 1997-1 und ÖN B1997-1-1:2013 die hydraulisch zulässigen Gefälle erheblich, wobei aber klarzustellen ist, dass unter ungünstigeren Bodenkennwertegrößen beim Vorschlag des Kohäsionskriteriums nach MARTAK/DRUCKER das hydraulische Gefälle auch kleiner 1,0 werden kann, sodass zu prüfen sein wird, ob nicht der Stoffwichtevergleich (Aufschwimmen) maßgebend wird.

4. ZUSAMMENFASSUNG

Im vorliegenden Beitrag wurden die geotechnischen Versagensmodelle für das Auftreten eines hydraulischen Grundbruches im Schluff/Ton erläutert. Für das Bruchversagen ist, neben dem Flüssigkeitsdruck, auch eine gewisse Zeit erforderlich, bis der hydraulische Grundbruch technisch relevant in Erscheinung tritt. Dies ist bei feinkörnigen Baugrubensohlen, die auf Dauer einem Strömungsdruck ausgesetzt sind, gegeben. Es muss daher nachdrücklich darauf aufmerksam gemacht werden, dass auch steife, überkonsolidierte Schluff/Tone nur zeitlich begrenzt großflächig ihre geringe Durchlässigkeit besitzen. In der Folge werden lokale Wasserwegigkeiten begünstigt, aus denen entweder hydraulische Grundbrüche entstehen können oder, bei ausreichender Abfilterung, Sickerwässer austreten, die je nach einspeisendem Grundwasserleiter auch um Zehnerpotenzen größer sein können, als bei durchgehend dichtem Zustand der Baugrubensohle.

Beim hydraulischen Grundbruch im feinkörnigen Boden wird oftmals nicht bedacht, dass die als Kohäsion bezeichnete Bodenkenngröße keinen Bodenkennwert im eigentlichen Sinn darstellt, sondern von Porenwasser- und Kapillarwasserdruckbedingungen abhängt, die sich bei Massenbewegungen kurz- oder langfristig wesentlich verändern können. Das rührt nach BOROWICKA daher, dass nur die Porenwasserdrücke einer Messung am Manometer im

Labor oder in Grundwassermessstellen auf der Baustelle zugänglich sind. Speziell durchgeführte Versuche am Erdbaulabor der TU Wien haben bereits vor mehr als 50 Jahren den Nachweis erbracht, dass Kapillarwasser unter bestimmten Laständerungsbedingungen an das Porenwasser abgegeben werden kann und damit Porenwasserüberdrücke entstehen, die den Boden zum Fließen oder zum Bruch führen können. Diese Porenwasserdrücke können über den Strömungsdruck eines den Geländesprung oder die Böschung beherrschenden Grundwasserspiegels wirksam werden. Sie führen den, nach verschiedenen Vorstellungsmodellen be- oder entlasteten, feinkörnigen Boden zur deutlichen Reduktion oder gar zum Verlust seiner Kohäsion, besser als Binnendruck bezeichnet. Damit besteht auf der Baustelle dann Gefahr, wenn der bloße Stoffwichtequotient von Boden unter Auftrieb und Wasserwichte $\geq 1,0$ nicht gegeben ist. Entweder der tonig-schluffige Boden erleidet Aufschwimmen oder er kann durch Erosions- und Suffusionserscheinungen zerfallen und einem sandigen Grundwasserleiter darunter die Möglichkeit zum Bodenverlust und nachfolgend zum Grundbruch verhelfen. Der gegenständliche Beitrag wurde verfasst, um die Gefahr beim kohäsiven Boden, die manchmal nicht berücksichtigt wird, zu verdeutlichen. Zwei bekannte Sicherheitsmodelle wurden mit dem bereits 1997 in Hamburg der Fachwelt vorgestellten Modell qualitativ und quantitativ verglichen, um die Diskussion darüber auch im Sinne des neuen Teilsicherheitskonzeptes nach ÖNORM EN 1997-1 einzuleiten.

LITERATUR

- Adam D., Kohlböck D., Szabó M. (2010): *Festigkeitseigenschaften von Böden*. Vorlesungsunterlagen Grundbau und Bodenmechanik I, Institut für Geotechnik, TU Wien.
- Borowicka H. (1958): *Über die Scherfestigkeit bindiger Böden*. Mitteilungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik an der Techn. Hochschule Wien, Heft 1.
- Borowicka H. (1959): *Über eine neue Theorie der Scherfestigkeit bindiger Böden*. Mitteilungen des Inst. für Grundbau und Bodenmechanik an der T. Hochschule Wien, Heft 2.
- Borowicka H. (1961): *Die mechanischen Eigenschaften der Böden*. Mitteilungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik an der Techn. Hochschule Wien, Heft 3.
- Borowicka H. (1962): *Bodenmechanik – Felsmechanik*. Österreichische Ingenieur-Zeitschrift, Heft 6, Jg.5 Bodenmechanik - Felsmechanik
- Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) Karlsruhe, Merkblatt *Anwendung von Kornfiltern an Wasserstraßen* (MAK).
- Gudehus G. (1996): *Alte und neue Bodenmechanik*. Geotechnik 19, Nr. 4.
- Hvorslev M.J. (1960): *Physical Components of the Shear Strength of Saturated Clays*. Proc. ASCE Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, p. 169-273.
- Terzaghi K., Peck R.B. (1961): *Die Bodenmechanik in der Baupraxis*. Springer Verlag Berlin.
- Martak L. (1997): *Hydraulic Uplift in Silt and Clay in deep and large Excavations*. Proceedings of the XIV ICSMFE Volume 2, Hamburg 1997, S. 1381 – 1386.
- Witt K.J., Wudtke R.-B. (2007): *Versagensformen des Hydraulischen Grundbruchs an einer Baugrubenwand*. Chr. Veder Kolloquium Graz , Tagungsband S. 33 – 43.
- Wudtke R.B., Witt K.J. (2010): *"Hydraulischer Grundbruch im bindigen Baugrund. Schadensmechanismen und Nachweisstrategie"*, Geotechnik-Tag in München "Wechselwirkungen Boden - Wasser - Bauwerk", S. 45 – 56.