

HENRY

Hydraulic Engineering Repository

Ein Service der Bundesanstalt für Wasserbau

Conference Proceedings, Published Version

Bundesanstalt für Wasserbau (Hg.) Praktische Probleme der Geotechnik im Verkehrswasserbau

"Johann-Ohde-Kolloquium" der Bundesanstalt für Wasserbau und der Technischen Universität Dresden am 15. November 2007 in Hannover

Zur Verfügung gestellt in Kooperation mit/Provided in Cooperation with:

Technische Universität Dresden, Institut für Geotechnik

Verfügbar unter/Available at: <https://hdl.handle.net/20.500.11970/102385>

Vorgeschlagene Zitierweise/Suggested citation:

Bundesanstalt für Wasserbau (Hg.) (2007): Praktische Probleme der Geotechnik im Verkehrswasserbau. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau.

Standardnutzungsbedingungen/Terms of Use:

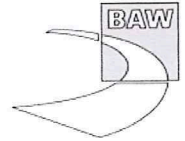
Die Dokumente in HENRY stehen unter der Creative Commons Lizenz CC BY 4.0, sofern keine abweichenden Nutzungsbedingungen getroffen wurden. Damit ist sowohl die kommerzielle Nutzung als auch das Teilen, die Weiterbearbeitung und Speicherung erlaubt. Das Verwenden und das Bearbeiten stehen unter der Bedingung der Namensnennung. Im Einzelfall kann eine restriktivere Lizenz gelten; dann gelten abweichend von den obigen Nutzungsbedingungen die in der dort genannten Lizenz gewährten Nutzungsrechte.

Documents in HENRY are made available under the Creative Commons License CC BY 4.0, if no other license is applicable. Under CC BY 4.0 commercial use and sharing, remixing, transforming, and building upon the material of the work is permitted. In some cases a different, more restrictive license may apply; if applicable the terms of the restrictive license will be binding.





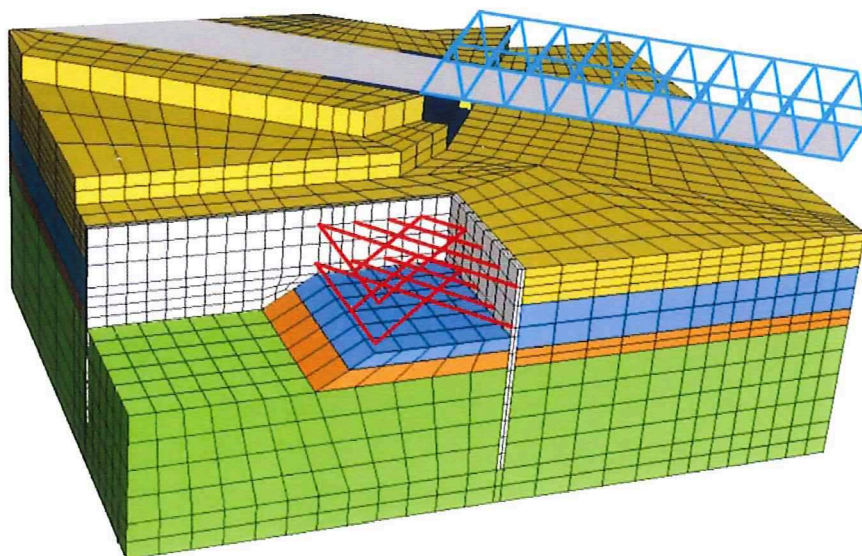
TECHNISCHE UNIVERSITÄT DRESDEN UND
BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU KARLSRUHE

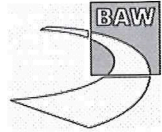


Johann-Ohde-Kolloquium

***Praktische Probleme der Geotechnik
im Verkehrswasserbau***

**15. November 2007
im Hannover Congress Centrum**





Programm

- 10:00 **Begrüßung**
LBDir Dr.-Ing. Bernd Schuppener, BAW Karlsruhe, Abteilung Geotechnik
- 10:10 **Phänomene des Hydraulischen Grundbruches an einer Baugrubenwand**
R.-B. Wudtke und Prof. Dr.-Ing. K. J. Witt, Bauhaus-Universität Weimar
- 10:40 **Nachweis des Hydraulischen Grundbruchs bei luftseitigem Auflastfilter – Grenzen der Anwendung des Nachweises**
BDir Dr.-Ing. Bernhard Odenwald und BDir Dr.-Ing. Markus Herten, BAW Karlsruhe, Abteilung Geotechnik
- 11:10 Kaffeepause
- 11:40 **Bauen im Bestand - Baugruben für den Neubau der Schleusen Münster**
BDir Dr.-Ing. Markus Herten, BAW Karlsruhe, Abteilung Geotechnik
- 12:00 **Herstellung der Baugrube für Schleuse Uelzen II mit dichtender Düsenstrahlsohle**
BDir Dr.-Ing. Jan Kayser, BAW Karlsruhe, Abteilung Geotechnik
- 12:25 **Standsicherheit der Schwellen von Sicherheitstoren**
Dipl.-Ing. Charlotte Laursen, BAW Karlsruhe, Abteilung Geotechnik
- 12:50 Mittagspause
- 14:00 **FE-basierte Erddruckermittlung beim Neubau der Weserschleuse in Minden**
Dipl.-Ing. Michael Molck u. Dipl.-Ing. Michael Höher, RMD Consult GmbH, Civ.-Ing. Anne-Marie Sannebjörk, Ing.-Büro Dr. Kupfer, Dipl.-Ing. Regina Kauther, BAW Karlsruhe, Abteilung Geotechnik
- 14:25 **Modellversuche mit Blähton zum Erddruck bei zyklischen Wandbewegungen**
Dr. A. Winkler und Prof. Dr.-Ing. Ivo Herle, TU Dresden
- 14:55 Kaffeepause
- 15:25 **Software zur Bemessung von Deckwerken**
BDir Dr.-Ing. Jan Kayser, BAW Karlsruhe, Abteilung Geotechnik
- 15:50 **FEM-Berechnungen und Standsicherheit nach DIN 1054**
BDir Dr.-Ing. Michael Heibaum und BDir Dr.-Ing. Markus Herten, BAW Karlsruhe, Abteilung Geotechnik
- 16:15 **Schlusswort**
LBDir Dr.-Ing. Bernd Schuppener, BAW Karlsruhe, Abteilung Geotechnik



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 gewichtlos 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.

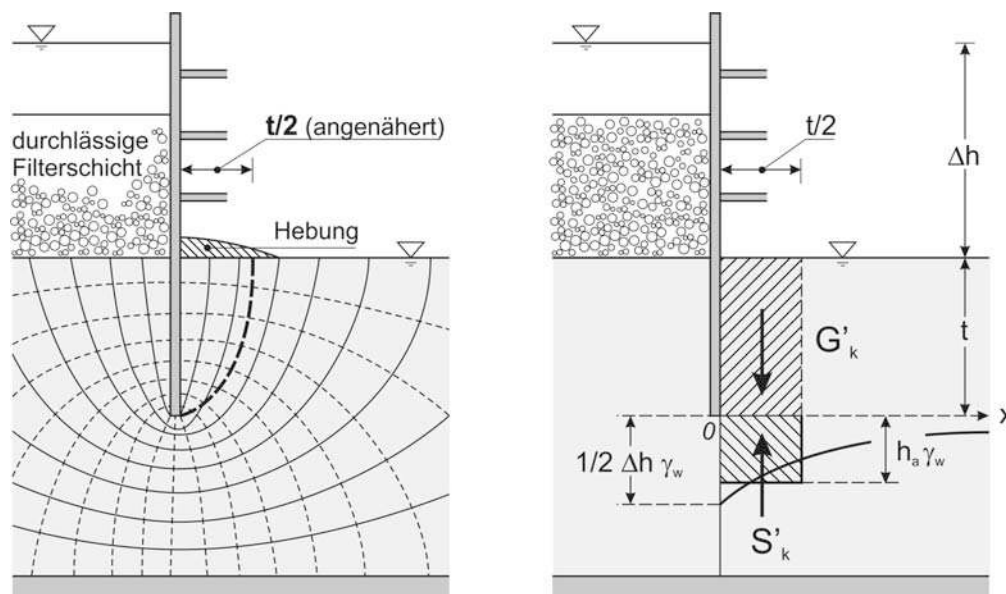


Bild 1: Berechnung der Sicherheit gegen Hydraulischen Grundbruch in nichtbindigem Boden (nach TERZAGHI & PECK (1961))

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 räumli-

che Effekte als Auswirkung geometrischer Variationen der angeströmten Baugrube (siehe EAB (2006)). Bei Wechsellagerung unterschiedlich durchlässiger Bodenschichten an der Baugrubenwand werden zusätzlich 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.

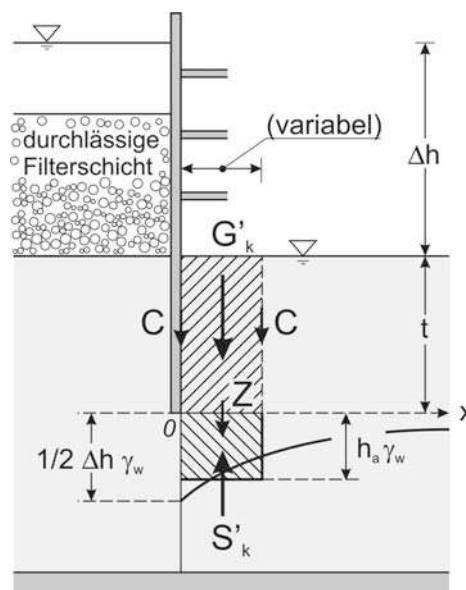


Bild 2: Hydraulischer Grundbruch im bindigen Baugrund (nach DAVIDENKOFF (1970))



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 unter-

schiedliche 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 hydraulisch 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.

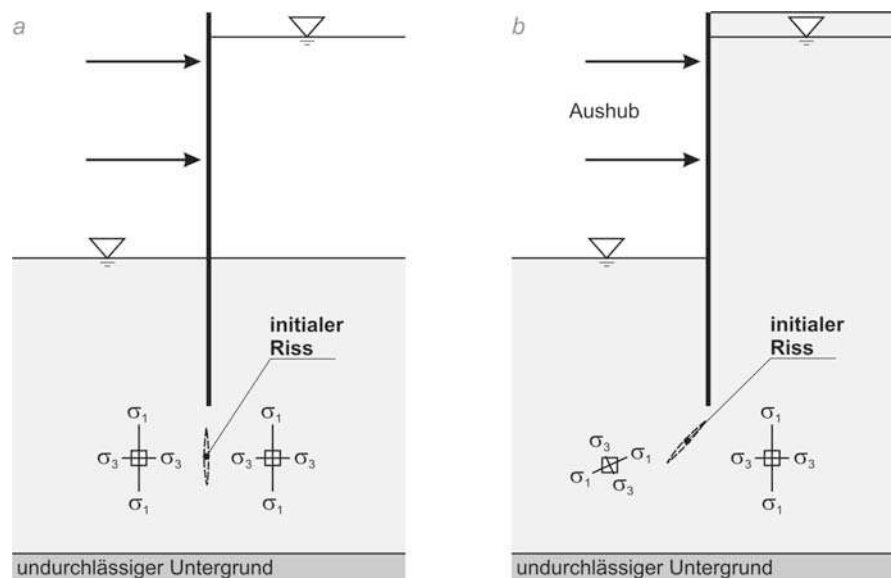


Bild 3: *Prinzipskizze zur Rissinitiation eines Fangdammes (a) und einer Baugrube (b) (nach WITT & WUDTKE (2007))*

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 nicht-bindigen Boden auftritt, ist für bindigen Baugrund als Grenzzustand nicht relevant. Die Frage nach dem maßgebenden Grenzzustand muss in Abhängigkeit des vorhandenen Spannungszustandes und der Eigenschaften 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

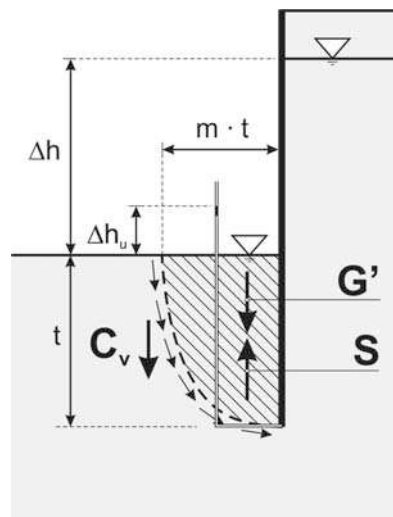


Bild 4: Starrkörperversagen im bindigen Boden WUDTKE & WITT (2006)

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 Grenzzustand 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 undrai-



nierten 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 Auflagerreaktionen 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 Bauenzzyklopädie, 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



Nachweis des Hydraulischen Grundbruchs bei luftseitigem Auflastfilter - Grenzen der Anwendung des Nachweises

Dr.-Ing. Bernhard Odenwald und Dr.-Ing. Markus Herten
Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) Karlsruhe, Abteilung Geotechnik

1 Veranlassung

Im Oktober 2005 kam es auf der Baustelle für den Neubau der Kanalbrücke des Dortmund-Ems-Kanals über die Lippe zu einem Schadensfall, bei dem der Kanalabschnitt zwischen den angrenzenden Sicherheitstoren außerplanmäßig leer lief. Dabei wurde die seitlich an das Brückenwiderlager anschließende, auf Pfählen gegründete Flügelwand unterspült. Diese Flügelwand war im Rahmen der Baumaßnahme auf der Luftseite in einem Teilbereich tief abgegraben und mit einem Auflastfilter gesichert worden. Bei der Untersuchung der Schadensursache wurden von der BAW numerische, geohydraulische Berechnungen als Grundlage zur Ermittlung der Sicherheit gegen Hydraulischen Grundbruch für unterschiedliche Randbedingungen durchgeführt. Dabei ergaben sich prinzipielle Fragestellungen zur Führung des Nachweises bei geringer Einbindung der unterströmten Wand in den anstehenden Boden und Sicherung mittels einem Auflastfilter. Die Ergebnisse der dazu bisher durchgeführten Untersuchungen sind nachstehend dargestellt.

2 Grundlagen des Nachweises gegen Hydraulischen Grundbruch

Bei einer auf Pfählen gegründeten massiven Wand muss wegen möglicher Setzung des unter der Wand befindlichen Bodens eine hydraulisch wirksame Fuge zwischen der Unterkante der Wand und dem Boden bei der Strömungsberechnung angesetzt werden (siehe z. B. MSD (2005)). Der unterhalb der Wand in der anzusetzenden Fuge fehlende Potenzialabbau kann im Strömungsmodell näherungsweise durch Reduzierung der Wandbreite auf nahezu Null berücksichtigt werden. Die prinzipiellen Untersuchungen zum Nachweis gegen Hydraulischen Grundbruch wurden deshalb für eine Spundwandumströmung durchgeführt.

Zum besseren Verständnis der Besonderheiten beim Nachweis gegen Hydraulischen Grundbruch für geringeinbindende Wände mit Sicherung durch einen Auflastfilter werden zunächst die Grundlagen des Nachweises kurz dargestellt. Dabei wird nur auf das Grenzgleichgewicht eingegangen. Für den Nachweis gegen Hydraulischen Grundbruch sind zusätzlich die Sicherheiten nach DIN 1054 (2005) zu berücksichtigen. Weiterhin gelten die nachstehenden Ausführungen nur für nicht bindige Böden und stationäre Grundwasserströmungsverhältnisse.

2.1 Durchströmter Bodenkörper mit konstantem Querschnitt

Bei dem in Bild 1 dargestellten Laborversuch wird ein Bodenkörper mit einer konstanter Querschnittsfläche A und einer Höhe Δz bei einer zwischen die Unter- und Oberseite des Bodenkörpers wirkenden Potenzialdifferenz Δh vertikal von unten nach oben mit Wasser durchströmt.

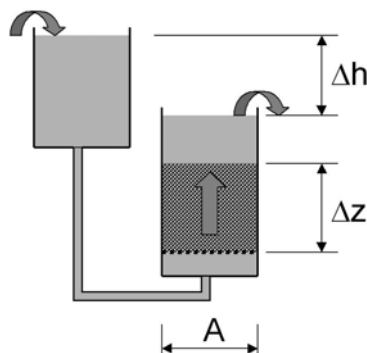


Bild 1: Vertikale Durchströmung eines Bodenkörpers mit konstantem Querschnitt

Der hydraulische Gradient $i = \Delta h / \Delta z$ und die spezifische (örtliche) Strömungskraft $f_s = i \cdot \gamma_w$ (γ_w : Wichte des Wassers) sind über die Höhe des Bodenkörpers konstant. Die Strömungskraft S ergibt sich aus der Integration der spezifischen Strömungskraft über das Volumen des Bodenkörpers:

$$S = i \cdot \gamma_w \cdot \Delta z \cdot A = \gamma_w \cdot \Delta h \cdot A$$

Die Gewichtskraft G' des unter Auftrieb stehenden Bodenkörpers mit der Auftriebswichte γ' beträgt:

$$G' = \gamma' \cdot \Delta z \cdot A$$

Das Grenzgleichgewicht für ein Versagen durch Hydraulischen Grundbruch ist erreicht, wenn die Strömungskraft S der Gewichtskraft G' des Bodenkörpers unter Auftrieb entspricht:

$$\gamma_w \cdot \Delta h \cdot A = \gamma' \cdot \Delta z \cdot A$$

Daraus ergibt sich der hydraulische Gradient für das Grenzgleichgewicht (Grenzgradient):

$$i_{gr} = \gamma' / \gamma_w$$

Aufgrund des konstanten, durchströmten Querschnitts ergibt sich rechnerisch bei Erreichen des Grenzgleichgewichtes im gesamten Bodenkörper der Grenzgradient.

2.2 Vereinfachtes Berechnungsmodell für die Spundwandumströmung

Für die im Folgenden beschriebenen Untersuchungen zum Hydraulischen Grundbruch bei der Spundwandumströmung wurde numerische, stationäre Grundwasserströmungsberechnungen durchgeführt. Das dabei verwendete vereinfachte, vertikal-ebene Modell ist qualitativ in Bild 2 dargestellt. An den Modellrändern, die die Geländeoberfläche beidseits der Spundwand repräsentieren, wurde ein konstantes Grundwasserpotenzial entsprechend der Höhe der jeweiligen Geländeoberfläche vorgegeben. Die Spundwand wurde als undurchlässiges Element und somit als Randstromlinie abgebildet. Die Dicke der Spundwand wird als vernachlässigbar angenommen. Das Modellgebiet wurde so groß gewählt, dass die Einflüsse aus den weiteren, ebenfalls als Randstromlinien vorgegebenen Modellrändern auf die Strömung vernachlässigbar sind. Weiterhin wurde im gesamten Modellgebiet die Durchlässigkeit k des Bodens als konstant angesetzt.

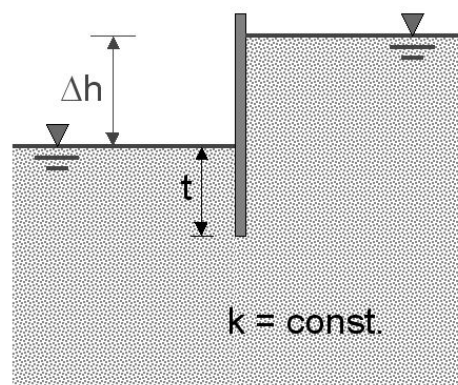


Bild 2: Vereinfachtes Modell der Spundwandumströmung

Aus diesen Modellannahmen resultieren die folgende Vereinfachungen für die Strömungsberechnung:

- Die Grundwasserströmung lässt sich als Potenzialströmung unter Verwendung der Laplace-Gleichung beschreiben.
- Die Grundwasserpotenzialverteilung ist unabhängig von der Durchlässigkeit des Bodens.

- Die Grundwasserströmung ist nur abhängig von den beiden geometrischen Größen t (Einbindetiefe der Spundwand unter Baugrubensohle) und Δh (Grundwasserpotenzialdifferenz).
- Die Grundwasserpotenzialverteilung ist somit nur abhängig vom Verhältnis $t/\Delta h$.

2.3 Spundwand ohne baugrubenseitigen Auflastfilter

In Bild 3 sind die numerisch berechneten Grundwasserpotenziallinien sowie Stromlinien in einen Teilbereich des Modells für eine Potenzialdifferenz $\Delta h = 8 \text{ m}$ und eine Einbindetiefe $t = 2 \text{ m}$ ($t/\Delta h = 0,25$) dargestellt. Aus den Potenzial- und Stromlinien ist ersichtlich, dass in dem für den Hydraulischen Grundbruch maßgeblichen Bereich zwischen Spundwandfuß und Baugrubensohle die Strömungsgeschwindigkeiten und somit auch die örtlichen hydraulischen Gradienten nicht konstant sind.

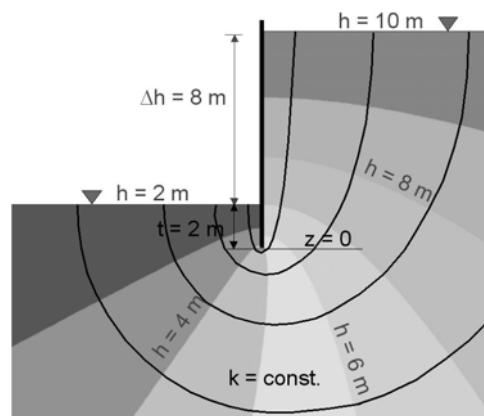


Bild 3: Grundwasserpotenzial- und Stromlinien bei Spundwandumströmung ($t/\Delta h = 0,25$)

Bild 4 zeigt die Isolinien der hydraulischen Gradienten sowie Stromlinien für den Bereich zwischen Spundwandfuß und Baugrubensohle. Dabei ist ersichtlich, dass der (örtliche) hydraulische Gradient am Spundwandfuß deutlich über 1 liegt (Bereich grau hinterlegt), während er im oberen Bereich bis zur Baugrubensohle kleiner 1 ist. Der Bereich der hohen hydraulischen Gradienten reicht dabei bis unter den Spundwandfuß. Unter Annahme einer für einen nichtbindigen Boden typischen Auftriebswichte von $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$ gleich der Wichte des Wassers γ_w ergibt sich der hydraulische Grenzgradient, bei dem sich Strömungskraft und Gewichtskraft bei einer vertikal nach oben gerichteten Strömung gerade aufheben zu $i_{gr} = 1,0$.

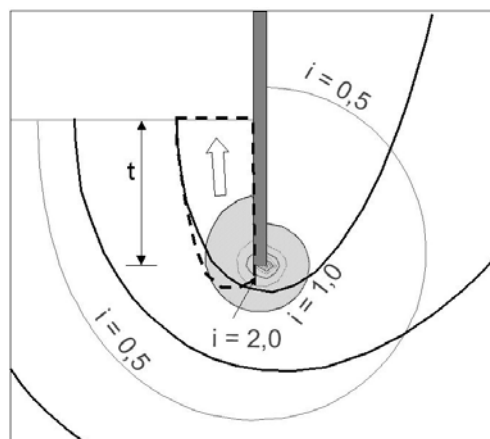


Bild 4: Isolinien der hydraulischen Gradienten und Stromlinien bei Spundwandumströmung ($t/\Delta h = 0,25$)

Aus der Überlagerung der hydraulischen Gradienten mit den Stromlinien kann ein Versagenskörper für Hydraulischen Grundbruch angenommen werden, der geringfügig bis unter den Spundwandfuß reicht und der qualitativ in Bild 4 mit einer gestrichelten Linie dargestellt ist. Im Grenzzustand werden im sich

unteren Bereich des Versagenskörpers hydraulische Gradienten größer als der Grenzgradient und im oberen Bereich kleiner als der Grenzgradient ergeben. Da im oberen Bereich des Versagenskörpers die effektive Bodenspannung größer Null ist (Gewichtskraft > Strömungskraft), werden hier im Grenzzustand auch Reibungskräfte wirken. Der Grenzzustand ist erreicht, wenn durch die Strömungskraft die Gewichtskraft und Reibungskräfte innerhalb des gesamten Versagenskörpers aufgehoben werden.

Beim Nachweis gegen Hydraulischen Grundbruch bei der Spundwandumströmung wird das Kräftegleichgewicht an einem Ersatzkörper ermittelt, der nicht dem tatsächlichen Versagenskörper entspricht. Dabei wird der Nachweis an dem Ersatzkörper wie beim vertikal durchströmten Bodenkörper mit konstantem Querschnitt (siehe Kapitel 2.1) geführt. Einerseits wird bei diesem Ansatz nicht der bezogen auf die Strömungsverhältnisse ungünstigste Körper ermittelt, andererseits wird jedoch die zusätzlich haltend wirkende Reibungskraft nicht angesetzt. Die Gültigkeit der nachstehend erläuterten Nachweisverfahren wurde anhand einer Vielzahl von Versuchen bestätigt.

Der nach Terzaghi & Peck (1961) für den Nachweis gegen Hydraulischen Grundbruch anzusetzende Ersatzkörper ist in Bild 5 dargestellt. Die Höhe des Körpers entspricht der Einbindetiefe t der Spundwand unter der Baugrubensohle und die Breite der halben Einbindetiefe.

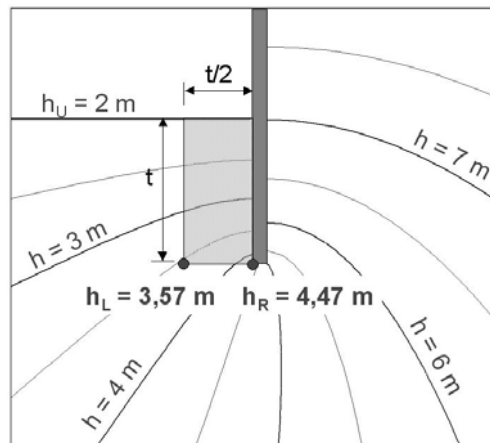


Bild 5: Nachweis gegen Hydraulischen Grundbruch nach Terzaghi-Peck

Für das hier verwendete Beispiel mit einer Einbindetiefe $t = 2 \text{ m}$ und einer Potenzialdifferenz von $\Delta h = 8 \text{ m}$ ergeben sich die in Bild 5 angegebenen Potentiale an der Unterseite des Ersatzkörpers und daraus eine mittlere Restpotenzialdifferenz bis zur Baugrubensohle von $\Delta h_r = 2,02 \text{ m}$. Mit den Wichten $\gamma' = \gamma_w = 10 \text{ kN/m}^2$ ergeben sich die Gewichtskraft unter Auftrieb G' und die Strömungskraft S zu:

$$G' = \gamma' \cdot t \cdot t/2 = 20 \text{ kN/m}$$

$$S = \gamma_w \cdot \Delta h_r \cdot t/2 = 20,2 \text{ kN/m}$$

Auf Grundlage des Nachweises gegen Hydraulischen Grundbruch nach Terzaghi-Peck wird für das hier verwendete Beispiel ungefähr Grenzgleichgewicht ($G' \approx S$) ermittelt.

Nach Baumgart-Davidenkoff (in Davidenkoff (1970)) wird der Nachweis gegen Hydraulischen Grundbruch für einen Ersatzkörper mit zu vernachlässigender Breite (Stromfaden), der ebenfalls von der Baugrubensohle bis zum Spundwandfuß reicht (Bild 6), geführt. Bei einer Spundwandumströmung ist das Grundwasserpotenzial am Spundwandfuß immer höher als das mittlere Potenzial an der Unterseite des Ersatzkörpers nach Terzaghi-Peck. Deshalb liegt der Nachweis nach Baumgart-Davidenkoff gegenüber dem Nachweis nach Terzaghi-Peck auf der sicheren Seite.

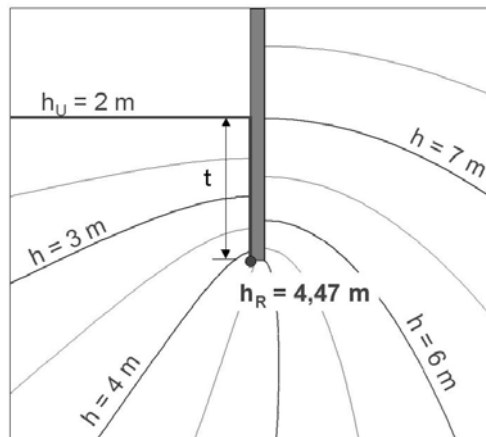


Bild 6: Nachweis gegen Hydraulischen Grundbruch nach Baumgart-Davidenkoff

Für das hier verwendete Beispiel ergibt sich nach Bild 6 eine Restpotenzialdifferenz von $\Delta h_r = 2,47$ m. Somit betragen die Gewichtskraft unter Auftrieb G' und Strömungskraft S :

$$G' = \gamma' \cdot t = 20 \text{ kN/m}^2$$

$$S = \gamma_w \cdot \Delta h_r = 24,7 \text{ kN/m}^2$$

Für das hier verwendete Beispiel werden auf Grundlage des Nachweises gegen Hydraulischen Grundbruch nach Baumgart-Davidenkoff am Stromfaden Kräfte ermittelt, die, im Gegensatz zum Nachweis nach Terzaghi-Peck, das Grenzgleichgewicht bereits deutlich unterschreiten ($G' < S$).

2.4 Spundwand mit baugrubenseitigem Auflastfilter

Zur Darstellung des Nachweises gegen Hydraulischen Grundbruch mit einem Auflastfilter auf der Baugrubenseite der Spundwand (Bild 7) wurde für das in Kapitel 2.2 beschriebene Modell mit einer deutlich geringeren Einbindetiefe der Spundwand von $t = 0,5$ m und einer erhöhten Potenzialdifferenz von $\Delta h = 9,5$ m gewählt ($t/\Delta h = 0,053$). Zusätzlich wurde baugrubenseitig der Spundwand ein Auflastfilter mit einer Höhe $d_F = 0,6$ m und einer Wichte von $\gamma_F = 18 \text{ kN/m}^3$ berücksichtigt. Für die Grundwasserströmung wurde, wie beim Beispiel ohne Auflastfilter (Kapitel 2.3), als Randbedingung das Grundwasserpotenzial baugrubenseitig der Spundwand entsprechend der Höhe der Geländeoberfläche angesetzt. D. h. der Auflastfilter wird als nicht durchströmt und nicht eingestaut angenommen. Dadurch hat er keinen Einfluss auf die Strömungsverhältnisse, sondern stellt lediglich eine baugrubenseitige Auflast dar.

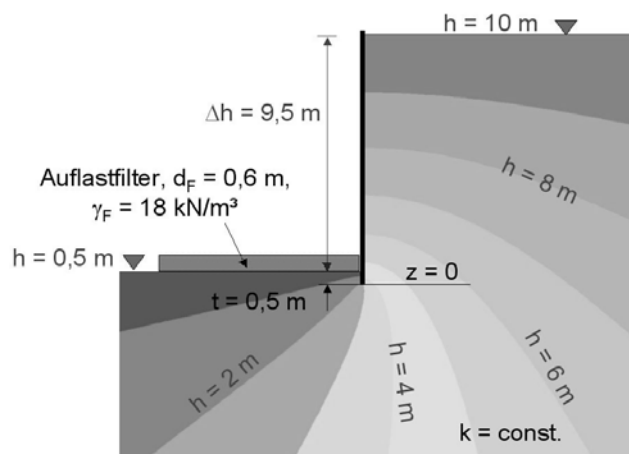


Bild 7: Grundwasserpotenziallinien bei Spundwandumströmung ($t/\Delta h = 0,053$)

In Bild 7 sind die numerisch berechneten Grundwasserpotenziallinien dargestellt. Aus der Krümmung der Potenziallinien ist ersichtlich, dass sich im Bereich unterhalb der Spundwand bei der hier gewählten geringen Einbindung ($t/\Delta h = 0,053$) ein deutlich höherer vertikaler Strömungsanteil als bei größerer Spundwandeinbindung (Bild 3, $t/\Delta h = 0,25$) ergibt.

Bild 8 zeigt die Isolinien der hydraulischen Gradienten sowie Stromlinien für den Bereich unterhalb und seitlich des Spundwandfußes. Daraus ist ersichtlich, dass der Bereich mit einem (örtlichen) hydraulischen Gradienten über 1 (Bereich grau hinterlegt) wesentlich größer ist und deutlich weiter unter den Spundwandfuß reicht als bei dem Beispiel mit geringerer Spundwandeinbindung (Bild 4, $t/\Delta h = 0,25$). Aus der Überlagerung der hydraulischen Gradienten mit den Stromlinien, kann für dieses Beispiel ein Versagenskörper für Hydraulischen Grundbruch angenommen werden, der weit unter den Spundwandfuß reicht (qualitativ in Bild 8 mit gestrichelter Linie dargestellt). Im Grenzzustand werden sich bei ausreichender Auflast im gesamten Bereich des Versagenskörpers hydraulische Gradienten größer als der Grenzgradient ergeben. Auf Grund der Auflast ist jedoch im oberen Bereich des Versagenskörpers die effektive Bodenspannung hier ebenfalls größer Null (Auflast + Gewichtskraft > Strömungskraft), so dass auch hier im Grenzzustand zusätzlich Reibungskräfte wirken. Der Grenzzustand ist erreicht, wenn durch die Strömungskraft die Auflast sowie die Gewichtskraft und Reibungskräfte innerhalb des gesamten Versagenskörpers aufgehoben werden.

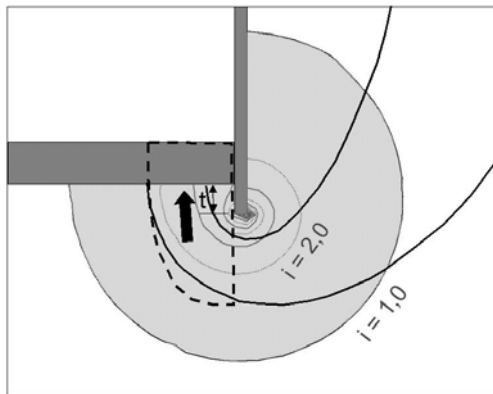


Bild 8: Isolinien der hydraulischen Gradienten und Stromlinien bei Spundwandumströmung ($t/\Delta h = 0,053$)

Der Nachweis gegen Hydraulischen Grundbruch wird auch hier an einem Ersatzkörper ohne Berücksichtigung von Reibungskräften geführt (Bild 9). Dabei reicht die Höhe des nach Terzaghi & Peck (1961) für den Nachweis anzusetzenden Ersatzkörpers vom Spundwandfuß bis zur Oberfläche des Auflastfilters ($h = t + d_F$). Die Breite des Ersatzkörpers entspricht jedoch nur der halben Einbindetiefe der Spundwand unter der Baugrubensohle ($b = t/2$). Der nicht durchströmte Auflastfilter wird bei der Festlegung der Breite des Ersatzkörpers somit nicht berücksichtigt.

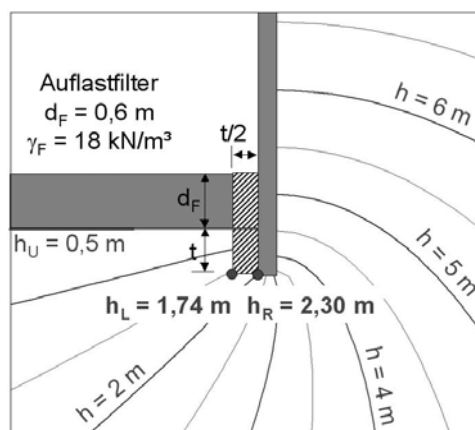


Bild 9: Nachweis gegen Hydraulischen Grundbruch bei baugrubenseitigem Auflastfilter nach Terzaghi-Peck



Für das hier verwendete Beispiel mit einer Einbindetiefe $t = 0,5$ m und einer Potenzialdifferenz $\Delta h = 9,5$ m ergeben sich die in Bild 9 angegebenen Grundwasserpotenziale an der Unterkante des Ersatzkörpers und daraus eine mittlere Restpotenzialdifferenz bis zur Baugrubensohle von $\Delta h_r = 1,52$ m. Mit der Filterhöhe $d_F = 0,6$ m und den Wichten $\gamma' = \gamma_W = 10$ kN/m² und $\gamma_F = 18$ kN/m³ ergeben sich die haltende Kraft F (Auflast + Gewichtskraft unter Auftrieb) und die Strömungskraft S zu:

$$F = (\gamma_F \cdot d_F + \gamma' \cdot t) \cdot t/2 = 3,95 \text{ kN/m}$$
$$S = \gamma_W \cdot \Delta h_r \cdot t/2 = 3,8 \text{ kN/m}$$

Auf Grundlage des Nachweises gegen Hydraulischen Grundbruch nach Terzaghi-Peck wird für das hier verwendete Beispiel ebenfalls ungefähr Grenzgleichgewicht ermittelt. Es erscheint überraschend, dass das deutlich ungünstigere Verhältnis aus Einbindetiefe der Spundwand und Potenzialdifferenz ($t/\Delta h = 0,053$ anstatt $t/\Delta h = 0,25$) hinsichtlich der Sicherheit gegen Hydraulischen Grundbruch durch die Verwendung eines Auflastfilters mit einer relativ geringen Höhe kompensiert werden kann.

Nach dem Verfahren von Baumgart-Davidenkoff mit dem Nachweis am Stromfaden ergibt sich für das hier verwendete Beispiel gemäß Bild 9 ein Restpotenzialabbau von $\Delta h_r = 1,80$ m. Somit betragen die haltende Kraft F (Auflast und Gewichtskraft) und die Strömungskraft S :

$$F = (\gamma_F \cdot d_F + \gamma' \cdot t) = 15,8 \text{ kN/m}^2$$
$$S = \gamma_W \cdot \Delta h_r = 18,0 \text{ kN/m}^2$$

Da der Nachweis gegen Hydraulischen Grundbruch nach Baumgart-Davidenkoff gegenüber dem Nachweis nach Terzaghi-Peck auf der sicheren Seite liegt, wird auch hier eine Unterschreitung des Grenzgleichgewichts ermittelt.

3 Erforderlicher Auflastfilter bei geringer Spundwandeinbindung

Die nachfolgend dargestellten Berechnungen zur Ermittlung des erforderlichen Auflastfilters bei Spundwandumströmung mit geringer Einbindetiefe der Spundwand wurden mit dem in Kapitel 2.2 beschriebenen vereinfachten Strömungsmodell durchgeführt und basieren auf den in den Kapiteln 2.3 und 2.4 dargestellten Nachweisen gegen Hydraulischen Grundbruch.

3.1 Restpotenzialdifferenz am Ersatzkörper

Zur Ermittlung der Strömungskraft wird das Grundwasserpotenzial am Fuß des Ersatzkörpers bzw. die Restpotenzialdifferenz bis zur Baugrubensohle benötigt. In dem verwendeten vereinfachten Strömungsmodell ist die Potenzialverteilung nur vom Verhältnis der Einbindetiefe t der Spundwand unter Baugrubensohle zur Potenzialdifferenz Δh abhängig. Aus diesem Grund lässt sich der Quotient aus der Restpotenzialdifferenz am Ersatzkörper und der gesamten Potenzialdifferenz $\Delta h_r/\Delta h$ als Funktion von $t/\Delta h$ darstellen. In Bild 10 ist diese funktionale Beziehung auf Grundlage der für verschiedene $t/\Delta h$ -Verhältnisse numerisch ermittelten Potenzialverteilung für die jeweiligen Ersatzkörper nach Terzaghi-Peck und Baumgart-Davidenkoff grafisch dargestellt.

Nach EAU (2004) kann bei lotrechter Umströmung der Spundwand die beim Verfahren von Baumgart-Davidenkoff benötigte Restpotenzialdifferenz vom Spundwandfuß bis zur Baugrubensohle aus einer Näherungsformel ermittelt werden. Für den hier untersuchten Fall vereinfacht sich diese zu:

$$\Delta h_r = \frac{\Delta h}{1 + \sqrt{\frac{\Delta h}{t} + 1}}$$

bzw. in dimensionsloser Darstellung bezogen auf die Gesamtpotenzialdifferenz zu:

$$\frac{\Delta h_r}{\Delta h} = \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{\Delta h}{t} + 1}}$$

Die nach dieser Gleichung ermittelte, auf die Gesamtpotenzialdifferenz bezogene Restpotenzialdifferenz $\Delta h_r / \Delta h$ als Funktion von $t / \Delta h$ ist ebenfalls in Bild 10 dargestellt. Daraus ist ersichtlich, dass die mit Hilfe der Näherungsgleichung ermittelten Werte gut mit den numerisch, für den Ansatz nach Baumgart-Davidenkoff ermittelten Werten übereinstimmen.

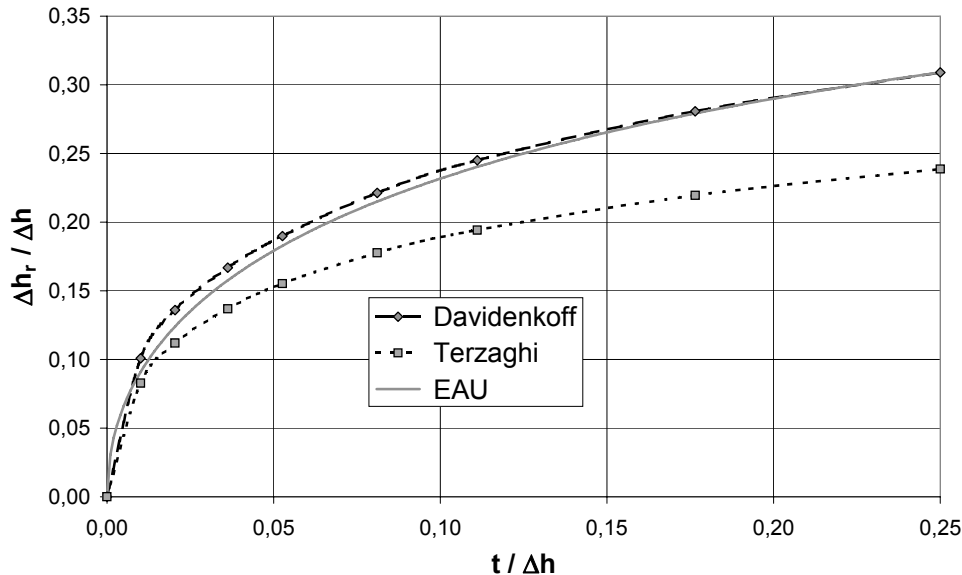


Bild 10: Restpotenzialdifferenz Δh_r am Ersatzkörper in Abhängigkeit von der Einbindetiefe t der Spundwand und der Gesamtpotenzialdifferenz Δh

3.2 Erforderliche Filterhöhe aus dem Nachweis am Ersatzkörper

Für den Nachweis gegen Hydraulischen Grundbruch am Ersatzkörper ergibt sich das Grenzgleichgewicht zu:

$$d_F \cdot \gamma_F + t \cdot \gamma_B' = \Delta h_r \cdot \gamma_W$$

Daraus lässt sich die erforderliche Höhe d_F des Auflastfilters für gegebene Wichten als Funktion der Restpotenzialdifferenz Δh_r und der Einbindetiefe t der Spundwand bestimmen. Diese ergibt sich in dimensionsloser Darstellung, wiederum bezogen auf die Gesamtpotenzialdifferenz Δh , zu:

$$\frac{d_F}{\Delta h} = \frac{\gamma_W}{\gamma_F} \cdot \frac{\Delta h_r}{\Delta h} + \frac{\gamma_B'}{\gamma_F} \cdot \frac{t}{\Delta h}$$

Unter Verwendung der in Bild 10 dargestellte funktionale Beziehung zwischen $\Delta h_r / \Delta h$ und $t / \Delta h$ kann auch der Quotient $d_F / \Delta h$ als Funktion von $t / \Delta h$ beschrieben werden. Dies ist in Bild 11 für die Wichten $\gamma_W = \gamma_B' = 10 \text{ kN/m}^3$ und $\gamma_F = 18 \text{ kN/m}^3$ sowohl für den Ansatz nach Terzaghi-Peck und Baumgart-Davidenkoff als auch unter Verwendung der o.g. Näherungsformel nach EAU zur Ermittlung der Restpotenzialdifferenz zwischen Spundwandfuß und Baugrubensohle dargestellt.

Aus Bild 11 ist ersichtlich, dass bei Verwendung des Nachweises nach Terzaghi-Peck eine geringere erforderliche Filterhöhe ermittelt wird als bei dem vergleichsweise auf der sicheren Seite liegenden Nachweis nach Baumgart-Davidenkoff. Bei beiden Ansätzen steigt die erforderliche Filterhöhe bei gleicher Potenzialdifferenz zunächst mit abnehmender Einbindetiefe der Spundwand wie erwartet an. Je nach Ansatz ergibt sich jedoch ein Maximum von $d_F / \Delta h$ für ein Verhältnis $t / \Delta h$ von ca. 0,05 – 0,08. Unterhalb dieses Maximums nimmt die erforderliche Filterhöhe bei konstanter Potenzialdifferenz mit verringerter Einbindetiefe der Spundwand bis auf Null ab.

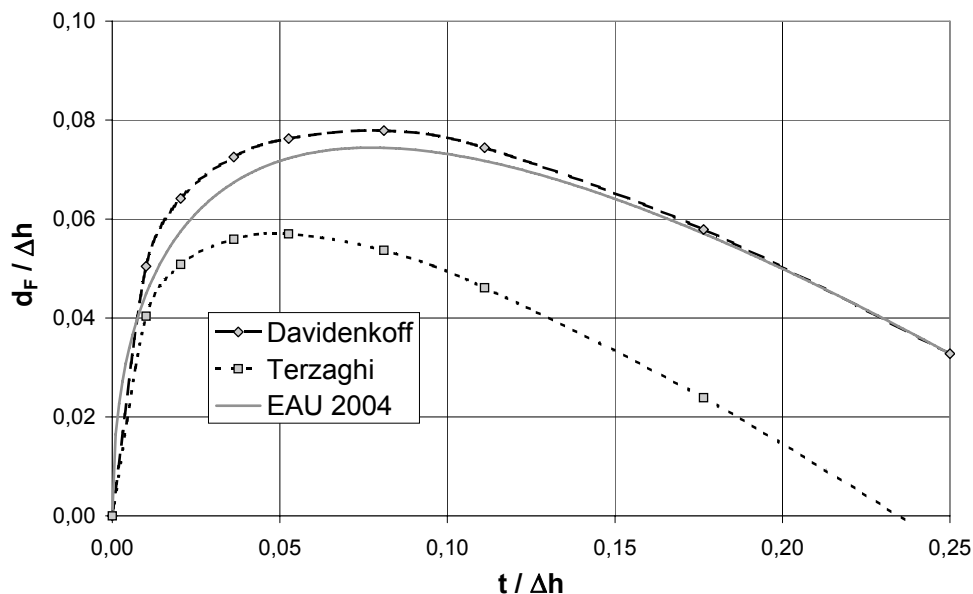


Bild 11: Erforderliche Filterhöhe d_F aus dem Nachweis gegen Hydraulischen Grundbruch am Ersatzkörper für das Grenzgleichgewicht

Dies resultiert aus dem Ansatz des Ersatzkörpers ausgehend von der Unterkante der Spundwand bis zur Baugrubensohle. Ohne Einbindung der Spundwand ($t = 0$) ergibt sich dabei kein Restpotenzialabbau innerhalb des auf eine Höhe Null reduzierten Ersatzkörpers. Vertikalströmungen im Untergrund unterhalb des Spundwandfußes werden bei Ansatz eines Ersatzkörpers, ausgehend vom Spundwandfuß, nicht berücksichtigt. Dieser nur bis zum Spundwandfuß reichende Ersatzkörper ist offensichtlich für einen Nachweis gegen Hydraulischen Grundbruch bei Spundwänden mit geringer Einbindetiefe nicht geeignet.

3.3 Korrigierter Ersatzkörper

Um einen Ersatzkörper zu bestimmen, durch den die Vertikalströmung im Untergrund ausreichend berücksichtigt wird, ist eine Ermittlung des lokalen hydraulischen Gradienten unterhalb des Spundwandfußes erforderlich. In Bild 12 ist die numerisch ermittelte Vertikalkomponente des lokalen hydraulischen Gradienten i_z für einen vertikalen Schnitt durch den Untergrund, ausgehend vom Spundwandfuß ($z = 0$), dargestellt. Die Berechnung erfolgte unter Verwendung des in Kapitel 2.2 beschriebenen Strömungsmodells für den Fall ohne Spundwandeinbindung ($t = 0$) und eine Potenzialdifferenz $\Delta h = 10$ m.

Daraus ist ersichtlich, dass der vertikale hydraulische Gradient unmittelbar unterhalb des Spundwandfußes extrem groß ist und mit zunehmender Tiefe rasch abnimmt. (Der unruhige Verlauf der Kurve ergibt sich aus dem Diskretisierungseinfluss.) Der Grenzgradient i_{gr} ($= \gamma' / \gamma_w = 1,0$) wird für dieses Beispiel bei einer Tiefe unterhalb des Spundwandfußes von $-0,47$ m erreicht. Im Bodenbereich oberhalb dieser Grenztiefe ist die lokale Strömungskraft größer als die lokale Gewichtskraft unter Auftrieb. Unterhalb dieser Grenztiefe ist dagegen die lokale Gewichtskraft unter Auftrieb stets größer als die Strömungskraft, so dass für diesen Bodenbereich keine Gefährdung durch Hydraulischen Grundbruch besteht. Im Grenzgleichgewicht und ohne Berücksichtigung von Reibungskräften muss die Auflast somit gerade so groß sein, dass die gesamte Strömungskraft innerhalb des Bodens oberhalb der Grenztiefe durch die entsprechende Gewichtskraft unter Auftrieb und die Auflast kompensiert wird.

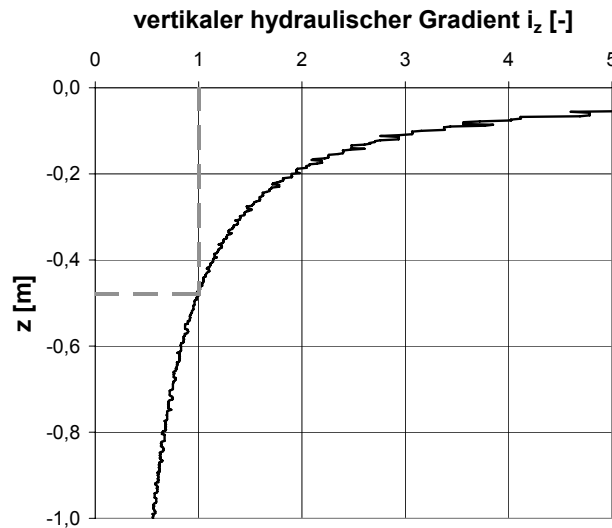


Bild 12: Vertikaler hydraulischer Gradient unterhalb des Spundwandfußes bei keiner Spundwandbindung ($t = 0$)

Dies ist in Bild 13 für die aus den einzelnen Kräften resultierenden Vertikalspannungen im Boden unterhalb des Spundwandfußes für den Fall ohne Spundwandbindung grafisch dargestellt. Ohne Auflast ergibt sich aus der Überlagerung von Strömungskraft S und Gewichtskraft G' eine (theoretische) negative Spannung (Zugspannung) im Boden, die ihren Minimalwert bei der Grenztiefe erreicht. Im vorliegenden Beispiel beträgt diese $9,21 \text{ kN/m}^2$. Um diese im Grenzgleichgewicht zu kompensieren, muss an der Bodenoberfläche gerade diese Spannung durch eine Auflast A erzeugt werden. Dadurch ergibt sich bei der zuvor ermittelten Grenztiefe unterhalb des Spundwandfußes im Grenzzustand die resultierende Vertikalspannung im Boden zu Null.

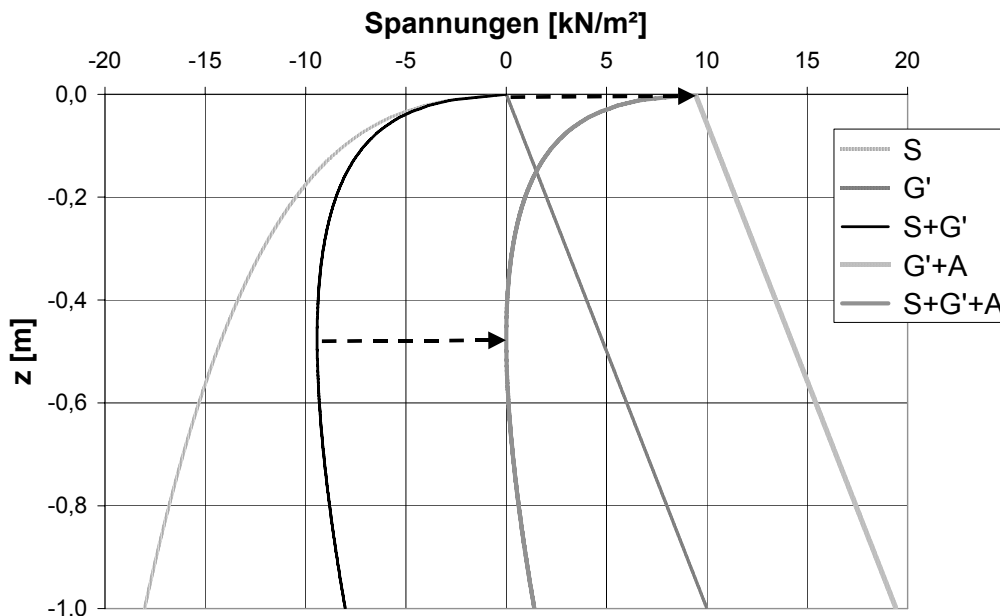


Bild 13: Vertikalspannungen im Boden unterhalb des Spundwandfußes bei keiner Spundwandbindung ($t = 0$)

Um beim Nachweis gegen Hydraulischen Grundbruch die Vertikalströmung unterhalb des Spundwandfußes zu berücksichtigen, muss der für das Kräftegleichgewicht verwendete Ersatzkörper korrigiert werden.

Die Unterkante des korrigierten Ersatzkörpers entspricht dabei der Grenztiefe unterhalb des Spundwandfußes, bis zu der Grenzgradient i_{gr} überschritten wird. Das Kräftegleichgewicht für den Nachweis gegen Hydraulischen Grundbruch wird am korrigierten Ersatzkörper entsprechend Kapitel 2.4 ermittelt. Die dabei benötigte Grundwasserpotenzialdifferenz zwischen der Unter- und Oberkante des korrigierten Ersatzkörpers wird im Folgenden mit $\Delta h_{r,z}$ bezeichnet.

Die Ermittlung des Grenzgleichgewichts am korrigierten Ersatzkörper erfolgte sowohl in Anlehnung an das Verfahren nach Baumgart-Davidenkoff als auch nach Terzaghi-Peck. Beim Verfahren nach Terzaghi-Peck wurde als Breite des Ersatzkörpers wiederum die halbe Einbindetiefe der Spundwand, unabhängig von der korrigierten Höhe des Ersatzkörpers, angesetzt. Die Unterkante des Ersatzkörpers wurde horizontal entsprechend der ermittelten Grenztiefe unterhalb des Spundwandfußes angenommen. An der Unterkante des korrigierten Ersatzkörpers wurde aus den numerischen Berechnungen das gemittelte Potenzial und daraus die Restpotenzialdifferenz $\Delta h_{r,z}$ bestimmt.

3.4 Erforderliche Filterhöhe aus dem Nachweis am korrigierten Ersatzkörper

Das Grenzgleichgewicht am korrigierten Ersatzkörper ergibt sich für den Nachweis gegen Hydraulischen Grundbruch zu:

$$d_F \cdot \gamma_F + (t + z_{gr}) \cdot \gamma_B' = \Delta h_{r,z} \cdot \gamma_W,$$

wobei der Abstand zwischen der Unterkante der Spundwand und der ermittelten Grenztiefe mit z_{gr} bezeichnet ist. Daraus lässt sich die erforderliche Höhe d_F des Auflastfilters für gegebene Wichten als Funktion der Restpotenzialdifferenz $\Delta h_{r,z}$ und der Einbindetiefe t der Spundwand bestimmen. Diese ergibt sich in dimensionsloser Darstellung, wiederum bezogen auf die Gesamtpotenzialdifferenz Δh , zu:

$$\frac{d_F}{\Delta h} = \frac{\gamma_W}{\gamma_F} \cdot \frac{\Delta h_{r,z}}{\Delta h} + \frac{\gamma_B'}{\gamma_F} \cdot \frac{(t + z)}{\Delta h}$$

Der Quotient $d_F/\Delta h$ kann damit, wie in Kapitel 3.2, als Funktion von $t/\Delta h$ beschrieben werden. Dies ist in Bild 14 sowohl für den Ansatz nach Terzaghi-Peck als auch nach Baumgart-Davidenkoff basierend auf dem Kräftegleichgewicht am korrigierten Ersatzkörper sowie am nicht korrigierten Ersatzkörper dargestellt.

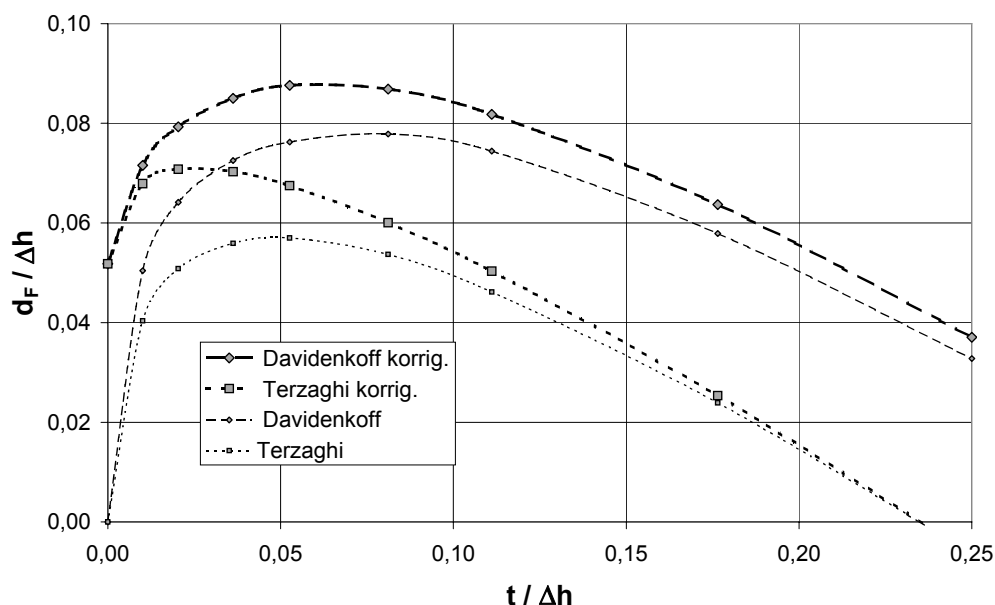


Bild 14: Erforderliche Filterhöhe d_F aus dem Nachweis gegen Hydraulischen Grundbruch am korrigierten Ersatzkörper für das Grenzgleichgewicht

Bei Ansatz des korrigierten Ersatzkörpers ergibt sich infolge der Berücksichtigung der Vertikalströmung unterhalb des Spundwandfußes auch ohne Einbindung der Spundwand ($t = 0$) die Erfordernis eines Auflastfilters. Für das hier gewählte vereinfachte Strömungsmodell und die angesetzten Wichten beträgt der Quotient aus erforderlicher Höhe des Auflastfilters im Grenzgleichgewicht und Potenzialdifferenz $d_f/\Delta h = 0,052$. Allerdings stellt sich auch hier wieder, je nach Berechnungsverfahren, für ein $t/\Delta h$ -Verhältnis von ca. 0,02 bzw. ca. 0,06 ein Maximum für $d_f/\Delta h$ von ca. 0,07 bzw. ca. 0,09 ein, das somit deutlich über dem Wert für $t/\Delta h = 0$ liegt. D.h., auch bei Ansatz des korrigierten Ersatzkörpers ergibt sich für den Bereich unterhalb des Maximums ($t/\Delta h < 0,02$ bzw. 0,06) bei gleicher Potenzialdifferenz ein Auflastfilter mit abnehmender erforderlicher Höhe bei Reduzierung der Einbindetiefe der Spundwand. Es erscheint jedoch fraglich, ob durch eine Reduzierung des Bauwerks eine Erhöhung der Standsicherheit bewirkt werden kann.

4 Weitere Untersuchungen

4.1 Berücksichtigung der horizontalen Strömung am Spundwandfuß

Aufgrund der in Kapitel 1 dargestellten Fragestellung wird die Spundwand als starr und unverschieblich angenommen. Ein Nachweis des erforderlichen Fußauflagerkraft ist somit nicht erforderlich. Im Unterschied zu einer tief einbindenden Spundwand ohne baugrubenseitigen Auflastfilter ergeben sich bei der Umströmung einer gering einbindenden Spundwand mit Auflastfilter im Bereich des Spundwandfußes zusätzlich zu den vertikalen Strömungskräfte auch relevante horizontale Strömungskräfte. Der Bodenbereich unterhalb des Auflastfilters im Anschluss an die Spundwand sowie unterhalb des Spundwandfußes wird somit maßgebend sowohl durch vertikale als auch horizontale Strömungskräfte belastet. Zusätzlich ist der unterhalb des Spundwandfußes wirkende Erddruck auf diesen Bodenbereich zu berücksichtigen.

Dazu werden derzeit ebenfalls Strömungs- und darauf basierende erdstatistische Gleichgewichtsberechnungen sowie numerische Spannungs-Verformungs-Berechnungen durchgeführt. Die Berechnungen sind noch nicht abgeschlossen, so dass noch keine Ergebnisse dargestellt werden können.

4.2 Gefährdung durch Bodenerosion in den Auflastfilter

Wie bereits oben mehrfach erläutert, ist bei einer gering einbindenden Spundwand und erforderlicher Sicherung gegen Hydraulischen Grundbruch durch einen Auflastfilter der vertikale hydraulische Gradient unmittelbar unterhalb des Auflastfilters an der Spundwand größer als der Grenzgradient. Dies ist in Bild 15 für Einbindetiefen und Potenzialdifferenzen $t = 0$, $\Delta h = 10$ m, $t = 0,5$ m, $\Delta h = 9,5$ m und $t = 1,0$ m, $\Delta h = 9$ m jeweils für den Vertikalschnitt baugrubenseitig entlang der Spundwand von der Baugrubensohle (unterhalb Auflastfilter) bis 0,5 m unterhalb des Spundwandfußes dargestellt. Mit $z = 0$ ist dabei die Unterkante des jeweiligen Spundwandfußes bezeichnet.

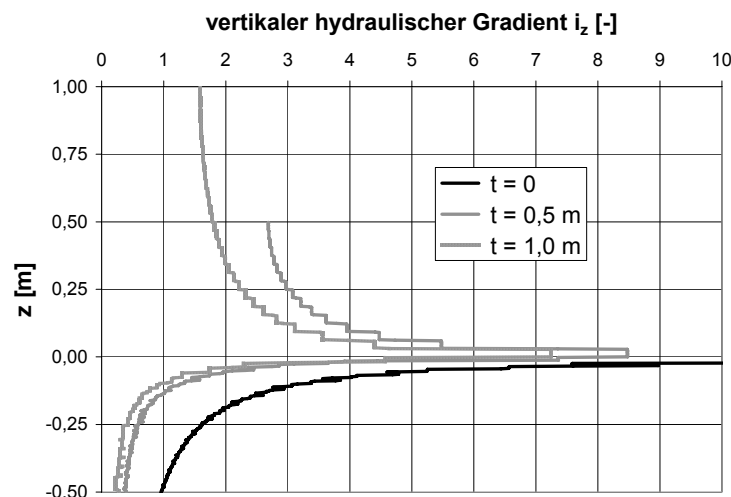


Bild 15: Vertikaler hydraulischer Gradient entlang der Spundwand bei unterschiedlicher Einbindetiefe

Der größte vertikale hydraulische Gradient ergibt sich jeweils in Höhe des Spundwandfußes. Ohne Einbindung der Spundwand stellt sich deshalb unmittelbar unterhalb des bis zum Spundwandfuß reichenden Auflastdräns ein extrem großer vertikaler hydraulischer Gradient von $i > 10$ ein. Aber auch bei Einbindetiefen der Spundwand von 0,5 m bzw. 1,0 m betragen die vertikalen hydraulischen unterhalb des Auflastfilters noch ca. $i = 2,7$ bzw. $i = 1,6$ und sind somit deutlich größer als der Grenzgradient.

Durch einen ausreichend schweren Auflastfilter wird ein durch die Strömungskraft verursachtes Aufbrechen des Bodens mit dem überlagernden Filter verhindert. Die örtlichen hydraulischen Gradienten unterhalb des Auflastfilters sind jedoch ausreichend, um einen vertikal aufwärts gerichteten Materialtransport zu verursachen, falls keine vollständige Rückhaltung des Bodens durch den Auflastfilter erfolgt.

Kritisch ist hier ein oft verwendeter, aus Wasserbausteinen auf einem geotextilen Filter bestehender Auflastfilter zu beurteilen. Die Bodentrückhaltung kann bei den oben beschriebenen Strömungsverhältnissen durch den geotextilen Filter nicht vollständig garantiert werden. Wie in Bild 16 qualitativ dargestellt, kann nicht von einer vollflächigen Belastung des Geotextils durch die Wasserbausteine ausgegangen werden. Auch bei exakt hergestellten Anschlüssen des Geotextils an Bauwerksteile kann deshalb ein Anheben des Geotextils durch die vertikal aufwärts gerichtete Strömungskraft in Randbereichen nicht verhindert werden. In diesen Bereichen kann dadurch ein Bodenaustrag in den Auflastfilter und damit bei Abtransport des Bodens im Auflastfilter durch die Wasserströmung eine rückschreitende Erosion bewirkt werden.

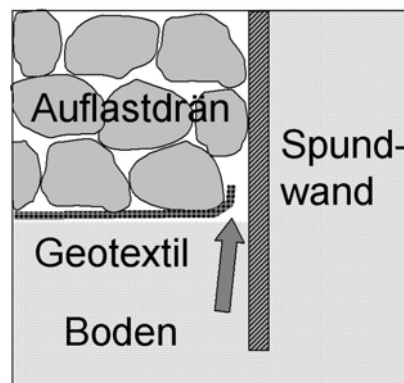


Bild 16: Qualitativer Querschnitt des Fußbereiches einer gering einbindenden Spundwand mit baugrubenseitigem Auflastdrän

Um eine Erosion von Boden in den Randbereichen zu verhindern, muss das Geotextil lückenlos an den Bauwerksteilen fest angeschlossen werden (z. B. durch Fixierung mit einer Leiste an einer glatten Wand). Alternativ kann der Auflastdrän aus einem gegenüber dem Boden filterstabilen mineralischen Korngemisch bestehen. Ggf. ist ein mehrstufiger Filter zur Erzielung einer ausreichenden hydraulischen Leistungsfähigkeit zu verwenden.

5 Schlussfolgerungen

Auf Grundlage der bisher durchgeführten Untersuchungen lassen sich für den Fall einer gering in den Untergrund einbindenden umströmten Wand mit einem baugrubenseitigem Auflastdrän zur Sicherung gegen Hydraulischen Grundbruch folgende Schlussfolgerungen ziehen:

- Beim Nachweis gegen Hydraulischen Grundbruch muss die maßgebende Unterkante des zugrunde gelegten Ersatzkörpers zur Berücksichtigung der Vertikalströmung unterhalb des Wandfußes ermittelt werden. Zweckmäßig ist dazu die Ermittlung der Tiefe unterhalb des Wandfußes, bis zu der lokale, vertikale hydraulische Grenzgradient überschritten ist. Dieser Grenzgradient wird erreicht, wenn die lokale vertikale Strömungskraft durch die lokale Gewichtskraft unter Auftrieb kompensiert wird.
- Auch bei Ansatz eines korrigierten Ersatzkörpers zur Berücksichtigung der Vertikalströmung unterhalb des Wandfußes ergibt sich aus dem Nachweis gegen Hydraulischen Grundbruch die maximal erforderliche Auflast nicht für eine Einbindetiefe der Wand $t = 0$, sondern für einen Wert $t_r > 0$. Zur



Dimensionierung eines Auflastfilters wird empfohlen, die Einbindetiefe der Wand immer größer als diesen Wert t_r zu wählen. Der Wert t_r muss durch eine Variationsrechnung ermittelt werden. Dabei ist die erforderliche Höhe des Auflastfilters aus dem Nachweis gegen Hydraulischen Grundbruch für das Kräftegleichgewicht am korrigierten Ersatzkörper unter Verwendung der Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN 1054 zu bestimmen.

- Bei der Auswahl der Materialien und der Konstruktion des Auflastfilters ist die Filterfunktion auch in allen Randbereichen sicherzustellen, um eine lokale Erosion von Boden zu vermeiden. Dies ist erforderlich, da im Boden unterhalb des Auflastdräns von einem für einen vertikalen Materialtransport ausreichenden hydraulischen Gradienten auszugehen ist. Insbesondere muss bei einem geotextilen Filter mit punktueller Auflast durch grobe Steine ein Ablösen des Geotextils bei Anschluss an Bauwerksteile infolge der Strömungskraft verhindert werden.

Literatur

Terzaghi, K. und Peck, R.B.: Die Bodenmechanik in der Baupraxis, Springer-Verlag, 1961

Davidenkoff, R.: Unterläufigkeit von Stauwerken, Wernerverlag Düsseldorf, 1970

EAU (2004): Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ Häfen und Wasserstraßen, Ernst & Sohn

DIN 1054 (2005): Baugrund - Sicherheit im Erd- und Grundbau, Deutsches Institut für Normung e.V., Beuth-Verlag

MSD (2005): Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen, Bundesanstalt für Wasserbau

Bauen im Bestand - Baugruben für den Neubau der Schleusen Münster

Dr.-Ing. Markus Herten
Bundesanstalt für Wasserbau Karlsruhe, Abteilung Geotechnik

1 Einleitung

Die Südstrecke des Dortmund-Ems-Kanals ist Kernstück des nordwestdeutschen Kanalnetzes und gleichzeitig auch ein wesentliches Bindeglied der West-Ost-Magistrale vom Rheinstromgebiet zum Großraum Berlin und dem Küstenbereich. Die DEK-Südstrecke mit ihren zum Teil rd. 100 Jahre alten Anlagen wird daher nach Wasserstraßenklasse Vb für die moderne Güterschifffahrt ausgebaut. In dem rd. 90 km langen Ausbauabschnitt von Datteln bis Bergeshövede (Abzweig Mittellandkanal) befindet sich auch die Kanalstufe Münster mit 3 Schleusen. Die vom Wasserstraßen-Neubauamt Datteln durchgeführten Baumaßnahmen an der Kanalstufe Münster umfassen neben dem Ersatz der alten Sparbeckenschleusen I und II durch eine Zwillingschleuse mit Ausbau der Vorhäfen auch den Bau eines neuen Pumpwerkes, den Ersatz der DB-Brücken im Unterwasserbereich der Schleusen I und II sowie den Liegestellenbau im Ober- und Unterwasser. Auf Grund der Abhängigkeiten der Maßnahmen zueinander waren vor Beginn der Schleusenbaumaßnahmen der Bau des Pumpwerkes und der Ersatz der DB-Brücken zwingend vorzunehmen. Die neuen Zwillingschleusen erhalten eine nutzbare Länge von 190 m und eine Kammerbreite von 12,50 m. Die Hubhöhe beträgt 6,20 m. Mit den ersten Arbeiten für die Zwillingschleusen wurde im Herbst 2004 begonnen. Die Spundwandbaugrube für die erste Zwillingschleuse muss dem laufenden Betrieb der alten Schleuse II in rd. 4 m Abstand zur Kammerwand während der Bauzeit Rechnung tragen. Die Lage der neuen Schleusen wird durch die Festlegung bestimmt, dass die alte Schleusenachse identisch mit der neuen Schleusenachse ist. Damit werden die geringsten Eingriffe in die anliegende Bebauung und auch im Vorhafenbereich erzielt. Mit den Massivbauarbeiten wurde im April 2006 begonnen. Die Inbetriebnahme der ersten neuen Schleuse ist für Mitte 2008 geplant. Erst dann kann mit dem Abbruch der alten Schleuse II und dem Bau des zweiten Zwillinges begonnen werden, da während der Bauzeit immer zwei Schleusen für den Transport von rd. 13 Mio. GT/a betriebsbereit zur Verfügung stehen müssen. In 2012 soll der Schifffahrt dann eine moderne, leistungsfähige und betriebssichere neue Anlage an der Kanalstufe Münster zur Verfügung stehen [1].

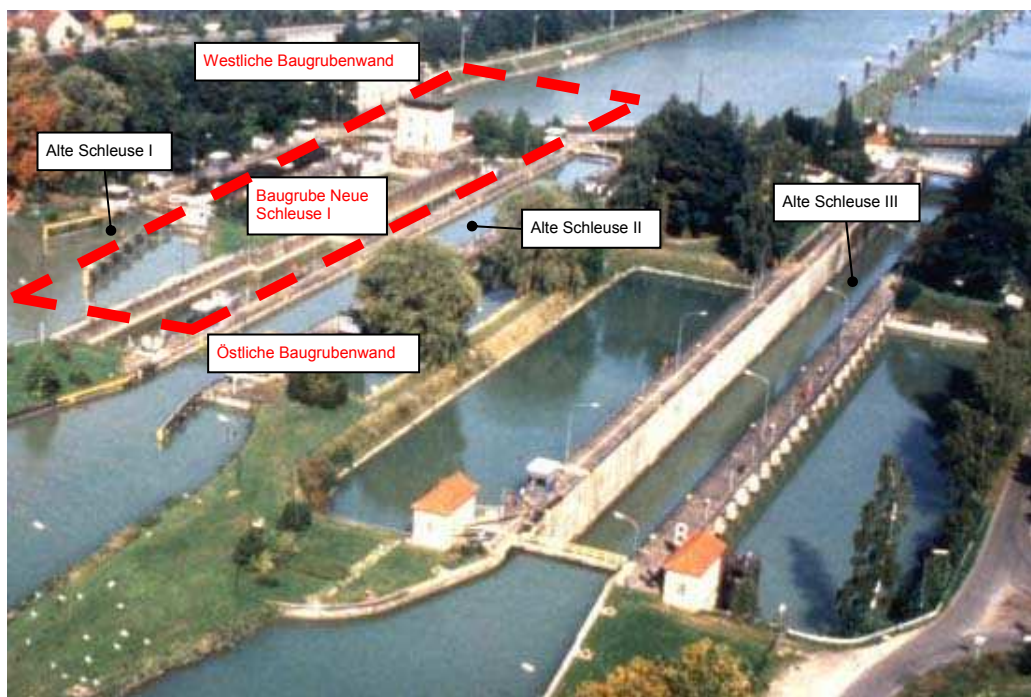


Bild 1: Schleusenanlage Münster mit Lage der Baugrube

Die Baugrube für den ersten Teil der Zwillingschleuse gliedert sich in einen westlichen und einen östlichen Teil (vgl. Bild 1). Die beiden Bereiche unterscheiden sich dadurch voneinander, dass die Ostseite Teile der sich noch in Betrieb befindenden alten Schleuse Münster II umfasst. Der Baugrund im Bereich der Schleuse besteht überwiegend aus festem Mergel und einer Auffüllung. Bereichsweise steht außerdem eine Bodenschicht aus verwittertem Mergel an, die allerdings nur von sehr geringer Mächtigkeit ist. Bei dem Baugrubenverbau handelt es sich um ein- bis vierfach verankerte Spundwände. Die maximal zulässige Gebrauchslast der Anker beträgt 500 kN. Da die Spundwände auf Grund der großen Festigkeit der anstehenden Mergelschicht bei der Herstellung des Baugrubenverbaus nicht in den Mergel gerammt werden können, wurde zunächst durch Bohrungen ein Schlitz hergestellt, der mit Kies verfüllt wurde. Anschließend wurden die Spundwände in die Kiesfüllung gerammt.

2 Finite Elemente Berechnungen

Von der BAW, Abteilung Geotechnik wurden nicht nur das Baugrundgutachten erstellt, sondern auch Abschnitte des Baugrubenverbaus mit dem FE-Programm PLAXIS bemessen. Die Berechnung diente zur Dimensionierung der Anker sowie der Spundwände. Außerdem war die erforderliche Einbindelänge der Spundwände bezüglich einer ausreichenden Sicherheit gegen Hydraulischen Grundbruch von Interesse. Zusätzlich wurden Verformungsprognosen für die im Betrieb befindliche Schleuse erstellt. Zur Abbildung der Bodenarten wurde den PLAXIS-Berechnungen das Mohr-Coulomb-Modell zu Grunde gelegt. Im Rahmen der Berechnungen für die Ostseite wurden auch Schleusungsvorgänge berücksichtigt. Bild 2 zeigt das FE-Modell eines mehrfach verankerten Baugrubenabschnitts der Ostseite für die Position 8.

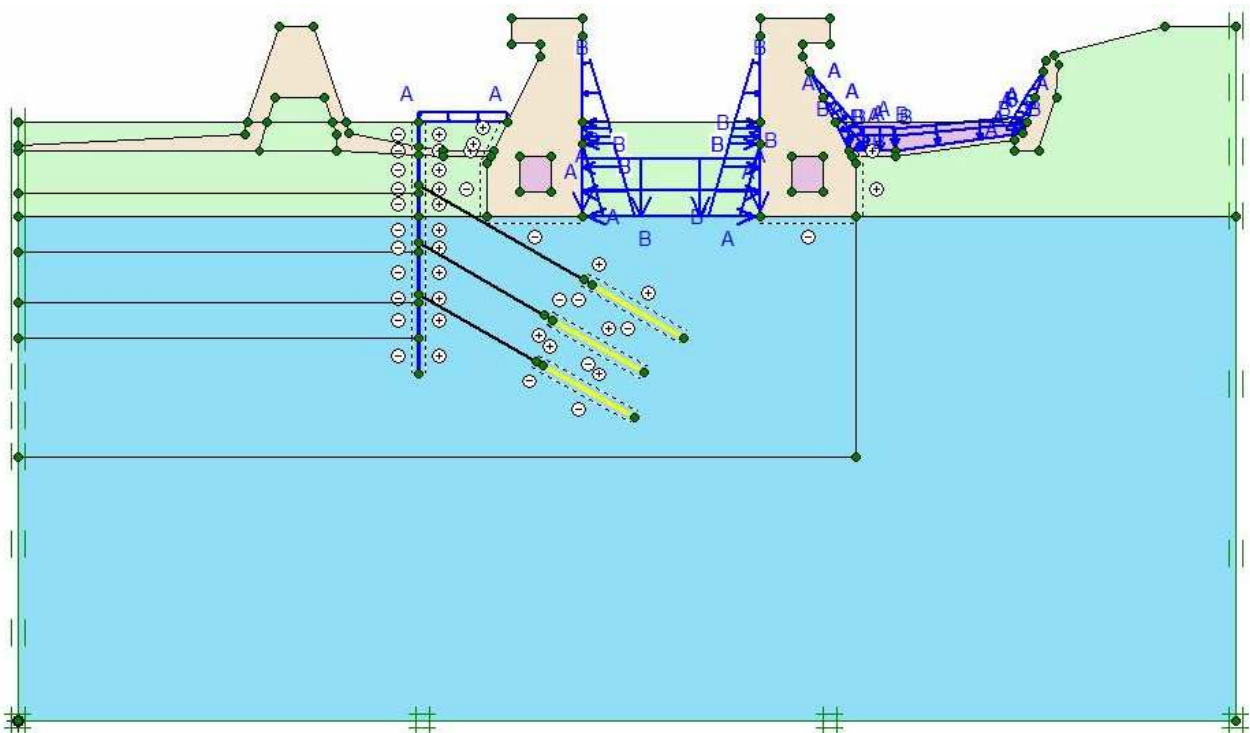


Bild 2: FE-Modell für die Bemessung der Position 8

2.1 Bemessung des Baugrubenverbaus

Anhand der aus der FEM-Berechnung ermittelten Schnitt- und Ankerkräfte wurde die Spundwandbemessung und Ankerdimensionierung durchgeführt. Eine Vordimensionierung erfolgte mithilfe einer Stabwerksstatik des Wasserstraßen-Neubauamt Datteln. Um realistische Ergebnisse zu erhalten, wurden alle Zwischenbauzustände mit abgebildet. Zusätzlich wurde für den Bauzustand nach Erreichen der Baugrubensohle auf Grundlage einer φ -c-Reduzierung die Gesamtstandsicherheit untersucht.

2.2 Sicherheit gegen den Hydraulischen Grundbruch

Zur Bestimmung der Sicherheit gegen Hydraulischen Grundbruch werden vor der Spundwand zwei unterschiedliche Aufbruchkörper betrachtet. Zunächst wird die Sicherheit für einen hydraulischen Grundbruchkörper nach Terzaghi-Peck mit der Breite $t/2$ bestimmt. Anschließend wird geprüft, ob die erforderliche Sicherheit auch für die Kiesschicht alleine erreicht werden kann. Da eine ausreichende Sicherheit nur mit einer sehr großen Einbindetiefe der Spundwand nachgewiesen werden konnte, wurden statt dessen vier alternative Maßnahmen zur Sicherung der Baugrube gegen Hydraulischen Grundbruch untersucht. Dazu zählen das Bohren von Entlastungsbrunnen in der Baugrube, die Anordnung von Schlitzten in der Spundwand, die Abdichtung der Kiesschüttung unterhalb der Oberkante der Mergelschicht auf der hinterfüllten Seite der Spundwand sowie eine Kombination der beiden letztgenannten Maßnahmen. Für die Ermittlung der Grundwasserpotenziale wurde das in Bild 3 dargestellte FE-Modell verwendet. Als Ausführungsvariante wurde eine Kombination zwischen einer Abdichtung der Kiesschicht und der Anordnung von Sickerschlitzten gewählt, da auf diese Weise auch bei Ausfall eines der beiden Systeme eine ausreichende Sicherheit gegen Hydraulischen Grundbruch nachweislich gewährleistet werden kann.

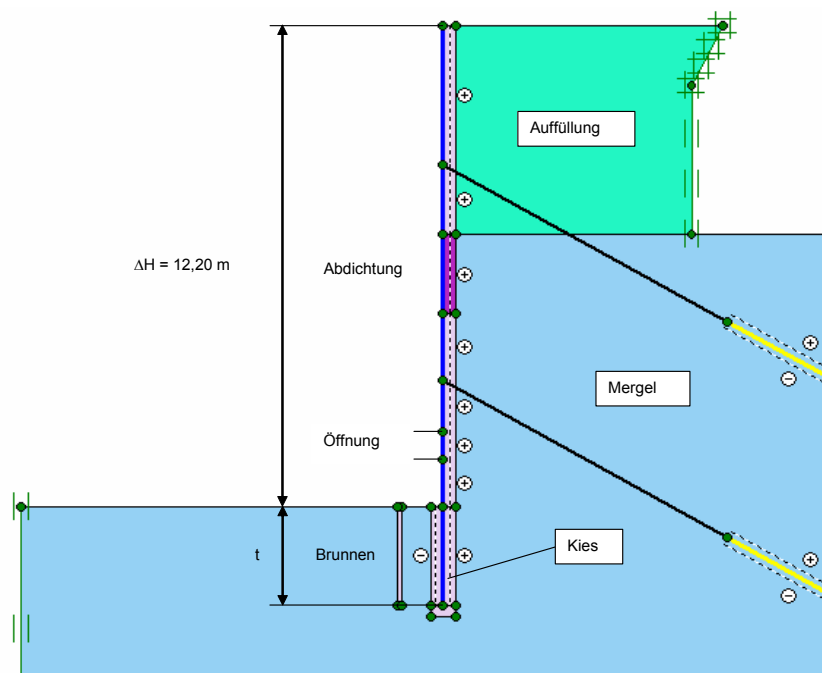


Bild 3: FE-Modell für Berechnung des Grundwasserpotenzials

2.3 Verformungsprognose für die alte Schleuse

Parallel zu den oben dargestellten Berechnungen konnten auch die Verschiebungen an der alten Schleuse prognostiziert werden. Das Bild 4 zeigt exemplarisch die für die Position 8 berechneten horizontalen Verschiebungen an vier Punkten der Schwergewichtsmauern für den jeweiligen Bauzustand.

3 Bauwerksüberwachung

Zur Überprüfung der durchgeführten FEM-Berechnungen und zur Beweissicherung wurden verschiedene Messungen baubegleitend durchgeführt. So wurden die Kammerweite in der alten Schleuse, die Neigung an deren Schwergewichtsmauern, Porenwasserdrücke unter der Schleuse, einzelne Ankerkräfte und die Durchbiegung an der Spundwand gemessen. Mithilfe eines Alignements wurde eine Redundanz für die Kammerweitenmessung erreicht (Bild 5), wobei sich jedoch bis zu 1 cm kleinere Verformungen ergaben als aus der direkten Streckenmessung mit einem Messband. Die maximale Aufweitung der Schleusenkammer lag bei ca. 7 cm am Block 13, der im Bereich der Position 8 liegt. Während der einzelnen Bauzustände wurden deshalb basierend auf den FEM-Berechnungen die noch zu erwartenden Verformungen abgeschätzt und die Standsicherheit der Schwergewichtsmauern der alten Schleuse bestätigt.

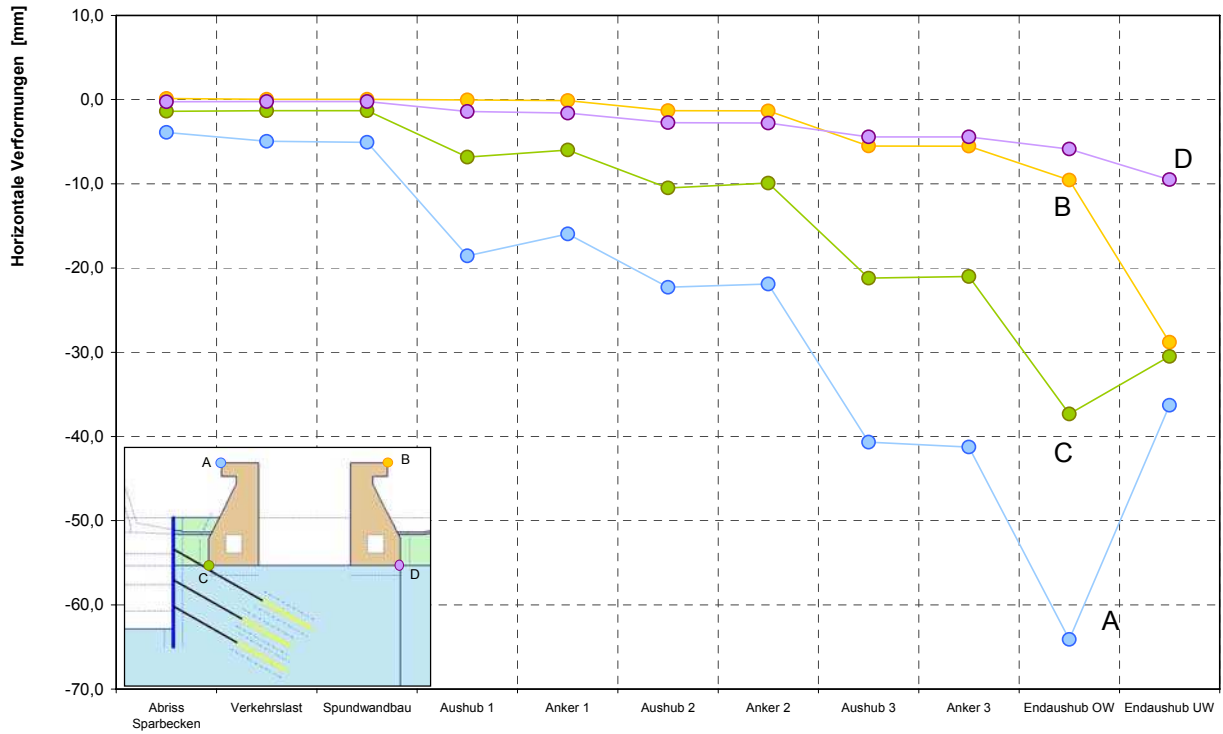


Bild 4: Verformungsprognose für die alte Schleuse für die Position 8

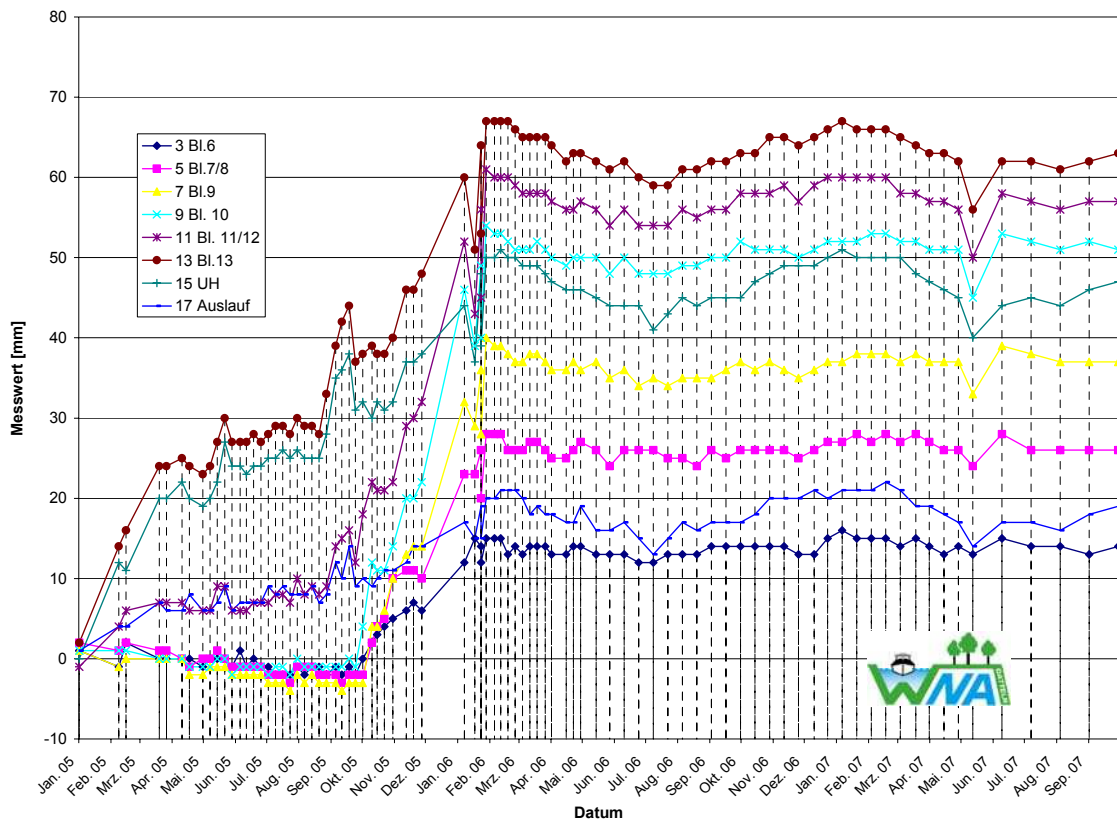


Bild 5: Ergebnis des Alignments für die Kammerweitenänderung

4 Vergleich Prognose und Messungen

Exemplarisch werden im Bild 6 die gemessenen mit den prognostizierten (in Klammern) Verschiebungen und Ankerkräften für die Position 8 verglichen. Es zeigt sich bei den Verschiebungen eine sehr gute Übereinstimmung. Der Einfluss der Baugrube auf die in Bild 6 rechte Schwergewichtsmauer der Schleuse wurde in der FEM-Berechnung überschätzt. Die Inklinometermessungen konnten erst nach Aushub bis zur ersten Ankerlage begonnen werden, sodass hier die Gesamtverformungen nicht verglichen werden können. Die Verschiebungen für die maßgebliche Schwergewichtsmauer an der Baugrube konnten jedoch gut erfasst werden. Die Ankerkräfte an der Spundwand waren durchweg geringer, da der Porenwasserdruck im Mergel wesentlich günstiger war, als in den statischen Berechnungen angenommen.

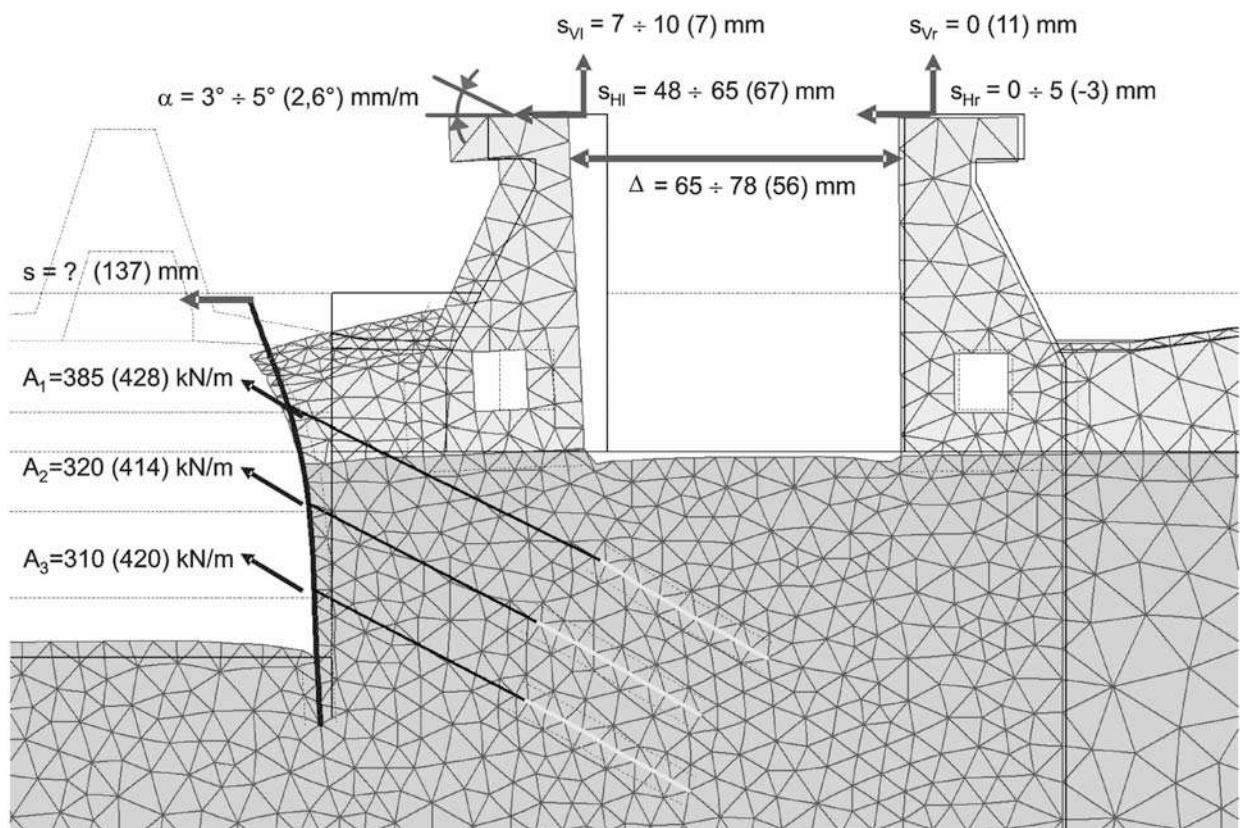


Bild 6: Vergleich der Messungen mit den Berechnungen

5 Zusammenfassung

Die Herstellung der Baugrube für den ersten Teil der neuen Zwillingschleuse Münster hat gezeigt, dass mithilfe der FEM und einer angepassten messtechnischen Überwachung auch schwierige Bauvorhaben im Bestand erfolgreich gemeistert werden können. Auf diese Weise konnte die Standsicherheit der alten Schleuse ständig sichergestellt werden.

Literatur

[1] B. Maßmann, Baumaßnahmen an der Kanalstufe Münster, Sonderausgabe Binnenschifffahrt, 1999



Herstellung der Baugrube für Schleuse Uelzen II mit dichtender Düsenstrahlsohle

Jan Kayser, Bernhard Odenwald, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe
Wolfgang Oltmanns, Prof. Rodatz & Partner, Braunschweig

1 Bauwerk

Im Verlauf des Elbeseitenkanals (ESK) überwinden die Schleusen Uelzen I und Uelzen II einen Höhenunterschied von 23 m. Die Schleuse Uelzen I wurde 1976 fertig gestellt. Zur Erhöhung der Schleusungskapazitäten und zur langfristigen Betriebssicherheit des Kanals wurde die Schleuse Uelzen II von 1998 bis 2006 gebaut und am 8. Dezember 2006 eingeweiht. Bild 1 zeigt die neue und alte Schleuse.



Bild 1: Neue Schleuse Uelzen II (links) und alte Schleuse Uelzen I (rechts); Foto: NBA Hannover

Der Baugrund im Baufeld besteht i. w. aus Geschiebemergel und den Unteren Sanden (s. Bild 2). Der Geschiebemergel hat überwiegend halbfeste Konsistenz ($c_u = 200 - 700 \text{ kN/m}^2$). Die Unteren Sande bestehen aus enggestuftem Mittel- und Feinsand. Sie besitzen größtenteils eine sehr große Festigkeit und Lagerungsdichte, die Spitzendrücke aus der Spitzendrucksondierung CPT liegen i. d. R. bei $q_c > 50 \text{ kN/m}^2$.

Das Grundwasserpotenzial steht bei ca. NN +45 m an. Der gering durchlässige Geschiebemergel spannt das Grundwasser im Bereich der Baugrube an. Die Schleusensohle auf NN +30 m liegt ca. 15 m unter dem Grundwasserpotential. Die bestehende und die neue Schleuse haben einen Achsabstand von 70 m. Der lichte Abstand beträgt 30 m (s. Bild 2).

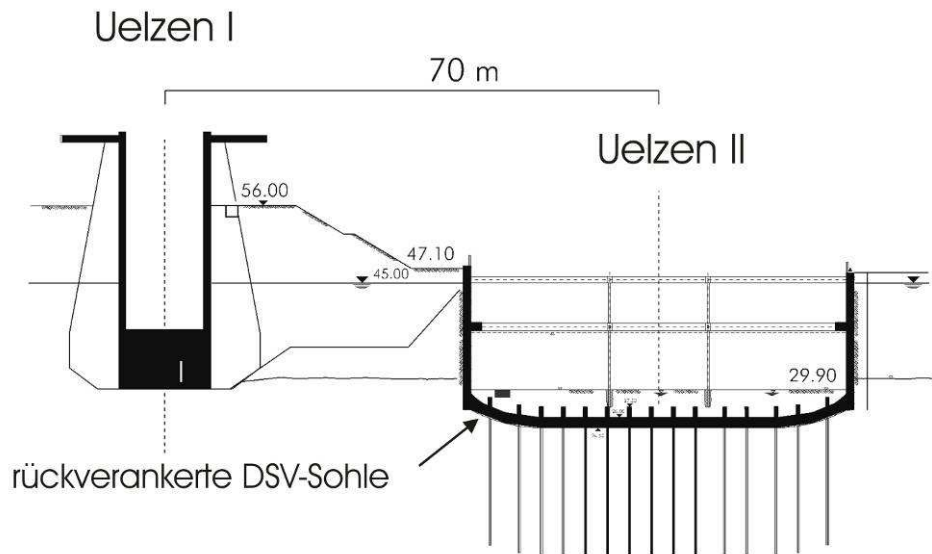


Bild 3: Baugrube mit vertikal rückverankerte Düsenstrahlsohle

Der Bauablauf war wie folgt:

1. Stahlbeton-Schlitzwand und Querschotte,
2. Voraushub von ca. 3 m,
3. Herstellung rückverankerte DSV-Sohle,
4. Pumpversuche zur Überprüfung der Dichtigkeit der Baugrube,
5. Herstellung Mittelstützen und 1. Steifenlage,
6. sukzessiver Bodenaushub und Einbau der 2. Steifenlage, Endaushub.

2.2 Düsenstrahlsohle

Die DSV-Sohle besteht aus den so genannten Tragsäulen, in denen ein GEWI-Anker zur Sicherstellung der Auftriebssicherung der Sohle eingebunden ist, und aus den Füllsäulen (s. Bild 4). Für die Tragsäulen galten erhöhte Anforderungen an die Festigkeit. Auf den Tragsäulen war als zusätzliche Sicherheit für die Einbindung der Pfähle in die Sohle noch ein Pfahlkopf von 1,5 m Länge gedüst, so dass die gesamte Verankerungslänge eines Gewi-Stabes in die Sohle 3 m betrug.

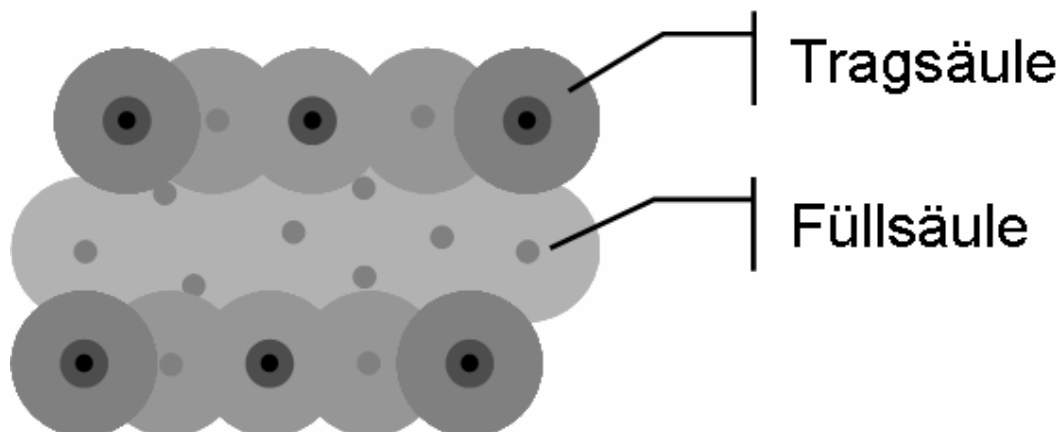


Bild 4: Sohle aus Trag- und Füllsäulen

Die Herstellung der Sohle erfolgte in 3 Phasen, jede für sich frisch in frisch (s. Bild 4: 1. Phase dunkelgrau, 2. Phase mittelgrau, 3. Phase hellgrau). Während die Tragsäulen und die jeweils verbindenden Füllsäulen (Bild 4, dunkel- und mittelgrau) in einem festen Raster erstellt wurden, erfolgte die Festlegung der Ansatzpunkte für die Füllsäulen im 3. Schritt nach Auswertung der Vermessungsdaten (s. u.) aus den ersten beiden Herstellschritten („dynamische Werkplanung“).

Für die Düsenstrahlarbeiten kam das 3-Phasen-Verfahren mit einer luftummantelten Zementsuspension als Schneidstrahl zum Einsatz.

Es war ein umfangreiches System zur Qualitätssicherung erforderlich. Von jeder Bohrung wurden der Bohransatzpunkt geodätisch und der Bohrlochverlauf mit einem im Bohrgestänge integrierten Inklinometer gemessen. An einer Vielzahl von Säulen wurde zusätzlich der Durchmesser mit einer Tastsonde bestimmt. Diese Daten wurden zeitnah in einem Lageplan ausgewertet. Mögliche Fehlstellen in der Sohle konnten so detektiert und ggf. mit Zusatzsäulen geschlossen werden.

Ergänzend wurden Kernbohrungen durch die Sohle gebohrt und daraus Proben für Festigkeitsuntersuchungen genommen.

Auf Grund des hohen Wasserüberdruckes von ca. 15 mWS bestand die Gefahr eines Hydraulischen Grundbruches in der verbleibenden Bodenüberdeckung oberhalb von möglichen, mit Sand gefüllten Fehlstellen in der Düsenstrahlsohle (z. B. infolge DÜSSchatten). Um die Gefährdung durch Fehlstellen beurteilen zu können, wurden von der BAW zur Ermittlung kritischer Fehlstellendurchmesser Finite-Elemente-Berechnungen mittels eines rotationsymmetrischen, vertikal-ebenen Grundwasserströmungsmodells durchgeführt (Bild 5).

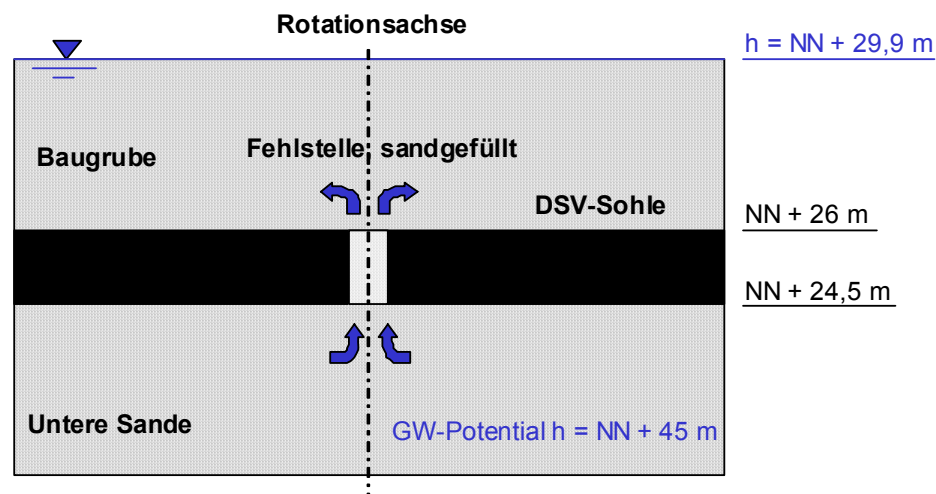


Bild 5: Berechnungsmodell für bodengefüllte Fehlstelle

In Abhängigkeit vom Fehlstellendurchmesser und der über der Dichtungssohle verbleibenden Bodenüberdeckung wurden der Durchfluss durch die Fehlstelle sowie die Strömungskräfte ermittelt. Darauf basierend wurde die Sicherheit gegen Hydraulischen Grundbruch nach dem Ansatz von Bieberstein [Bieberstein et al, 1999] bestimmt. In Bild 6 sind die Sicherheiten gegen Hydraulischen Grundbruch sowie der resultierende Durchfluss in Abhängigkeit vom Fehlstellendurchmesser für die Bodenüberdeckung der Düsenstrahlsohle von 3,9 m Überdeckung dargestellt. Danach ergibt sich für eine Sicherheit gegen Hydraulischen Grundbruch von $\eta = 1,5$ der kritische Durchmesser einer bodengefüllten Fehlstelle zu ca. 1,1 m und der resultierende Zufluss zu ca. 2,2 l/s.

Zur Überprüfung der fertiggestellten Dichtsohle wurde vor dem Baugrubenaushub in den durch Querdichtwände abgetrennten Teilbaugruben mit einer Grundfläche von maximal ca. 4.000 m² jeweils ein Pumpversuch durchgeführt. Dabei wurde der Grundwasserstand innerhalb der abgedichteten Teilbaugrube bis unter das geplante Aushubniveau abgesenkt. Die Auswertung der Pumpversuche ergab einen

maximalen, flächenbezogenen Zufluss in die Teilbaugruben von ca. 0,2 bis 0,5 l/(s·1000 m²). Daher konnten kritische, einen Hydraulischen Grundbruch beim Baugrubenaushub verursachende Fehlstellen in der Sohldichtung auf Grund der bei den Pumpversuchen im Vergleich zum kritischen Zufluss durch einzelne Fehlstellen festgestellten geringen Zuflüssen mit hoher Wahrscheinlichkeit ausgeschlossen werden (vgl. Bild 6).

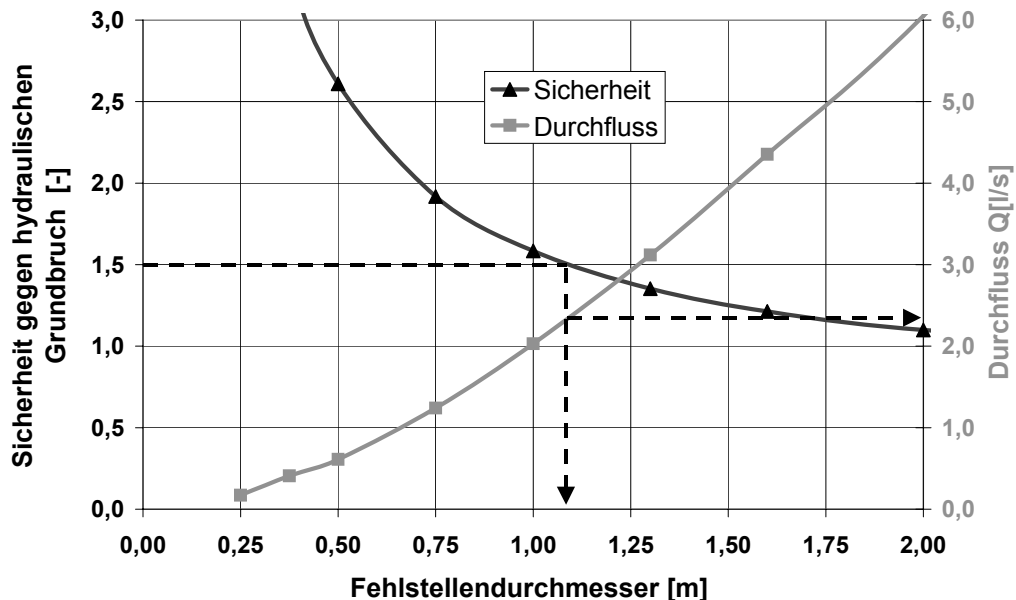


Bild 6: Kritischer Durchmesser für bodengefüllte Fehlstelle

3 Wassereintritte in die Baugrube

Der vorletzte Teilaushub der Baugrube erfolgte bis zum Übergang vom Mergel zu den Unteren Sanden. Während dieses Teilaushubs kam es zu einem Wasseraustritt am Böschungsfuß, wobei zunächst sichtbar Boden ausgetragen wurde. Die Ausflussrate wurde zu etwa 180 m³/h geschätzt. Da der Austrag von Boden an der Austrittsstelle nicht mit Sicherheit gestoppt werden konnte und die bestehende Schleuse möglicherweise durch die andauernde Grundwasserabsenkung gefährdet war, musste die Baugrube geflutet werden. Bild 7 zeigt den Wasserzutritt schematisch im Querschnitt.

Zur Lokalisierung des Lecks wurde der Aushub in der gefluteten Baugrube unter Wasser fortgesetzt und dazu im Bereich der Austrittsstelle der Geschiebemergel ausgehoben. Danach wurde die Baugrube schrittweise gelenzt und versucht, mit verschiedenen Messverfahren das Leck zu orten. Dabei wurde angenommen, dass das Leck mit zunehmendem Wasserdruck wieder aktiviert wird und erneut Grundwasser in die Baugrube einströmt. Erstaunlicherweise hatte sich aber während der Flutung der Baugrube das Leck offensichtlich so weit gedichtet, dass selbst nach dem kompletten Lenzen der Baugrube kein Wasserzutritt mehr festgestellt werden konnte. Auch eine weitere Lecksuche mit zeitweisem Aushub bis NN + 30 m blieb erfolglos. Allerdings wurden bei diesem Aushub Teile von Düskerzen mit mittigen hohlen Strömungskanälen gefunden, deren Wirkung weiter unten beschrieben wird. Die Arbeiten wurden unter einem verschärften Sicherheitskonzept fortgesetzt.

Einige Tage nach Fortsetzung der Arbeiten trat in unmittelbarer Umgebung des vorherigen Wasserzutritts schlagartig erneut Wasser in die Baugrube ein, wobei ungefähr 1 Tag vorher von NN +32 m auf NN +29,6 m ausgehoben worden war. Die Austrittsstelle wurde sofort mit Geotextil belegt und anschließend mit Kies und Sand überschüttet, bis ein stabiler Zustand erreicht war. Das durch die Aufschüttung in die Baugrube einströmende Wasser wurde abgepumpt. Nachfolgend durchgeführte Sondierungen zeigten eine Auflockerung der Sande unter der DSV-Sohle über ca. 1 m Höhe. Die Leckage wurde von einer Aufschüttung aus, die bis kurz über die Druckhöhe des Grundwassers außerhalb der Baugrube

reichte, saniert. Zuerst wurde Quarzsand von unten in die Fehlstelle eingespült, der durch die hohe Strömungsgeschwindigkeit in dem Strömungskanal im Wasser mitgeschleppt wurde und somit nach und nach den Strömungskanal füllte. Durch diese Maßnahme konnten die eintretenden Wassermengen bereits erheblich reduziert werden. Anschließend wurde Zementsuspension und Weichgel injiziert.

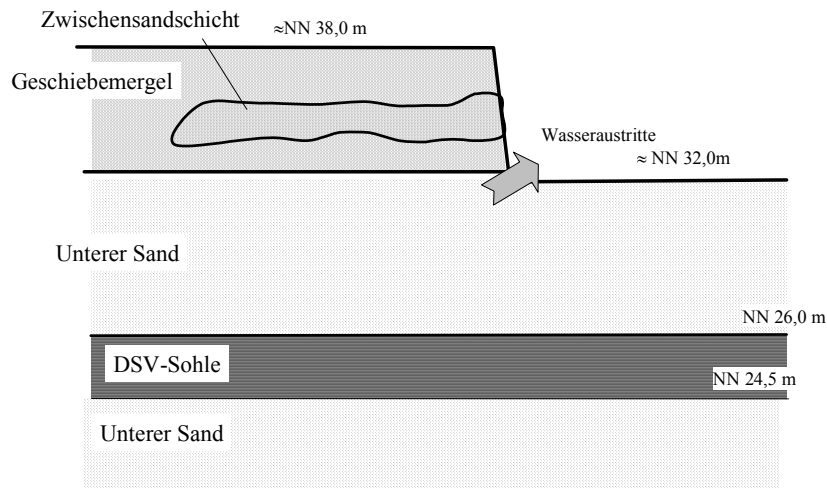


Bild 7: Situation beim Wasserzutritt

Nach Beendigung der Sanierung wurde die Aufschüttung abgetragen. Hierbei war auf einem Niveau von ca. NN +30 m der in den Strömungskanal eingespülte Quarzsand zu erkennen (s. Bild 8).



Bild 8: Quarzsand im Strömungskanal

In unmittelbarer Nähe des Quarzsandes wurde mit Rammsondierung eine Auflockerungen bis ca. 1 m über die DSV-Sohle festgestellt. Weitere Sondierung im Abstand von 0,5 bis 1 m zeigten bereits mitteldichte bis dichte Lagerung der Sande.

4 Strömungskanäle als mögliche Ursache der Wassereintrüche

4.1 Strömungskanäle in Düskerzen

Wie bereits oben beschrieben, wurden bei der Suche nach der Leckage DSV-Kerzen gefunden, die in ihrer Achse Hohlräume mit einem Durchmesser von 1 cm bis zu 1 dm aufwiesen (siehe Bild 9). Die Hohlräume waren zwischen einigen dm bis zu wenigen m lang. Es wurde u. a. ein Kerze gefunden, deren Hohlraum bis ca. $\frac{1}{2}$ m oberhalb der DSV-Sohle mit einem Bewehrungsseisen befahrbar war (Länge ca. 3,5 m).



Bild 9: DSV-Kerzen mit Hohlräumen

Im Zuge des weiteren Aushubes wurden einige DSV-Kerzen einer genaueren Betrachtung unterzogen. Hierbei zeigte sich, dass 4 verschiedene „Klassen“ der Kerzen vorhanden sind, von denen jeweils mehrere Kerzenabschnitte angetroffen wurden:

- Kerzen mit im Querschnitt durchgehend hoher DSV-Festigkeit,
- Kerzen mit im Zentrumsbereich (\varnothing ca. 5 – 12 cm) hellerem DSV-Material mit geringer Festigkeit
- Kerzen mit einer flüssigen Sand-Zement-Wasser-Mischung oder Sand-Wasser-Mischung im Zentrumsbereich (\varnothing ca. 5 cm),
- Kerzen mit einem Hohlraum im Zentrumsbereich (\varnothing ca. 1 – 10 cm).

4.2 Hydraulische Wirkung von Strömungskanälen

Auf Grund der Ergebnisse der Pumpversuche und der durchgeführten Qualitätssicherungsmaßnahmen bei der Herstellung der Sohldichtung konnten sandgefüllte, kritische Fehlstellen mit einem Durchmesser von mehr als 1 m als Ursache für die Wasserzutritte weitgehend ausgeschlossen werden. Der Durchfluss und die Sicherheit gegen Hydraulischen Grundbruch werden bei sandgefüllten Fehlstellen maßgeblich durch den hohen Potenzialabbau im Bereich der Fehlstelle in der Sohle bestimmt. Auf Grund der in einzelnen DSV-Säulen und -Kerzen festgestellten Hohlräume konnte jedoch von der Existenz durchgehender, nicht sandgefüllter Strömungskanäle in der Sohldichtung ausgegangen werden. Um den Einfluss dieser hohlen Strömungskanäle zu untersuchen, wurden numerische Berechnungen mittels einem vereinfachten rotationssymmetrischen Modell durchgeführt (Bild 10).

Abgebildet wurde die Situation vor dem zweiten Wassereintruch mit einem innerhalb der Baugrube auf NN +29,5 m abgesenkten Grundwasserstand und einem Aushubniveau von ca. NN +32 m. Dabei wurde ein vertikaler, unterhalb der Aushubebene endender Strömungskanal mit einem konstanten Durchmesser von 0,1 m von der Unterkante der DSV-Sohle bis zur Oberkante der DSV-Kerze angenommen. Die Länge L des Strömungskanals bzw. die Dicke z der darüber verbleibenden Bodenüberdeckung wurde variiert. In Bild 11 sind wiederum die Sicherheit gegen Hydraulischen Grundbruch (schwarze Linie) und der resultierende Durchfluss (graue Linie) dargestellt. Daraus ist ersichtlich, dass bei diesen Randbedingun-

gen mit einem durchgehenden hohlen Strömungskanal mit einem Durchmesser von lediglich 10 cm eine Sicherheit gegen Hydraulischen Grundbruch von $\eta = 1$ erst bei einer Bodenüberdeckung von ca. 4 m erreicht wird. Der Durchfluss durch den hohlen Strömungskanal ist nur in relativ geringem Maß von der Überdeckungshöhe der Ausflussebene abhängig und beträgt ca. 0,6 – 0,7 l/s.

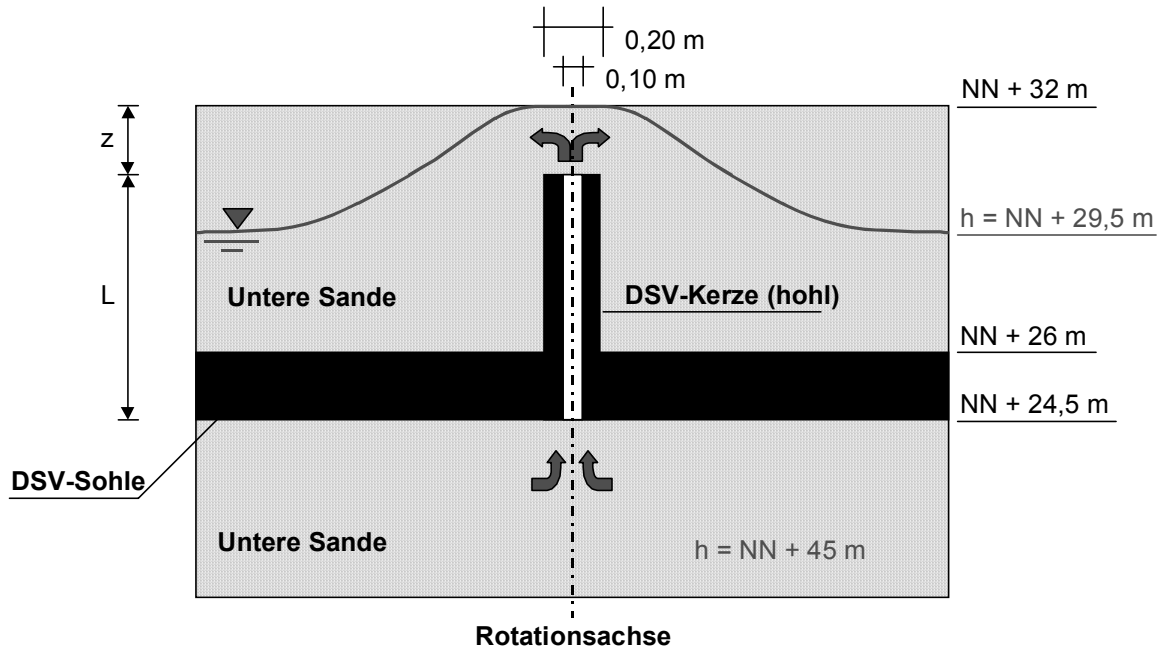


Bild 10: Wasserzutritt durch eine hohle, nicht sandgefüllte DSVI-Säule und -Kerze

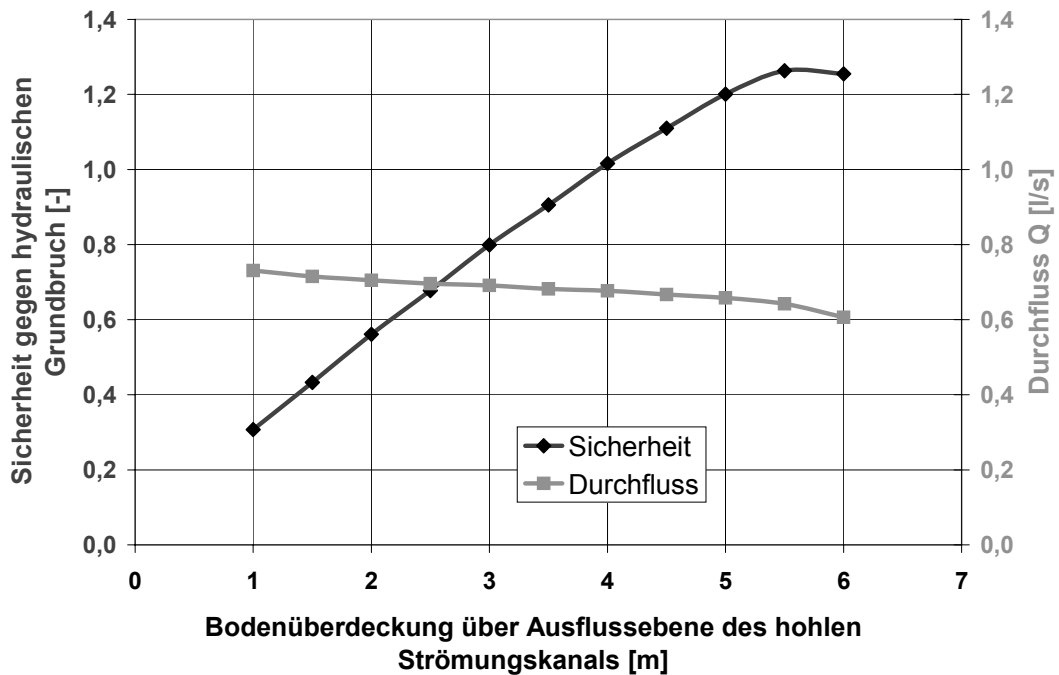


Bild 11: Sicherheit gegen Hydraulischen Grundbruch über einer hohlen, nicht sandgefüllten DSV-Kerze

Es ist jedoch nicht davon auszugehen, dass bereits bei der Überprüfung der Sohldichtung mittels Pumpversuch ein derartiger in den Unteren Sanden endender, an der Oberkante offener und nicht sandgefüllter Strömungskanal existiert hat, da ein konzentrierter Wasserzufluss in o. g. Größenordnung beim Pumpversuch wahrscheinlich festgestellt worden wäre. Vielmehr ist anzunehmen, dass der Strömungskanal zunächst keine Verbindung zu den Unteren Sanden oberhalb der Sohldichtung hatte und erst infolge der Reduzierung der Auflast beim Aushub der Baugrube ein Aufbruch des Strömungskanals stattgefunden hat.

4.3 Entstehung von Strömungskanälen

Wichtig für die Schadensanalyse ist die mögliche Entstehung der Strömungskanäle. Es ist davon auszugehen, dass in einer DSV-Sohle herstellbedingt fuchsgangartige Kanäle mit mehreren cm Durchmesser entstehen, z. B. infolge Düsschatten. Diese sind zunächst mit Sand gefüllt, daher bei kleinem Durchmesser hydraulisch kaum wirksam (vgl. Bild 6) und auch in Pumpversuchen nicht detektierbar.

Hohlräume können dagegen auf und über der DSV-Sohle entstehen. Während und nach dem Produktionsprozess laufen im flüssigkeitsgefüllten Hohlraum (DSV-Sohle mit Kerze) folgende Prozesse ab (vgl. Bild 12).

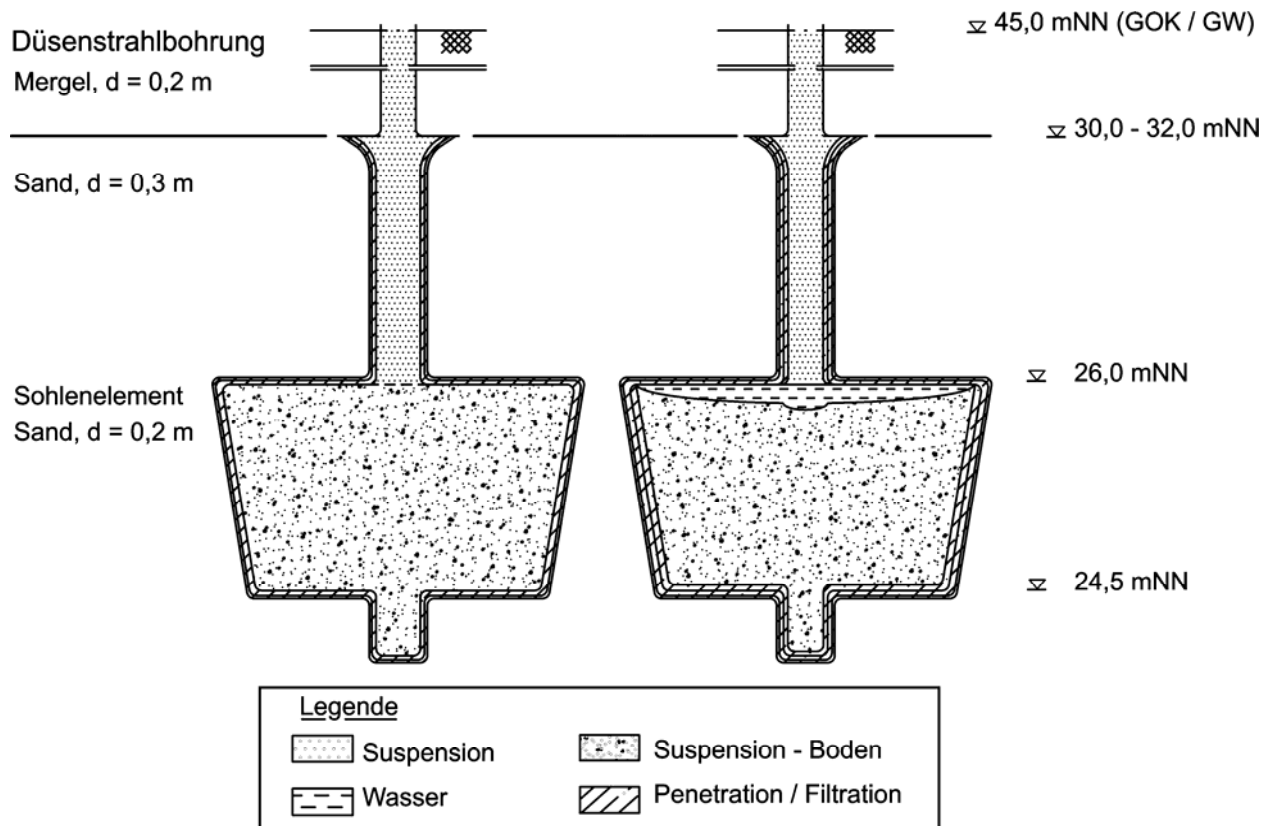


Bild 12: Filtration und Sedimentation in flüssigem DSV-Material

Nach der Herstellung einer Säule ist das DSV-Material flüssig und steht unter einem hydrostatischen Überdruck von ca. 1,5 - 2 bar. Durch diesen Überdruck filtert Wasser in den umgebenden Sand ab und Suspension dringt in den Sand ein. Beim Abfiltern konzentriert sich Feststoff und insbesondere Zement an der Grenzschicht Boden/Suspension. So entsteht an der Grenzschicht Düsenstrahlsuspension – Boden relativ schnell eine sehr feste Schale von wenigen cm Dicke (vgl. Bild 12, „Penetration, Filtration“). Infolge der Filtration wachsen die zunächst mit Flüssigkeit gefüllten Hohlräume insbesondere in den Kerzen zu.

Mit Abschluss des Düsens beginnt die Sedimentation. Bei der Sedimentation sinken Feststoffe (Boden/Zement) in der Suspension ab, während sich im oberen Bereich wasserreiche Suspension bzw. Wasser absetzt.

Parallel zur Filtration und zur Sedimentation steift in der DSV-Kerze die Suspension an. Die ansteifende Suspension bildet in der schlanken Bohrung im Mergel ($\varnothing < 0,2 \text{ m}$) eine Art „Stopfen“, der das Nachfließen der Suspension von oben, zumal bei reduziertem hydrostatischem Druck (s. o.), verhindert ('Partielle Sedimentation'). Aus dem Zentrum der unter dem „Stopfen“ liegenden DSV-Kerze kann (zäh)flüssige Suspension (Dichte bis $2,0 \text{ t/m}^3$) in einem Umwälzungsprozess (s. u.) in das Wasserreservoir (Dichte $\approx 1,1 \text{ t/m}^3$ infolge Sedimentation) eindringen ('fingering' [SCHEIDEGGER, 1960]) und wird durch Wasser bzw. wasserreiche Suspension ersetzt (s. Bild 13). In der DSV-Kerze entsteht ein Schlot.

Das Volumen des Reservoirs über einer Säule ($\varnothing 2 \text{ m}$) beträgt bei einem Absetzmaß von 5 % ca. 240 l. Bei einer „frisch-in-frisch“-Produktion kann das Volumen entsprechend größer sein. Das Volumen eines Schlotes mit einem Durchmesser von 10 cm beträgt etwa 8 l/m. Theoretisch könnte also ein $240/8 = 30 \text{ m}$ langer Schlot mit Wasser aus dem Reservoir gefüllt werden. Die Länge des Schlotes wird also durch Lage des durch die ansteifende Suspension gebildeten „Pfropfens“ in der Kerze, durch die Geometrie der DSV-Säule und der Kerze und durch die Herstell(zeit)folge bestimmt.

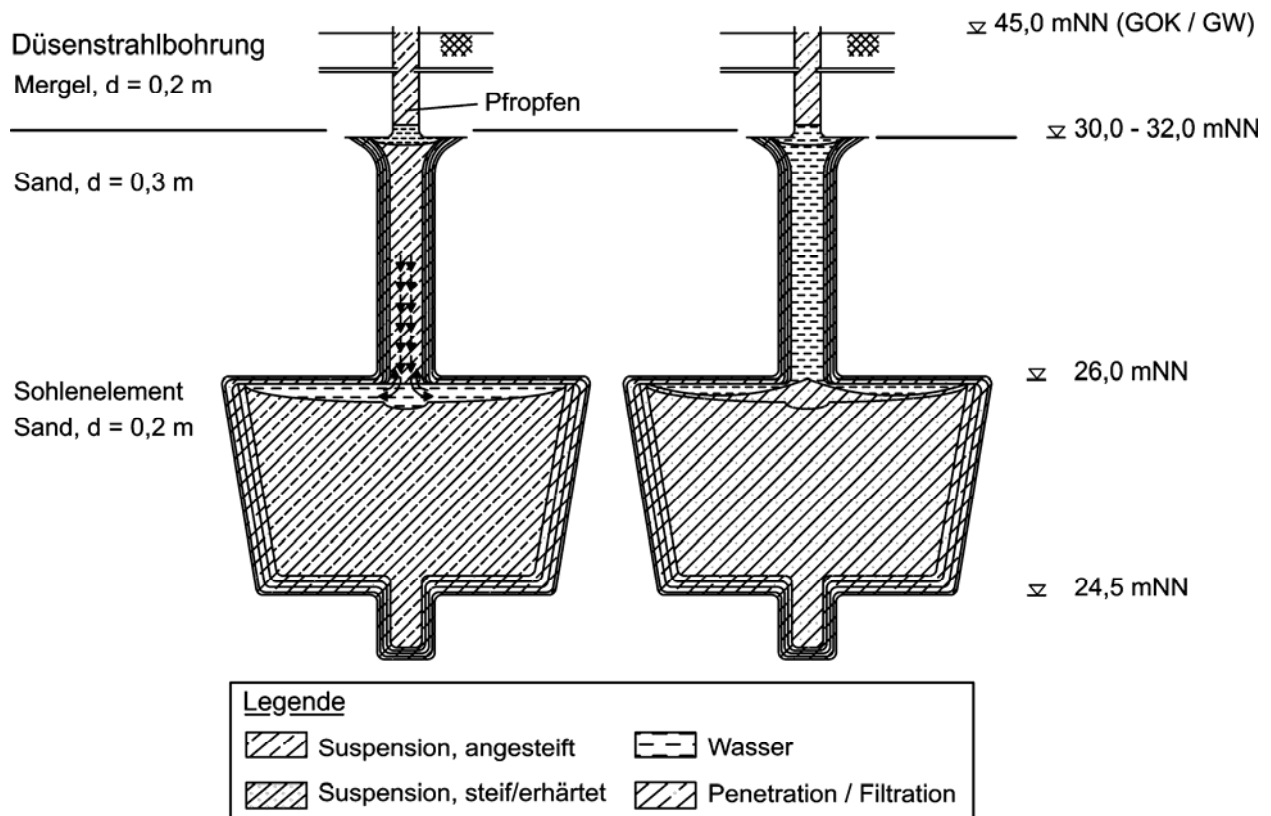


Bild 13: Umwälzungsprozess in der Suspension

Solange das von festem Düsenstrahlmaterial (unten) und dünnem Filterkuchen (oben) umschlossene Reservoir kein Wasser abgibt, ist es mechanisch stabil. Wasserverluste können beim Aushub durch das Freilegen von Schlotten oder durch das Brechen des sehr festen Filterkuchens bei aushubbedingter Belastung der DSV-Sohle entstehen.

Damit wird dann auch ein möglicher Fuchsgang durchströmt und dabei die Sandfüllung in den oberhalb liegenden Hohlraum erodiert. So entsteht ein von unten nach oben durchgängiger hohler Strömungskanal.



4.4 Erklärung für die Wasserzutritte in die Baugrube

Die zwei aufgetretenen Leckagen lassen sich mit den o. g. Mechanismen folgendermaßen erklären:

1. Bei der Herstellung der DSV-Sohle verblieb eine sandgefüllte Fehlstelle in der Sohle, die über die gesamte Sohlenhöhe reichte.
2. Durch Abfiltern und Sedimentation konnten zum einen an der Oberseite der DSV-Körper wassergefüllte Hohlräume entstehen, die durch die feste Schale der abgefilterten Suspension zum darüberliegenden Sand abgedeckt wurden. Je nach Herstellbedingungen konnte dieser Hohlraum auch in die DSV-Kerzen reichen und einen Schlot bilden.
3. Wenn ein wassergefüllter Hohlraum an der Oberseite der DSV-Säule und eine Fehlstelle Kontakt haben, wirkt der unter der DSV-Sohle herrschende Wasserdruck auch in dem wassergefüllten Hohlraum. Beim Baugrubenaushub von NN +38 m auf NN +32 m wurde durch die Verformung der Sohle die feste Schale der abgefilterten Suspension und damit die Abkapselung des unter hohem Wasserdruck stehenden Hohlräume zerstört.
4. Dadurch konnte sich der Wasserdruck aus dem wassergefüllten Hohlraum in den Sand über der DSV-Sohle entspannen und die so entstehende Strömung spült den Sand aus der Fehlstelle in den Hohlraum. Nach Freispülung des Strömungskanals in der DSV-Sohle nahm der hydraulische Gradient zu und die Durchflussmenge stieg an, bis das Grenzgleichgewicht zwischen Strömungskraft und Auflast überschritten wurde und ein Hydraulischer Grundbruch im tief liegenden Bereich der Baugrube mit Materialtransport durch Erosion von Sand unterhalb der DSV-Sohle verursacht wurde.
5. Nach dem Fluten der Baugrube wurde ungefähr ein Potenzialausgleich zwischen dem Grundwasser außerhalb der Baugrube und dem Wasser in der Baugrube hergestellt, wodurch der Zufluss durch den freigespülten Strömungskanal versiegte.
6. Im Laufe der Flutung der Baugrube wurde die Strömungsgeschwindigkeit in dem Erosionskanal so gering, dass sie die Sinkgeschwindigkeit der Sandkörner unterschritt. Dadurch konnte Sand von oben in den Erosionskanal fließen und ihn zumindest teilweise füllen, solange ausreichend Material zur Verfügung stand. Die Füllung mit Sand verursachte eine Abdichtung des Strömungskanals, so dass auch nach Lenzen der Baugrube und Abgrabung bis auf NN +32 m kein merklicher Wasserzutritt festgestellt werden konnte.
7. Durch den Abtrag von NN +32 m auf ca. NN +30 m wurde die Auflast über dem (teil)verfüllten Strömungskanal weiter reduziert. Dadurch wurde das Grenzgleichgewicht zwischen Strömungskraft und Auflast überschritten und es kam zu einem erneuten Hydraulischen Grundbruch mit Freispülung des Strömungskanals. Da unterhalb der DSV-Sohle bereits ein größerer Hohlraum existierte, führte der Hydraulische Grundbruch zu einem plötzlichen Wasseraustritt mit hoher Intensität.

5 Zusammenfassung und Schlussfolgerung

Im Zuge der Herstellung der Baugrube für die Schleuse Uelzen I kam es durch die horizontale Düsenstrahlsohle zu Wassereinbrüchen in die Baugrube. Die wahrscheinliche Ursache für die Wasserzutritte war zunächst eine Fehlstelle, die über die gesamte Höhe der DSV-Sohle reichte. Diese Fehlstelle hatte Verbindung mit einem wassergefüllten Hohlraum, der durch Abfiltern und Absetzen der Suspension über den DSV-Körpern entstehen und der auch teilweise als vertikaler Schlot in die DSV-Kerzen hineinreichen kann. In den Hohlraum ist Sand aus der Fehlstelle in der Sohle erodiert. Durch den so entstandenen, nicht sandgefüllten Strömungskanal (Fuchsgang) konnte das unter hohem Druck stehende Wasser nahezu widerstandslos fließen und dadurch einen Hydraulischen Grundbruch erzeugen. Nach Flutung der Baugrube füllte sich der Strömungskanal mit Sand und dichtete sich. Durch weiteren Bodenaushub wurde die Sandüberdeckung reduziert, wodurch das Grenzgleichgewicht zwischen Strömungskraft und Auflast überschritten wurde. So entstand ein Hydraulischer Grundbruch an derselben Stelle, an der sich bei der vorhergehenden Leckage bereits eine bevorzugte Wasserwegsamkeit eingestellt hatte. Dadurch wurde der alte Strömungskanal und der zugehörige, durch Materialausttrag gebildete Hohlraum unter der DSV-Sohle wieder aktiviert.



Ursächlich für die Wasserzutritte können Hohlräume in der DSV-Sohle und den DSV-Kerzen sein, die auf das Sedimentations- und Filtrationsverhalten der Suspension zurückzuführen sind. Zukünftig sollte bei entsprechenden hydraulischen Randbedingungen geprüft werden, welche Sedimentations- und Filtrationsbedingungen vorliegen.

Es ist ggf. erforderlich, das Absetzmaß der Zementsuspension auf ein Maß von unter 5 % nach 24 Stunden zu beschränken.

Literatur

Bieberstein, A., J. Herbst & J Brauns (1999): „Hochliegende Dichtungssohlen bei Baugrubenumschließungen; Bemessungsregel zur Vermeidung von Sohlaufbrüchen im Bereich von Fehlstellen“, geotechnik 22 (2).

E. Scheidegger (1960): „The Physics of Flow Through Porous Media“, University of Toronto Press.

Standicherheit der Schwellen von Sicherheitstoren

Dipl.-Ing. Charlotte Laursen
Bundesanstalt für Wasserbau, Abteilung Geotechnik

1 Einführung

Im Oktober 2005 kam es im Bereich der Baustelle der neuen Kanalüberführung des Dortmund-Ems-Kanals über die Lippe zu einem Schaden, bei dem die südlich und nördlich angrenzenden Sperrtore Datteln und Schlieker geschlossen werden mussten, um ein Auslaufen des Kanals auf die dazwischen liegende, ca. 6,5 km lange Kanalstrecke zu begrenzen (Bild 1). Auf Grund von Bedenken hinsichtlich der Standicherheit des einseitig mit Wasserdruck belasteten Sperrtores Schlieker wurde ca. drei Wochen nach dem Schadensfall auf der trockengelegten Seite des Tores eine Auflast auf die Torschwelle und die

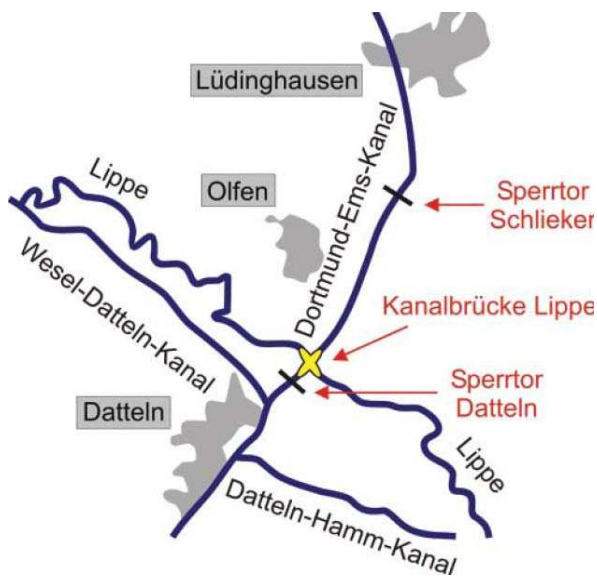


Bild 1: Lageplan

angrenzende Kanalsohle mittels Big-Bags und Sandsäcken aufgebracht. Nach Fertigstellung der neuen Kanaldoppelbrücke über die Lippe, die eigene Revisionsverschlüsse erhalten wird, ist der Abriss des in den 30er Jahren des letzten Jahrhunderts erstellten Sperrtores Schlieker geplant.

Um die Standicherheit des Sperrtores Schlieker im Hinblick auf die noch ausstehenden Baumaßnahmen am DEK gewährleisten zu können, wurden die äußere (geotechnische) Standicherheit dieses Sperrtores untersucht. Die Untersuchung erfolgte auf Grundlage der aktuellen geotechnischen Regelwerke, insbesondere DIN 1054 (2005) [1] unter Verwendung des Teilsicherheitskonzeptes. Die zu Grunde zu legenden Lastfälle wurden in Anlehnung an die Anforderungen des Merkblatts Standicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD, 2005) [2] definiert.

2 Grundlagen

Auf Grund der Dringlichkeit wurden für die Standicherheitsuntersuchung keine Baugrunderkundungen durchgeführt. Die Bestimmung der Eingangsparameter für die Standicherheitsberechnungen und die dazu erforderlichen Grundwasserströmungsberechnungen erfolgten auf Grundlage von vorhandenen Baugrundgutachten der BAW für den Bereich des Sperrtores und der angrenzenden Kanalstrecken sowie auf Basis der Bauwerkspläne.



Bild 2: Sperrtor Schlieker mit entleertem Kanal

Im nicht ausgebauten, an das Sperrtor angrenzenden Bereich weist der Kanal einen Rechteckquerschnitt mit seitlichen Spundwänden auf. Das Sperrtor besteht aus einem vertikal beweglichen, stählernen Verschlusskörper als Hub- und Senktor in Kastenbauweise und einem festen Verbindungssteg zwischen den beiden am Ufer stehenden Türmen, in denen die Antriebsanlagen und die Steuerungselektronik installiert sind. Die Torschwelle ist als massives Stahlbetonbauteil mit einer spornartigen Verlängerung an der Unterseite hergestellt (Bild 3).

5 Standsicherheiten

In allen Lastfällen ergab sich eine ausreichende Sicherheit gegen Aufschwimmen der Betonprismen. Außer für den LF 3 (Havarie) wurde auch eine ausreichende Sicherheit gegen Hydraulischen Grundbruch ermittelt. Im LF 3 ist die Sicherheit nicht ausreichend, das Grenzgleichgewicht wird jedoch nicht unterschritten. Eine Gefährdung des Bauwerkes durch einen (lokalen) Hydraulischen Grundbruch auf der trockengelegten Seite der Betonschwelle ist hier jedoch nur eingeschränkt vorhanden, da

- der Grundwasserfluss bei der Unterströmung der Betonschwelle auf Grund der geringen Durchlässigkeit des Geschiebemergels gering ist,
- ein lokaler Aufbruch zu einer Druckentlastung auf Grund der geringen Nachströmung führt und
- ein Austrag von Bodenmaterial durch die überlagernden Schichten (Sand, Kies, Betonprismen) verhindert wird.

Zusätzlich untersucht wurde die Sicherheit gegen Gleiten. Auf Grund der Form der Torschwelle erfordert der Gleitsicherheitsnachweis eine vertiefte Untersuchung. Um festzustellen, in welcher Form das Baugrundversagen eintritt (Gleiten der Schwelle auf dem Boden oder gemeinsam von Schwelle und Boden), wurde eine Spannungs-Verformungsberechnung mittels dem Finite-Elemente-Programmsystem PLAXIS durchgeführt.

Der Berechnung wurde die stationäre Grundwasserpotenzialverteilung nach Entleerung des südlichen Kanalabschnittes und Abbau des Porenwasserüberdrucks zu Grunde gelegt. Die auf der eingestauten Seite auf die Sohlschwelle und die angrenzende Kanalsohle wirkenden Wasserdrücke wurden als Auflast berücksichtigt. Auch die Sohlpflasterung beidseitig des Tores wurde als Auflast angesetzt. Die Horizontalkräfte aus dem Wasserdruck auf das Tor werden vollständig von den beiden seitlichen Türmen aufgenommen. Auf der Sohlschwelle wurde lediglich die im Vergleich zum Eigengewicht der Sohlschwelle relativ geringe Vertikalkraft aus dem Eigengewicht des Tores angesetzt. Das Materialverhalten der Untergrundschichten wurde mit Hilfe des Mohr-Coulomb-Modells abgebildet. Dabei handelt es sich um ein linear elastisch-plastisches Stoffgesetz, das häufig für eine erste Abschätzung des Baugrundverhaltens angewendet wird. Die Spannungs-Verformungsberechnung wird durch die schrittweise Reduzierung der Scherfestigkeit des Bodens auf Grundlage der Fellenius-Regel geführt. In PLAXIS wird diese Vorgehensweise als φ - c -reduction bezeichnet. Dabei werden die Scherparameter φ (Reibungswinkel) und c (Kohäsion) so weit reduziert, bis die in der numerischen Berechnung ermittelten Verformungen so groß werden, dass kein stabiler Zustand mehr ermittelt wird, was dem Versagenszustand entspricht. Mit dieser Methode kann auch der Einfluss unterschiedlicher Einwirkungen auf den maßgebenden Versagensmechanismus untersucht werden.

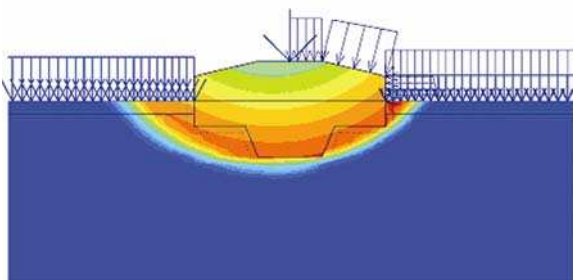


Bild 4: Verformungen im Bruchzustand

Bild 4 zeigt qualitativ die ermittelten Verformungen im Bruchzustand für einen Ausschnitt des Berechnungsmodells mit der Torschwelle. Die ermittelten Bereiche sehr großer Verformung deuten auf eine annähernd kreisförmige Gleitfuge hin. D. h. bei den vorliegenden Verhältnissen ist davon auszugehen, dass die Schwelle und ein Teil des Bodens auf einer ungefähr kreisförmigen Gleitfläche gemeinsam gleiten.

In der numerischen Verformungsberechnung wurde der Versagenszustand für einen φ - c -Reduktionsfaktor (Reduktion der Scherparameter gegenüber den charakteristischen Werten) von 1,19 ermittelt. Die numerische Berechnung ergibt somit, dass die Standsicherheit im LF 2 auf Grundlage der Grundwasserpotenzialverteilung für den stationären Endzustand zwar über dem Grenzgleichgewicht liegt, für eine relativ geringe Reduzierung der Scherparameter um den Faktor 1,19 jedoch bereits der Versagenszustand auftritt.

Eine Übertragbarkeit der Ergebnisse der numerischen Spannungs-Verformungsberechnung auf die Sicherheiten aus erdstatischen Gleichgewichtsnachweisen (Gleiten, Kippen, Grundbruch) nach DIN 1054 [1] ist normenkonform nicht möglich.



Literatur

- [1] DIN 1054:2005-01, Baugrund-Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, Beuth Verlag, Berlin, 2005
- [2] Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD), Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Karlsruhe, 2005
- [3] Grundlagen zur Bemessung von Böschungs- und Sohlensicherungen an Bundeswasserstraßen (GBB), Mitteilung der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) Karlsruhe, Nr. 85, 2002





FE-basierte Erddruckermittlung beim Neubau der Weserschleuse in Minden

Dipl.-Ing. Michael Molck, RMD Consult GmbH, Abteilung Bautechnik
Dipl.-Ing. Regina Kauther, Bundesanstalt für Wasserbau, Abteilung Geotechnik
Dipl.-Ing. (FH) Michael Höher, RMD CONSULT GmbH, Abteilung Bautechnik
Civ.-ing. (Univ. Luleå) Anne-Marie Sannebjörk, Ing.-Büro Dr. Kupfer

1 Einleitung

Am Wasserstraßenkreuz Minden wird der Mittellandkanal mit einer Wasserspiegeldifferenz von zirka 13,30 m über die Weser geführt. Mit dem Neubau der Weserschleuse Minden wird die Leistung des Nordabstiegs entsprechend den Anforderungen der zukünftigen Verkehrsstruktur erweitert.

Die Weserschleuse wird als Sparschleuse mit drei einseitig angeordneten Sparbecken geplant. Die Bauwerkslänge beträgt 214,30 m bei einer Nutzlänge von 139 m. Das Bauwerk mit einer Gesamtbreite von 74 m wird mit einem Achsabstand von 52 m zur vorhandenen Schachtschleuse Minden positioniert. Die Weserschleuse Minden wird als ein im Baugrund eingebettetes Bauwerk mit horizontaler Sohle hergestellt.

Bereits während der Entwurfsphase wurde die Erddruckeinwirkung auf der Grundlage von Finite-Element-Berechnungen ermittelt und damit der Erddruckansatz für die statischen Berechnungen in der Entwurfsphase und für die folgende Ausführungsplanung festgelegt.

2 Erddruckermittlung

2.1 Vorgehensweise

Mit der Neuformulierung der DIN 1055-100 (März 2001) „Einwirkungen auf Tragwerke“ wird auf der Grundlage entsprechender europäischer Vornormen (DIN V ENV 1991-1) auch in Deutschland das Nachweisverfahren unter Verwendung von Teilsicherheitsbeiwerten gefordert. Da verschiedene Einwirkungen wie Bodeneigengewicht, Beanspruchung aus Temperatur sowie Betriebs- und Grundwasserstände mit unterschiedlichen Teilsicherheitsbeiwerten beaufschlagt werden, müssen einem in der BAW entwickeltem Konzept folgend die entsprechenden Erddruckanteile für die Bemessung des Massivbaus getrennt bestimmt werden.

Für die Ermittlung der maßgebenden Erddruckeinwirkungen wird zunächst ein Grundlastfall definiert. Im Grundlastfall werden für den Zustand des fertig gestellten Bauwerks die Erddruckverteilung bei ständig wirkendem (minimalen) Grundwasserstand hinter dem Bauwerk und dem ständig wirkenden Schleusenwasserstand (Unterwasserstand) berechnet. Danach werden weitere Lastfälle definiert, die aufbauend auf dem Grundlastfall jeweils eine weitere (nicht ständige) Einwirkung berücksichtigen.

Im Einzelnen wurden folgende Lastfälle berechnet:

- Grundlastfall (bei ständig wirkendem Grundwasserstand und Schleuse auf Unterwasser)
- Betriebswasserstand in der Schleusenkammer auf Oberwasser
- Grundwasser im Hochwasserfall
- Temperatureinwirkung Sommer
- Temperatureinwirkung Winter
- Einwirkung aus Verkehrslasten

Für jede zusätzliche Einwirkung erfolgt eine Neuberechnung des Finite-Element-Modells. Die Differenzen zwischen den Erddruckverteilungen unter Berücksichtigung veränderlicher Lasten und der Erddruckverteilung des Grundlastfalls liefern die Differenzerrddruckverteilungen, die für die entsprechende Einwirkung gilt. Die Differenzerrddrücke können sowohl entlastend als auch belastend gegenüber der Erddruckverteilung des Grundlastfalls sein.

Die gesamte Erddruckeinwirkung für die maßgebenden Lastfallkombinationen bei der Bemessung wird durch die Überlagerung des Grundlastfalls mit den entsprechenden Differenzlastfällen gebildet (z.B. Grundlastfall + Grundwasser bei HW + Temperatur Sommer). Die Zulässigkeit der Überlagerung der Ergebnisse aus den nichtlinear ermittelten Erddruckanteilen wird durch die Berechnung von Kombinationslastfällen überprüft.

Die Berechnungsergebnisse der FE-Berechnung werden durch den Vergleich mit den nach Erddrucktheorie ermittelten Erddruckverteilungen einer Plausibilitätsprüfung unterzogen.

Ziel der Ermittlung der Erddruckeinwirkung mit einer FE-Berechnung ist die Festlegung eines realitätsnahen Erddruckansatzes unter Berücksichtigung der Bauwerkssteifigkeit und von Lastansätzen, die bei der klassischen Erddruckverteilung nicht berücksichtigt werden (z. B. Betriebswasserstände, Temperatur). Es wird erwartet, dass das Vorgehen zu einer besseren Übereinstimmung mit den wirklich vorliegenden Verhältnissen und somit zu mehr Sicherheit bei der Bemessung führt. Die Bemessung wird so mehr bedarfsorientiert durchgeführt und führt, insbesondere bei der Dauerhaftigkeit, zu einer höheren Qualität des Bauwerks.

Die Vorgehensweise setzt voraus, dass die allgemeinen Anforderungen bei der Durchführung von Finite-Element-Berechnungen erfüllt werden. Dazu gehört neben der Festlegung des Stoffgesetzes und der entsprechenden Baugrundparameter u.a. die Auswahl ausreichend großer Abmessungen des Finite-Element-Modells (Einfluss des Modellrandes auf die Berechnungsergebnisse). Der Berechnungsausschnitt sollte auch alle Bauwerksteile enthalten, die einen Einfluss auf die Bauwerks-Baugrund-Interaktion besitzen. Bei der Diskretisierung des Netzes sind die inzwischen in der Literatur dokumentierten Regeln [2, 3, 4, 5] zu beachten. Gegebenenfalls sind verschiedene Netzteilungen zu verwenden und der Einfluss der Größe der Kontinuumelemente auf die Berechnungsergebnisse zu überprüfen. Die Diskretisierung konstruktiver Elemente, wie z.B. nach dem Bau verbleibende Baugrubenverbauelemente ist vor der Ermittlung der Erddruckverteilungen zu überprüfen. Dies gilt auch für Einflüsse aus dem Ansatz von Übergangselementen (Interface), die zwischen dem Baugrund und dem Bauwerk vorgesehen werden. Bei der Diskretisierung der Verankerungselemente sind Einflüsse aus der vereinfachten ebenen Abbildung räumlicher Tragwerke (z. B. Verankerungen), zu beachten.

Die Berechnungsergebnisse werden hier in einer unabhängigen Vergleichsrechnung nach dem Vier-Augen-Prinzip verifiziert.

2.2 Anwendung

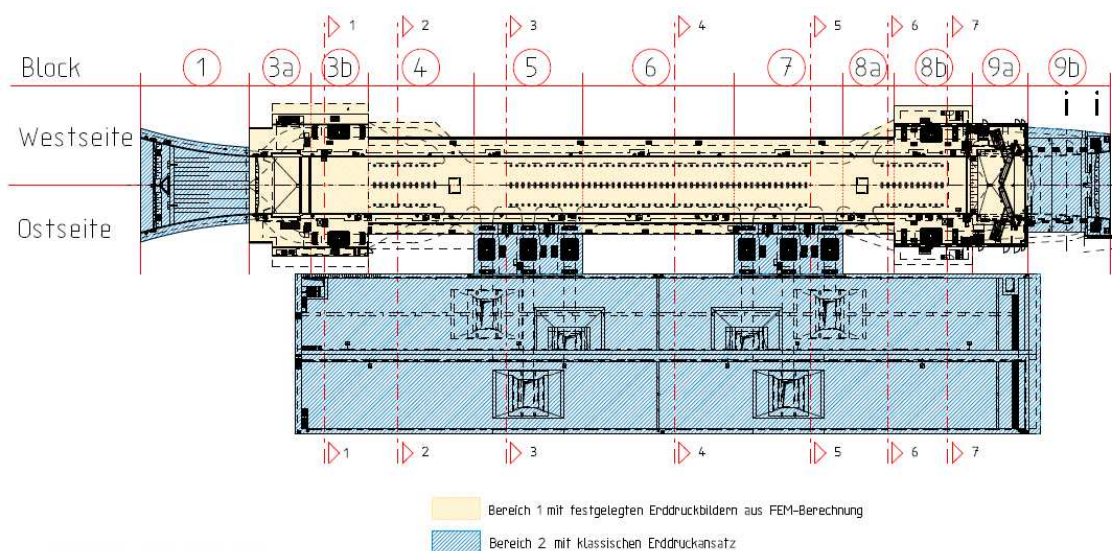


Bild 1: Einteilung der Bereiche und Festlegung der Berechnungsschnitte für den Erddruckansatz am Gesamtbauwerk

Die Erddruckberechnung für die Weserschleuse Minden wird in insgesamt sieben für das Bauwerk maßgebenden ebenen Schnitten durchgeführt. Durch die Wahl der Schnittführungen werden die Einflüsse auf die Erddruckverteilung aus den in Längsrichtung veränderlichen Bauwerkssteifigkeiten, aus den Verformungen aus Lasteinwirkung und aus den Geländeoberkanten berücksichtigt. Die Bodenschichten verlaufen in Längsrichtung im wesentlichen horizontalt stabil, so dass der Schichtenaufbau hier für die Wahl der Schnittführungen nicht maßgebend ist. Die untersuchten Bauwerksschnitte befinden sich im Kammerbereich, der bis in das Ober- und Unterhaupt hineinreicht. In diesem Bereich wird aufgrund der Querschnittsgeometrie, offenes U mit einer Schenkellänge von zirka 19 m, ein maßgebender Einfluss aus Bauwerksverformungen auf die Erddruckverteilung erwartet. Wegen der unterschiedlichen Ausbildung der Hinterfüllung auf beiden Seiten der Schleuse wird in einem Berechnungsschnitt zwar das gesamte Bauwerk berechnet, die Auswertung wird dagegen für beide Seiten (West und Ost) getrennt durchgeführt. Für Bauwerksbereiche, in denen der Einfluss aus Bauwerksverformungen aus Lasteinwirkungen als nicht maßgebend für die Erddruckverteilung abgeschätzt wurde, wird der Erddruckansatz gemäß der klassischen Erddrucktheorie mit den Grenzwerten aktiver Erddruck und Erdruhedruck gebildet. Die Aufteilung der Bereiche und die Schnittführungen der sieben Berechnungsschnitte wird in Bild 1 dargestellt.

Im Folgenden wird die Vorgehensweise der Erddruckermittlung und die Ableitung eines Erddruckansatzes am Beispiel Schnitt 4-4 – Westseite erläutert.

Der Modellausschnitt wurde so groß gewählt, dass der Einfluss der Modellgrenzen auf die Berechnungsergebnisse vernachlässigbar klein ist. Der gesamte geplante Baugrubenverbau inkl. Dichtelemente gegen das Grundwasser und die bestehende Schachtschleuse wurden berücksichtigt und entsprechend abgebildet. Aus diesen Anforderungen ergibt sich eine gewählte Gesamtbreite des Berechnungsmodells von 190 m. In der Höhe misst das Modell insgesamt 75 m. Der untere Modellrand wurde mit 55 m zirka um das Dreifache der durchschnittlichen Bauwerkseinbindung in den Baugrund festgelegt. Ein Ausschnitt aus dem Berechnungsmodell mit der Darstellung der Bodenschichten wird in Bild 2 dargestellt.

Vor der Berechnung der o.g. Lastfälle für den Grundlastfall und die Zusatzeinwirkungen wurde die Belastungsgeschichte aus dem Ausgangszustand und der Herstellung der neuen Schleuse einschließlich der sich einstellenden Grundwasserabsenkung mit entsprechenden Lastfällen abgebildet. Nach der Herstellung der Baugrube und des Bauwerks in mehreren Lastfällen werden ebenfalls Schleusungsvorgänge berechnet.

Neben der Erddruckermittlung wurde mit den FE-Modellen auch der Einfluss der Baumaßnahme auf die bestehende Schachtschleuse untersucht.

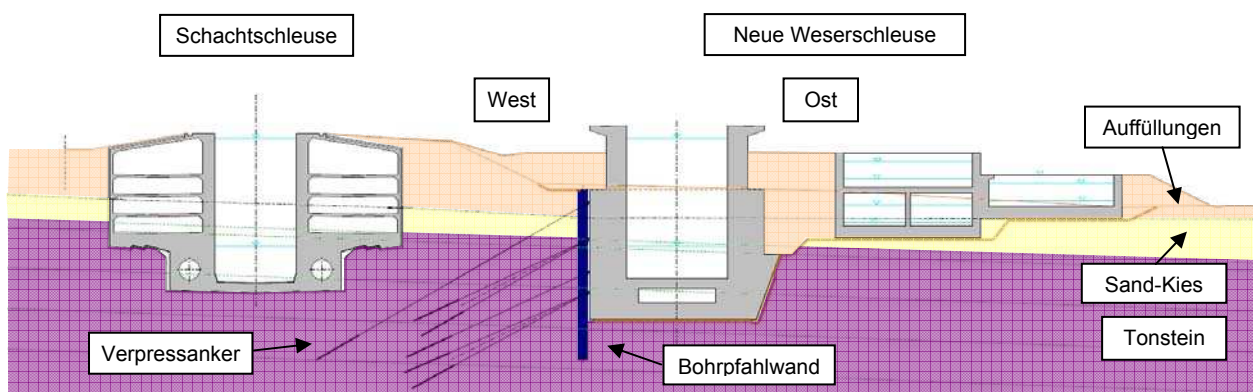


Bild 2: Berechnungsschnitt 4-4

Für die im Entwurf durchgeführten Untersuchungen wurden die Programme PLAXIS Version 8.2 und Sofistik und die in den Programmen implementierten Stoffgesetze „Hardening Soil (HS)“ (PLAXIS) und „GRAN“ (Sofistik) verwendet. Der wesentliche Unterschied in den Stoffgesetzen liegt in der zusätzlichen Berücksichtigung volumetrischer Verfestigung mit einer geeigneten Fließfläche (Kappe) im Stoffgesetz Hardening Soil. Bei beiden Programmen wird als Eingangsparameter die Sekantensteifigkeit $E_{50, \text{ref}}$ und der Entlastungsmodul E_{UR} angesetzt, der aus im Labor bzw. in situ ermittelten Bodenkennwerten abgeleitet werden kann. Darüber hinaus benötigt das Hardening Soil Modell noch einen zusätzlichen Steifig-



keitsparameter für oedometrische Belastung. Obwohl die beiden Stoffgesetze in rein triaxialer Beanspruchung ähnliche Ergebnisse liefern, ist dies bei oedometrischer Belastung und bei Randwertproblemen i.d.R. nicht der Fall. Durch die fehlende Kappe reagiert GRAN in volumetrischer Erstbelastung i.d.R. steifer als Hardening Soil.

Die Auswirkungen auf die berechneten Verformungen sind jedoch im Fall der Anwendung auf die Schleuse Minden, wie anhand der Vergleichsberechnungen gezeigt werden kann, i.a. nicht sehr groß, da Schubbeanspruchungen in der Baugrund-Bauwerksinteraktion dominant sind.

Für den Beton der Massivbauteile wurde isotrop elastisches Materialverhalten unterstellt.

Nach der Berechnung der Lastfälle wurden für die Erddruckverteilungen die horizontalen effektiven Spannungen im Baugrund hinter der Bohrpfehlwand bzw. der Bauwerksaußenwand ausgewertet. Die Erddruckverteilung für den Grundlastfall ergibt sich direkt aus dem entsprechenden Lastfall. Die Erddruckverteilung befindet sich im Bereich zwischen aktivem und Erdruhedruck. Im Bereich der Auffüllungen liegt die Erddruckverteilung auf dem Niveau des Erdruhedrucks. Die Erddruckverteilungen für die Zusatzlasten wurden aus der Differenz des jeweiligen Lastfalls mit dem Grundlastfall gebildet. Bei entlastenden Zusatzeinwirkungen (z. B. Winter) liegt das Niveau deutlich über dem aktiven Erddruck. Bei belastenden Zusatzeinwirkungen (z. B. Sommer, Betriebswasserstand oben) wird in Teilbereichen das Niveau des Erdruhedrucks überschritten.

Bei der Auswertung der Kombinationslastfälle wurde ein großer Einfluss der Reihenfolge der Lastaufbringung auf die ermittelte Erddruckverteilung festgestellt. Die besten Ergebnisse wurden für eine Belastungsgeschichte entsprechend der tatsächlichen Abläufe erzielt. Z. B. stellen sich die festgelegten Temperaturlastfälle mit den Extremwerten für Sommer und Winter in relativ langen Zeiträumen ein (Wochen, Monate), während der Betriebswasserstand für die Schleusungsvorgänge in Relation in sehr kurzen Zeiträumen verändert wird (Minuten).

Der zugehörige Kombinationslastfall wurde so gebildet, dass ausgehend vom Temperaturlastfall in einem zweiten Berechnungsschritt die Veränderung des Oberwasserstands aufgebracht wird. Das Ergebnis der Erddruckverteilung passt mit tolerierten Abweichungen (kleiner als 10 %) mit der Überlagerung der Einzelleinwirkungen (Grundlastfall + Temperatur + Betriebswasserstand) überein. Die gleichzeitige Kombination der Zusatzeinwirkungen in einem Lastschritt führte dagegen zu wesentlich größeren Abweichungen (bis zu 40 %).

Die in der Vergleichsrechnung ermittelten Ergebnisse zeigen eine sehr gute Übereinstimmung mit den ermittelten Erddruckverteilungen.

Die Gegenüberstellung der Berechnungsergebnisse der Erddruckermittlung und der Vergleichsberechnung und mit der klassischen Erddruckverteilung für den Grundlastfall und die Zusatzeinwirkungen Temperatur Sommer und Winter wird exemplarisch in Bild 3 dargestellt.

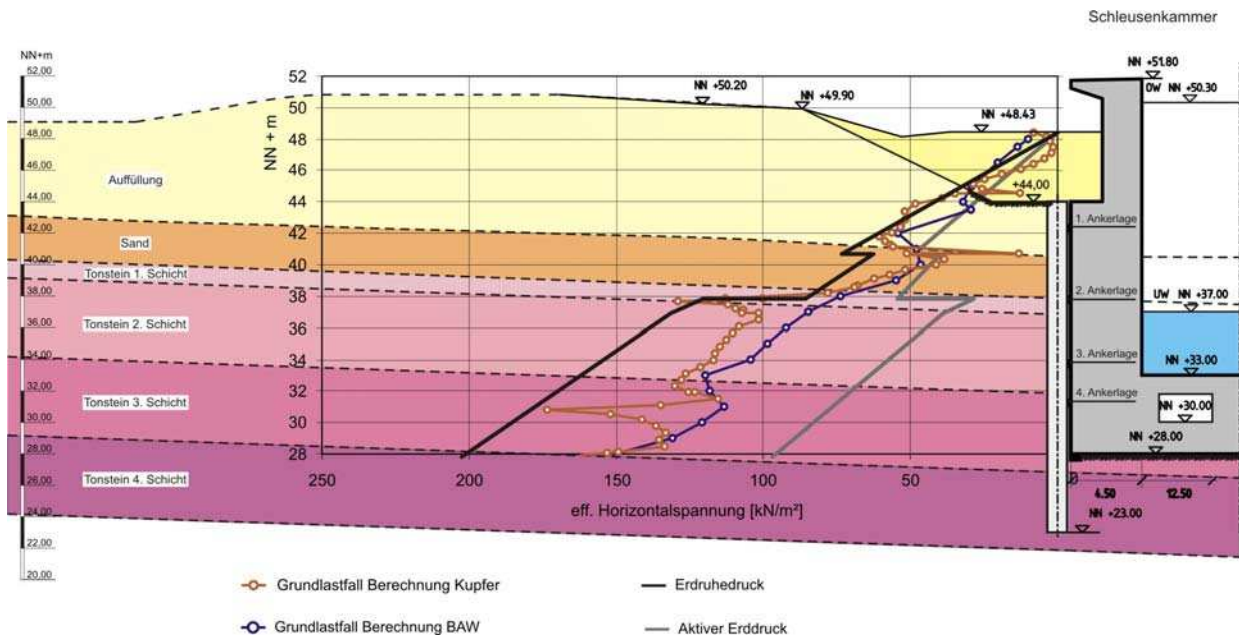


Bild 3: Gegenüberstellung von klassischem Ansatz mit den Ergebnissen der FE-Berechnung und der Vergleichsberechnung

In Bild 4 wird exemplarisch die Ableitung der Ersatzfigur für die Zusatzlast „Temperatur Sommer“ dargestellt. Im linken Bild werden die Ergebnisse der FE-Berechnung (runde Symbole), die klassischen Verteilungen (durchgehende Linien) und die zusammengesetzte Ersatzfigur (quadratische Symbole) dargestellt. Im rechten Bild werden die Differenz zwischen den bei der FE-Berechnung ermittelten Lastfällen „Grundlastfall“ und „Temperatur Sommer“ (runde Symbole) und die daraus abgeleitete Ersatzfigur (eckige Symbole) dargestellt. Es wird hier besonders darauf hingewiesen, dass die Ersatzfigur im rechten Bild festgelegt wird, während die Ersatzfigur im linken Bild aus der Überlagerung der Einzelerersatzfiguren der Lastfälle „Grundlastfall“ und „Temperatur Sommer“ entstanden ist.

Zwischen NN + 41 m und NN + 37 m ist eine deutliche Abweichung zwischen dem klassisch berechneten Erdruhedruck und dem mit FE ermittelten Erddruck festzustellen. Dieser ist durch den Einfluss einer erhöhten Steifigkeit des Baugrundes in dieser Tiefenlage zur erklären. Dieser Bereich wird durch die zusammengesetzte Ersatzfigur entsprechend abgebildet.

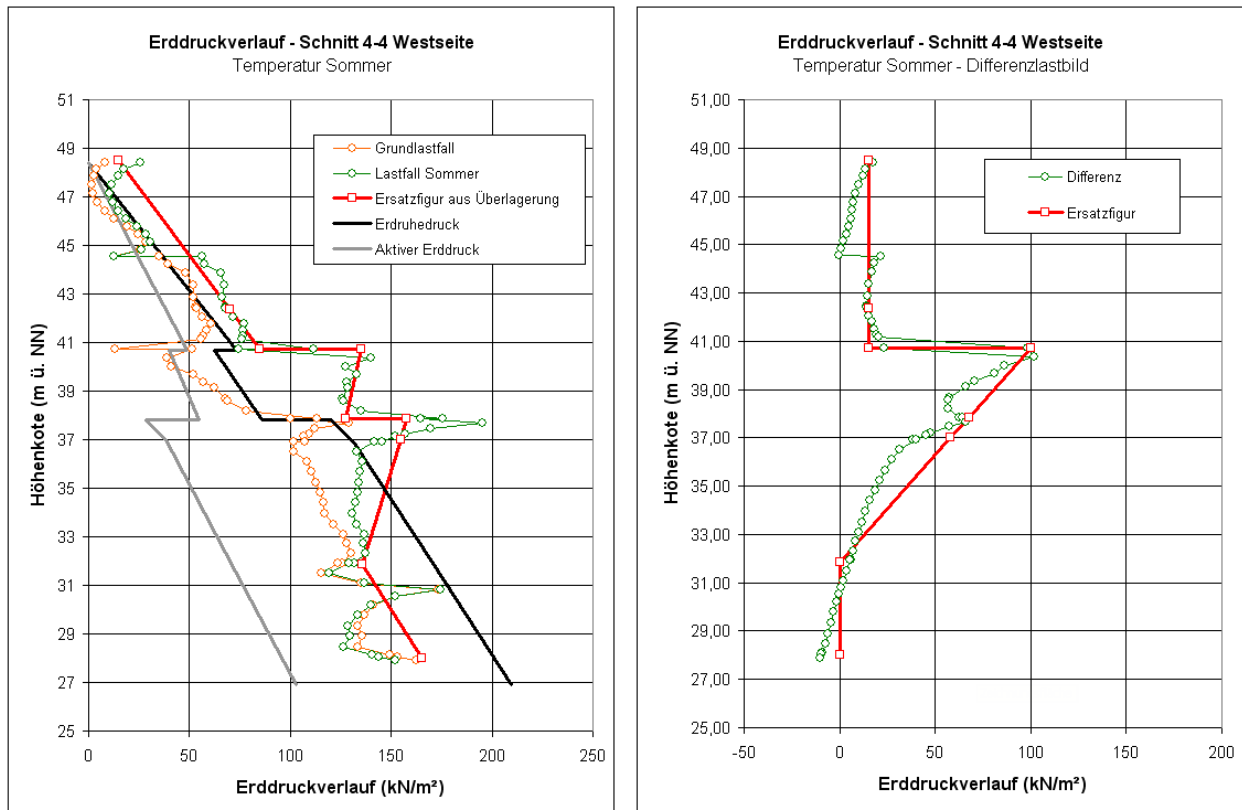


Bild 4: Ableitung Ersatzfigur für den Lastfall Temperatur Sommer

Die Zusammenstellung der Ersatzfiguren für den Grundlastfall und die Zusatzeinwirkungen für den Schnitt 4-4 – Westseite wird in Bild 5 dargestellt.

Für die Festlegung eines umfassenden Erddruckansatzes für das Gesamtbauwerk werden die Berechnungsschnitte den festgelegten Bauwerksbereichen zugeordnet (siehe Bild 1). Bei der Auswertung der untersuchten Berechnungsschnitte ist eine allgemeingültige Ableitungsregel nicht erkennbar, so dass die Betrachtung zunächst für jeden Schnitt und für jede Seite einzeln durchgeführt wurde. Anschließend wurde geprüft, welche Lastbilder sich vereinheitlichen lassen.

Für den Grundlastfall ergeben sich bis auf der Westseite der Schleuse abhängig von der Geländehöhe verschiedene Ersatzfiguren. Bei vergleichbaren Verhältnissen werden einzelne Schnitte mehreren Bereichen zugeordnet (z.B. Schnitt 1-1 für Block 3a und 3b, Schnitt 5 für Block 7 und 8a) bzw. wurden die Ergebnisse aus mehreren Schnitten vereinheitlicht (z.B. Ost-Seite Blöcke 4 bis 8a). Bei der Auswertung der Zusatzeinwirkungen ist eine Vereinheitlichungen der Differenzersatzfiguren in bestimmten Bereichen über mehrere Schnitte, teilweise auch für beide Schleusenseiten möglich.

Weil keine eindeutige und einfach verständliche Regel für die Ableitung aufgestellt werden kann, werden die Erddruckbilder für den Grundlastfall und die Zusatzeinwirkungen für jeden Block getrennt nach West- und Ostseite festgelegt und dargestellt (vgl. Bild 5). Wiederholungen werden hier zugunsten einer eindeutigen und allgemein verständlichen Zuordnung der Lastbilder zu den Bauwerksblöcken toleriert.

Im Ergebnis ist die Erddruckeinwirkung für das gesamte Bauwerk vollständig und lückenlos formuliert. Für den Anwender gibt es so eine klare Vorgabe, und es besteht kein Auslegungsspielraum für die Bildung des Erddruckansatzes. Der Erddruckansatz wird im Lastenheft dokumentiert und ist damit neben der Verwendung in der Entwurfsplanung auch für die Ausführungsplanung verbindlich festgelegt. Mit diesem Vorgehen wird in der Phase für die Ausführungsplanung eine zeit- und kostenintensive Diskussion der Berechnungsansätze vermieden.

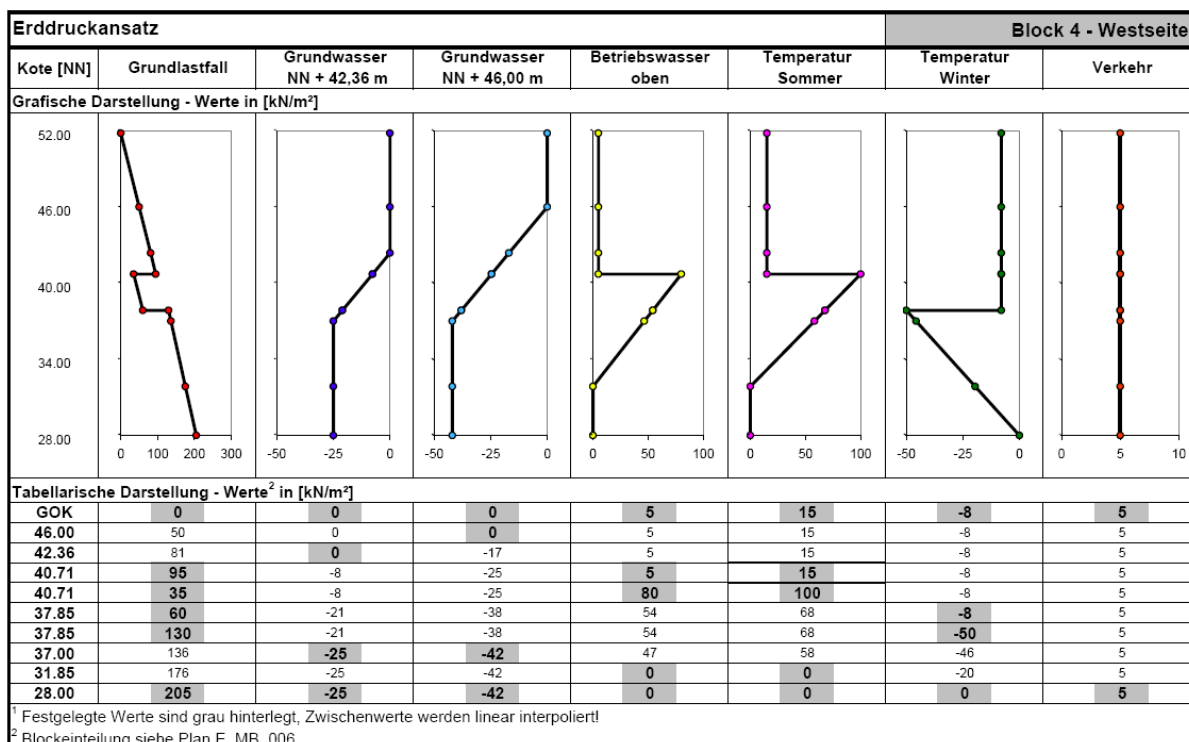


Bild 5: Erddruckansatz für den Berechnungsschnitt 4-4 – Westseite

3 Bemessung

Mit den festgelegten Erddruckansätzen wurde die Bemessung des Tragwerks in wesentlichen tragenden Querschnitten gemäß DIN 1045-1 und ZTV-W LB 215 durchgeführt. Auf dieser Grundlage werden die erwarteten Bewehrungsstahlmengen für eine Ausschreibung ohne bereits durchgeführte Ausführungsplanung ermittelt.

Bei der Bemessung wurde festgestellt, dass die festgelegten Erddruckbilder einen deutlichen Einfluss auf die Bewehrung im Vergleich zu einer Bemessung mit dem klassischen Erddruckansatz (aktiver und Erdruhedruck als Grenzwerte) haben. Durch den Umstand, dass das Niveau des aktiven Erddrucks nicht erreicht wird, wird hauptsächlich in der Kammerinnenwand und der Grundlaufdecke ein geringer Bewehrungsgehalt ermittelt. Die Beanspruchung dieser Bauteile ist in den maßgebenden Lastfällen, wegen der im Vergleich zum aktiven Erddruck größeren Erddruckeinwirkung, kleiner. In anderen Bereichen, wo die Erddruckverteilung lokal den Erdruhedruck übersteigt ist ein höherer Bewehrungsgrad erforderlich. Die Bilanz von Einsparung und Mehrerfordernis der Bewehrung ist von Berechnungsschnitt zu Berechnungsschnitt unterschiedlich, so dass die Veränderung des Bewehrungsgehaltes im Vergleich zur Bemessung mit klassischem Erddruckansatz zahlenmäßig nicht genau quantifiziert werden kann.

Als Ergebnis kann festgehalten werden, dass bei der gewählten Vorgehensweise die Bewehrung entsprechend der tatsächlichen Beanspruchung positioniert werden kann. In der Folge werden die Lasten dort statisch abgeleitet, wo sie auftreten und die Lastumlagerungen am Tragwerk werden minimiert. So wird bei der Bemessung des Bauwerks eine größere Sicherheit und eine höhere Qualität erzielt.

Die größere Sicherheit spiegelt sich in der bedarfsorientierten Bemessung wieder. Es wird ausreichend Bewehrung vorgesehen, so dass die Tragfähigkeit und die Dauerhaftigkeit nachgewiesen werden können und eine Unterbemessung verhindert wird. Auf der anderen Seite wird eine Überbemessung auf Grund von zu konservativen Lastansätzen ebenfalls vermieden. Dadurch ist das Verfahren als wirtschaftlich zu betrachten.

Durch die optimierte Bewehrungsplanung wird zusätzlich zu mehr Sicherheit bei der Nachweisführung und der Wirtschaftlichkeit ein positiver Einfluss auf die Dauerhaftigkeit des Bauwerks erwartet und so ein



qualitativ hochwertigeres Bauwerk erzielt. Als mögliche Folge könnte sich der Aufwand für Instandhaltungsarbeiten auf die Lebensdauer des Bauwerks reduzieren. Die Bestätigung dieser Erwartung wird allerdings erst durch Langzeiterfahrungen erfolgen.

4 Zusammenfassung und Ausblick

Die Nachweisführung nach dem Teilsicherheitskonzept erfordert die Ermittlung von Erddruckanteilen getrennt nach den verschiedenen Einwirkungen. Diese Anforderung ist mit der Formulierung der Erddruckeinwirkung auf Grundlage des klassischen Erddruckansatzes nicht möglich. Daraus ergibt sich die Notwendigkeit einer FE-basierten Erddruckberechnung.

Darüber hinaus ergibt sich ein weiterer Nutzen für die Sicherheit bei der Bemessung und bei der Qualität des Bauwerks. Beides zusammen führt zu einer wirtschaftlichen Bemessung, weil sowohl die Überbemessung durch zu konservative Lastansätze als auch eine Unterbemessung durch zu verallgemeinerte Lastverteilungen reduziert wird. Zusätzlich wird eine höhere Qualität des Bauwerks im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit erzielt.

Die maßgebenden Einwirkungen für die Bemessung des Bauwerks resultieren aus Eigengewicht, Erd- und Wasserlasten sowie Zwangseinwirkungen. Das Eigengewicht und die Wasserlasten können relativ genau bestimmt werden und auch für die Zwangseinwirkungen bestehen bereits Ansätze für die FE-basierte Ermittlung und werden angewendet. Der bisher überwiegend verwendete und stark verallgemeinerte klassische Erddruckansatz, der durch FE-Berechnungen überprüft und bei Bedarf ergänzt wurde hat vor allen Dingen bei der Bewertung der Sicherheiten Defizite. Die konsequente Ermittlung der Erddruckverteilung mit einer FE-Berechnung und die Ableitung der Erddruckansätze daraus bilden hier einen wesentlichen Schritt zu einer größeren Bemessungssicherheit.

Die vorab an die Vorgehensweise gestellten Anforderungen und Ansprüche werden bei der Anwendung für die Weserschleuse Minden erfüllt. Es muss aber darauf hingewiesen werden, dass zum aktuellen Erkenntnisstand die Berechnungs- und Bemessungsergebnisse nicht auf andere Bauwerke oder Bauwerksgruppen verallgemeinert werden können. Bei der Bearbeitung wurde festgestellt, dass bereits kleine Veränderungen in den Randbedingungen große Auswirkungen auf das Ergebnis haben können. Aus diesem Grund ist für andere Bauwerke vorerst eine Untersuchung im Einzelfall erforderlich.

Erst bei einer ausreichenden Datenbasis mehrerer zukünftig nach diesem Prinzip untersuchten Projekte können Gemeinsamkeiten und Unterschiede festgestellt und ausgewertet werden, um allgemeingültige Regeln für die FE-basierte Erddruckermittlung und die anschließende Ableitung von Erddruckansätzen aufgestellt werden. Das Hauptaugenmerk liegt dabei auf der Überlagerung von nicht-linear ermittelten Einzelergebnissen.

Wichtiger Bestandteil ist dabei auch der Vergleich der Berechnung mit den Ergebnissen von baubegleitenden Messungen. Eine solche Auswertung wird z.B. zur Zeit an der Schleuse Süfeld ausgeführt.

Literatur

- [1] FEM in der Geotechnik - Qualität, Prüfung, Fallbeispiele -, Tagungsband zum Workshop an der TUHH 2005
- [2] Meißner, H., Empfehlungen des Arbeitskreises „Numerik in der Geotechnik“ der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V., Teil 1, Geotechnik 14 (1991)
- [3] Meißner, H., Empfehlungen des Arbeitskreises „Numerik in der Geotechnik“ der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V., Teil 2, Geotechnik 19 (1996)
- [4] Meißner, H., Empfehlungen des Arbeitskreises „Numerik in der Geotechnik“ der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V., Teil 3, Geotechnik 25 (2002)
- [5] Schanz, T., Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik“ der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V., Teil 4, Geotechnik 29 (2006)
- [6] Schanz, T., Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien, Universität Stuttgart, Mitteilung 45, 1998
- [7] Schweiger, H., Musterlösung und Parameterstudie für dreifach verankerte Baugruben – Anhang zur Empfehlung Nr. 3 des Arbeitskreises Numerik der DGGT. Geotechnik 25 (2002)

Modellversuche mit Blähton zum Erddruck bei zyklischen Wandbewegungen

Dr.-Ing. Andreas Winkler und Prof. Dr.-Ing. habil. Ivo Herle
Technische Universität Dresden, Institut für Geotechnik

1 Einleitung

1.1 Veranlassung

Die Bundesanstalt für Wasserbau untersucht zur Zeit verschiedene Verfahren zur Sanierung von Schleusen.

Schleusenkamerwände werden infolge des Befüllens und Entleerens der Schleuse ständig vom bzw. zum Boden bewegt. Damit kommt es zu zyklischen Schwankungen des Erddrucks zwischen belastenden und stützenden Erddruck. Während im Leerzustand der Schleuse die Beanspruchung infolge Erddruck so gering wie möglich sein soll, ist bei Füllung der Schleuse ein hoher stützender Erddruck schon bei geringen Bewegungen wünschenswert, um die Wandbewegung so gering wie möglich zu halten. Folgende Baugrundeigenschaften sind deshalb vor allem anstrebenswert:

- a) hohe Scherfestigkeit
- b) geringer Einfluss der Anzahl der zyklischen Wandbewegungen auf die Mobilisierung des Erddrucks.

Als mögliche Sanierungsvariante wird die Hinterfüllung von Schleusenwänden mit Blähton untersucht. Da bisher keine Untersuchungen zum Mobilisierungsverhalten des Blähtons beim Erddruck vorlagen, wurden dazu im Rahmen eines Forschungsvorhabens Untersuchungen am Institut für Geotechnik der Technischen Universität Dresden durchgeführt.

1.2 Blähton

1.2.1 Allgemeines

Der Einsatz von Blähton hat im Bauwesen in den letzten Jahren zunehmend an Bedeutung gewonnen. Die Einsatzgebiete sind sehr vielfältig, u. a. als Unterbau im Straßen- und Eisenbahnbau, beim Dammbau, zur Bauwerkshinterfüllung, zur Wärmedämmung in Gebäuden etc.



Bild 1: Blähton



Der Blähton besitzt zahlreiche interessante Eigenschaften für den Einsatz im Bauwesen, wobei besonders:

- das geringe Eigengewicht,
- die hohe Scherfestigkeit,
- die große Durchlässigkeit,
- die Frostbeständigkeit,
- keine Grundwassergefährdung,
- die gute Alterungsbeständigkeit

von Bedeutung sind.

Die Herstellung von Blähton erfolgt in Industrieanlagen von verschiedenen Herstellern im In- und Ausland. Blähtone werden überwiegend aus marinen Tertiärtonen oder Tonen aus dem Lias unter Brennen in Drehrohröfen bei Temperaturen von 1100 °C bis 1200 °C hergestellt. Im Inneren der Körner bilden sich zahlreiche, zum Teil geschlossene Luftporen. Die Kornoberfläche sintert und geht in einen keramischen Zustand über. Die Wasseraufnahmefähigkeit des Blähtons ist abhängig vom Verhältnis des offenen zum geschlossenen Porenraum sowie dem Wasserangebot. Die Wasseraufnahme durch Erdfeuchte oder Grundwasser ist zeitabhängig und kann im Grundwasser über Jahrzehnte zunehmen.

Bei der Herstellung gibt es zwei unterschiedliche Verfahren:

- das Trockenaufbereitungsverfahren
- das Nassaufbereitungsverfahren.

Beim Trockenaufbereitungsverfahren entstehen meist kugelförmige Körner mit eher glatter Oberfläche, während beim Nassaufbereitungsverfahren i. d. R. unregelmäßige, plattige Körner mit rauerer Oberfläche entstehen. Das Herstellungsverfahren hat u. a. Einfluss auf die Verdichtbarkeit und die Scherfestigkeit. Nach der Herstellung im Trockenaufbereitungsverfahren erfolgt durch Siebung die Bereitstellung von verschiedenen Kornfraktionen für die Auslieferung z.B. 4/8 oder 8/16 unter Aussiebung der Feinbestandteile.

1.2.2 Eigenschaften

Die physikalischen Eigenschaften des Blähtons weichen besonders bei der Wichte und dem Reibungswinkel stark von den üblichen Bodeneigenschaften ab.

Ausgewählte Eigenschaften des verwendeten Blähtons Geoton La 8/16 [1]:

a) Dichte

- Korndichte trockenes Granulat: $\rho_s = 0,65 \text{ g/cm}^3$
- Trockendichte (nach Verdichtung): $\rho_d = 0,38 \text{ g/cm}^3$

b) Scherfestigkeit

- kritischer Reibungswinkel aus Schüttkegelversuch bei $\rho = 0,37 \text{ g/cm}^3$:
 $c = 37^\circ$
- Scherfestigkeit im Triaxialversuch bei einem mittleren Druck von $p=85 \text{ kN/m}^2$ und einer senkrechten Spannung $\sigma_1 = 170 \text{ kN/m}^2$:
 $= 46,0^\circ$ und $c = 0$
- hohe Dilatanz

c) Steifemodul

- Kompressionsbeiwert: $C_s \approx 0,0014$ (zyklisch: 0,0020)
- Steifemodul: $E_s = 2,3 \sigma'(1+e)/C_s$

2 Versuchsstand

2.1 Prinzipieller Aufbau



Bild 2: Ansicht des Versuchsstandes mit Antriebstechnik

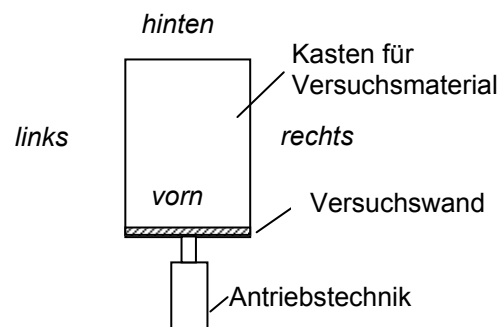


Bild 3: Grundriss Versuchsstand und Lagedefinition

Der Versuchsstand des Instituts für Geotechnik an der Technischen Universität Dresden besteht aus einem rechteckförmigen Kasten zur Aufnahme des Versuchsmaterials. Eine verschiebbare Wand kann folgende Bewegungsarten ausführen:

- horizontale parallele Verschiebung
- ausschließliche Verdrehung um Kopf- oder Fußpunkt
- kombinierte Bewegung aus Parallelverschiebung und Verdrehung.

Die Wand kann mit einer konstanten Geschwindigkeit verschoben und verdreht werden.

Die Ansteuerung erfolgt über zwei Stellmotoren, wobei ein Motor der Parallelverschiebung dient und der Andere der Drehbewegung. Die Wand kann gezielt in beide Richtungen bewegt werden. Der horizontale Verschiebungsweg kann bis zu 180 mm betragen.

Bisher erfolgten nur Untersuchungen mit monotoner Wandbewegung (einzelne Bewegung in eine Richtung). Die Steuerung der Wandbewegung erfolgte manuell über ein Eingabepaneel an der Maschine. Für das Forschungsvorhaben wurde ein separates Steuerprogramm für den Versuchsstand entwickelt, das beliebig große, sich wiederholende zyklische Wandbewegungen (Größe, Anzahl und Art der Wandbewegungen) erlaubt.

2.2 Geometrie

Die Länge des Versuchstandes variiert in Abhängigkeit der Ausgangslage der Messwand. Für die durchgeführten Versuche ergab sich die Länge zu $l = 3023$ mm. Die Breite des Standes ist konstant mit $b = 990$ mm. Die Höhe des Standes ist abhängig von der eingesetzten Messwand (siehe folgender Abschn.).

2.3 Messwand

Die Versuchswand besteht aus einer unverschieblichen Wand im unteren Teil und drei verschiebbaren Teilwänden im oberen Bereich.

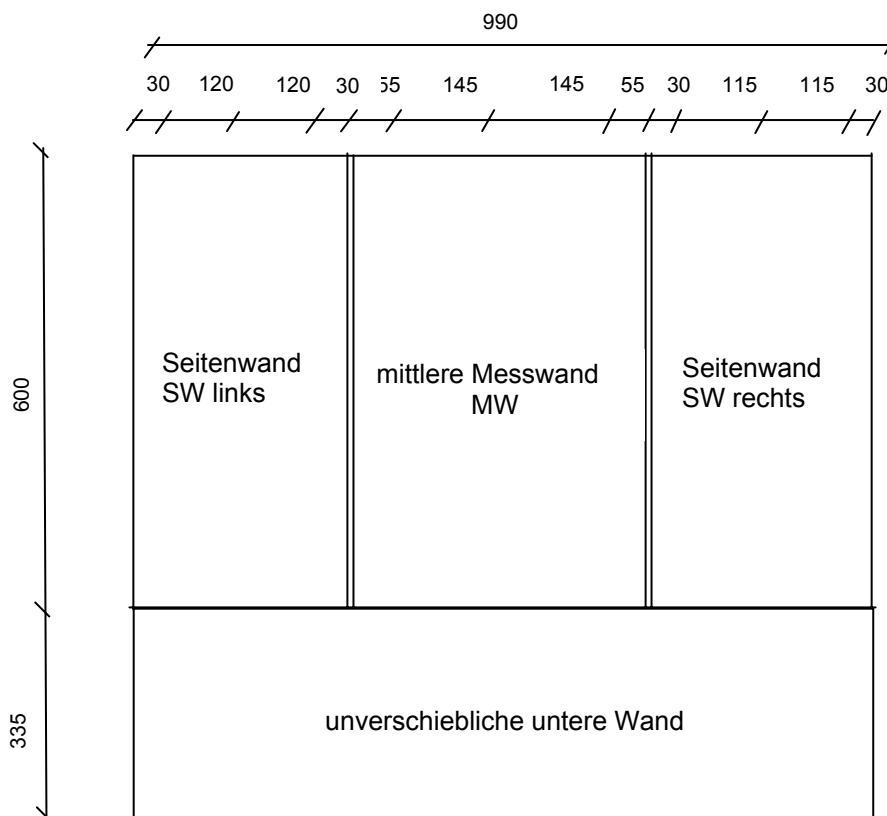


Bild 4: Ansicht der Versuchswand

Die oberen verschiebbaren drei Teilwände untergliedern sich in eine 40 cm breite Mittelwand und zwei etwa 30 cm breite Seitenwände. Diese Unterteilung wurde gewählt, damit die Messungen an der Mittelwand möglichst wenig durch die Reibung des Versuchsmaterials an den Seitenwänden des Versuchstandes beeinflusst werden. Die rechte Seitenwand besitzt die gleiche Anordnung der Messaufnehmer wie die Mittelwand. Die Messungen an der Seitenwand dienen zur Abschätzung des Einflusses der Seitenreibung und zur Überprüfung der Plausibilität von eventuell ungewöhnlichen Messergebnissen an der mittleren Messwand.

2.4 Messtechnik

Die in der Mitte liegende Messwand und die rechte Seitenwand sind jeweils mit drei normal zur Wand angeordneten Kraftaufnehmern (A, B, C) und (F, G, H) instrumentiert, die in speziellen Kalotten aufgelagert sind. In der linken Seitenwand befinden sich Distanzstifte anstelle der normal zur Wand liegenden Aufnehmer in den Kalotten.

Über jeweils zwei Kraftmessdosen (D, E) und (I, K) an der Oberkante der mittleren Messwand und rechten Seitenwand werden die tangentialen Kräfte gemessen.

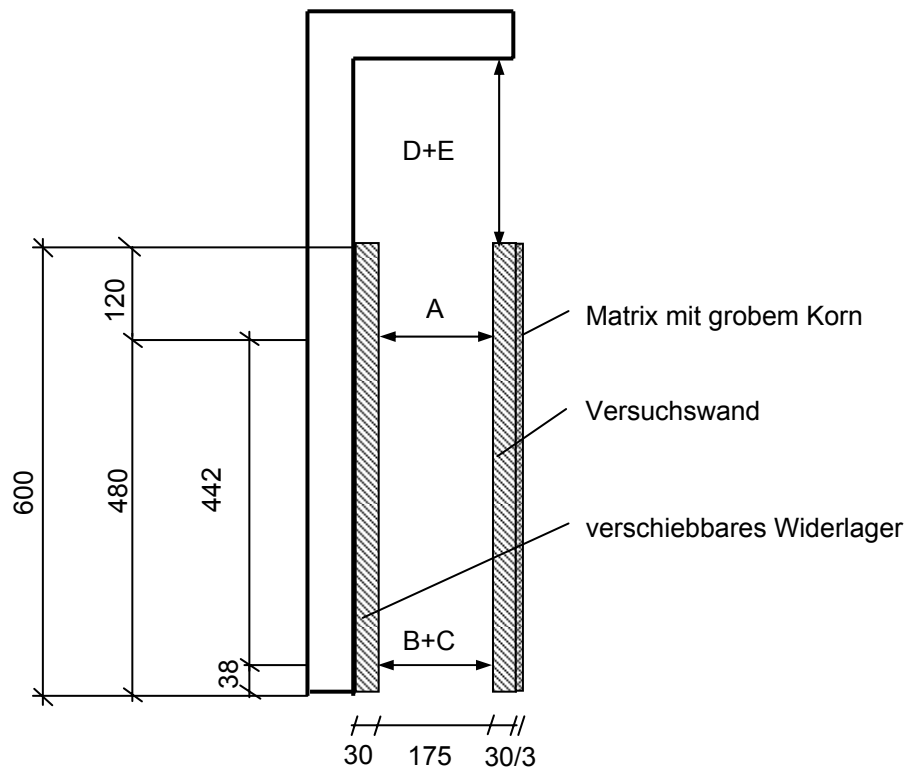


Bild 5: Seitenansicht der mittleren Messwand mit Aufnehmern

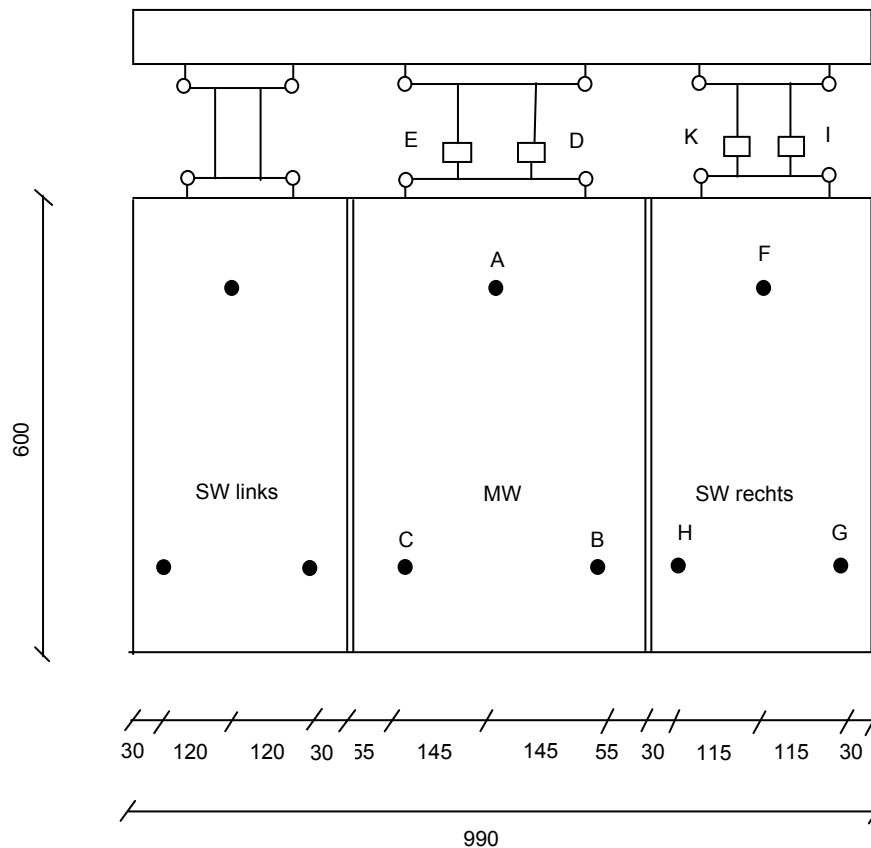


Bild 6: Seitenansicht der mittleren Messwand mit Aufnehmern

3 Versuche

3.1 Ziele

3.1.1 Versuche mit monotoner Wandbewegung

Da für den verwendeten Blähton keine Kenntnisse zum Erddruck vorlagen, wurde zuerst das Mobilisierungsverhalten des Erddrucks in Abhängigkeit der Wandbewegung bis zum Erreichen eines annähernd konstanten Niveaus der Erddruckkraft untersucht. Von besonderem Interesse sind das Mobilisierungsverhalten der Erddruckkraft, der Erddruckneigung und des Angriffspunktes in Abhängigkeit der Wandbewegung, sowie die erforderliche Grenzverschiebung zur Aktivierung des Bruchzustandes gewesen.

Bei den Versuchen wurde zuerst eine Wandbewegung von rund 90 mm gegen den Blähton durchgeführt und danach die Wand wieder in die Ausgangsstellung zurück gebracht. Der Richtungswechsel der Wandbewegung erforderte keine Unterbrechung des Versuches.

3.1.2 Versuche mit zyklischer Wandbewegung

Die Versuche mit zyklischen Wandbewegungen wurden jeweils mit einer konstanten Größe der Wandverschiebung von 3 bzw. 21 mm durchgeführt, die jeweils kleiner als die erforderliche Grenzverschiebung zur Aktivierung des passiven Erddrucks gewesen ist.

Ziel dieser Untersuchungen war vor allem, den Einfluss der Zyklenanzahl auf das Mobilisierungsverhalten des Erddrucks zu untersuchen.



3.2 Randbedingungen für die Versuche

3.2.1 Wandbewegung

Alle Versuche wurden als Parallelverschiebung der Wand ausgeführt. Die Versuchswand wurde mit einer konstanten Geschwindigkeit von 1 mm/min verschoben.

3.2.2 Wandoberfläche

Die ersten Versuche wurden mit der vorhandenen polierten Wandoberfläche aus Aluminium durchgeführt. Für die restlichen Versuche wurde die Oberfläche der Wand mit einer Matrix aus grobem Korn belegt. Die Rauigkeit entsprach ungefähr der eines groben Betons.

3.2.3 Messwerterfassung

Bei den Versuchen mit monotoner Wandbewegung erfolgte die Messwerterfassung i. d. R. aller 10 s. Bei einer Vorschubgeschwindigkeit von 1 mm/min ergab sich während des Versuches eine Messwertabfrage nach jeweils 0,15 mm Wandverschiebung.

Die Messwertabfrage erfolgte bei den Versuchen mit zyklischer Wandbewegung i. d. R. aller 20 s. Bei einer Vorschubgeschwindigkeit von 1 mm/min wurde während des Versuches eine Messung nach jeweils 0,30 mm Wandverschiebung durchgeführt. Beim Versuch 11 lag das Messintervall bei 5 s. Eine Messung wurde somit nach jeweils 0,08 mm Wandverschiebung durchgeführt.

Beim Erreichen der maximalen Wandverschiebung wird deshalb die zugehörige Erddruckkraft in dem jeweiligen Zyklus nicht exakt erfasst.

3.3 Versuchsmaterial

Entsprechend der Vorgabe des Auftraggebers wurde werkstrockener Blähton mit der Bezeichnung „Geoton 4/8; rund; Lamstedt“ von der Firma Fibo Exclay als Versuchsmaterial eingesetzt, das laut Aussage der Firma im Nassaufbereitungsverfahren hergestellt wurde. Das Material wurde in Kunststoffsäcken zu je 50 l angeliefert. Eigene Untersuchungen im Labor ergaben einen sehr geringen Wassergehalt von 0,24 %.

Der Blähton wurde ständig trocken in der beheizbaren Versuchshalle gelagert. Der Wassergehalt des Versuchsmaterials änderte sich während der Versuche nur geringfügig.

Besonders bei den zyklischen Versuchen kam es infolge der starken mechanischen Beanspruchung unmittelbar im Wandbereich in geringem Umfang zu Kornersatz. Dieser Zersatz wurde vor dem folgenden Versuch entfernt und nicht mehr eingesetzt.

3.4 Einbau des Versuchsmaterials

Priorität für die Auswahl des Einbauverfahrens hatte die Reproduzierbarkeit und gleichmäßige Verteilung der Lagerungsdichte innerhalb des Versuchsstandes. Nach verschiedenen Testversuchen wurde folgendes Verfahren ausgewählt. Der Blähton wurde zunächst aus einem Container in mit dem Kran verfahrbare Trichter verfüllt. Nach dem Transport zum Einbauort wurde ein 2 m langes Fallrohr mit einer Nennweite von 70 mm und kurzem flexiblen Schlauchstück mit Bajonettverschluss am Trichter befestigt.

Nach Öffnen des Trichterverschlusses am Boden wurde der Blähton durch leicht kreisende Bewegungen des Fallrohres in den Versuchsstand eingerieselt. Der Abstand zwischen Fallrohraustritt und Blähtonoberfläche betrug während des Einbaus ungefähr 100 mm.



Bild 7: Einrieseln des Versuchsmaterials

Dieses Einbauverfahren zeigte nur geringfügige Abweichungen von der mittleren Wichte bei den jeweiligen Versuchen.

Tabelle 1: Mittelwert der Wichte

Versuch	01	02	03	04	05	06	07	08	09	10	11
Wichte in kN/m ³	4,04	4,10	4,12	4,11	4,10	4,05	4,06	4,06	4,11	4,11	4,12

Der Mittelwert der Wichte beträgt bei den Versuchen $\gamma_M = 4,09 \text{ kN/m}^3$. Die minimale Porenzahl ist $e_{\min} = 0,710$ und die maximale Porenzahl $e_{\max} = 0,980$. Damit ergibt sich im Mittel eine bezogene Lagerungsdichte von $I_D = 0,794$ bzw. ein Dichteindex von $D = 0,819$. Dies entspricht einer dichten Lagerung.

Es war zunächst vorgesehen, die Lagerungsdichte durch Einsatz einer Rüttelplatte in ausgewählten Versuchen zu erhöhen. Beim Test mit einer Rüttelplatte kam es zu einem unkontrollierten Einsinken des Verdichtungsgerätes. Weiterhin ist zu befürchten, dass dabei auch eine signifikante Materialveränderung infolge von Kornbruch erfolgt.

Der Einbau des Versuchsmaterials erfolgte bei den Versuchen mit monotoner Wandbewegung bis 30 mm unterhalb des Wandkopfes. Damit wurde verhindert, dass es bei den relativ großen Wandbewegungen gegen den Blähton und den damit verbundenen Hebungen zu einem Materialverlust infolge des Überschiebens von Blähton über die Wandoberkante kommt. Bei den Versuchen mit zyklischer Wandbewegung erfolgte die Verfüllung bis Wandoberkante, da die Wandverschiebung wesentlich kleiner war.

Bei zyklischer Wandbewegung kommt es mit zunehmender Zyklanzahl zu einer vergrößerten Absenkung der Geländeoberfläche unmittelbar hinter der Wand und zu Hebungen im wandfernen Bereich. Die Höhe der Absenkung und Hebung ist wesentlich von der Größe der horizontalen Wandverschiebung abhängig.



Hebungen im wandfernen Bereich treten durch Materialverschiebung während der Aktivierung des stützenden Erddrucks auf. Ursachen für die Absenkung unmittelbar hinter der Wand sind die Verdichtung des Blähtons gegenüber dem Ausgangszustand, die Materialverschiebung beim stützenden Erddruck sowie in geringem Umfang ein Verlust von Blähton im Versuchsstand infolge Materialtransport im Bereich zwischen Unterkante der Messwand und Oberkante der unverschieblichen Wand. Aufgrund der Korngröße des Blähtons ist der Materialtransport jedoch sehr gering.

Beim Versuch 10 erfolgte nach jedem Zyklus eine Zugabe oder Entnahme von Blähton, so dass wieder die Ausgangshöhe der horizontal verlaufenden Geländeoberfläche wie beim Einbau erreicht war. Beim Versuch 11 kam es infolge der geringen Wandverschiebung nur zu sehr kleinen Änderungen beim Verlauf der ursprünglichen Geländeoberfläche. In diesem Fall wurde auf eine Korrektur der Geländeoberfläche während des Versuchs verzichtet.

3.5 Übersicht zu den vorgestellten Versuchen

Es wurden insgesamt 12 Versuche durchgeführt. Im Rahmen dieses Beitrages werden nur ausgewählte Versuchsergebnisse vorgestellt.

Tabelle 2: Übersicht zu den Randbedingungen der Versuche

Versuch Nr.	WB	v [mm]	δ	m
02	m	90	Alu	-
04	m	88	SP	-
10	z	21	SP	g
11	z	3,0	SP	-

Legende:

WB...Art der Wandbewegung

m...monoton

z...zyklisch

v... Größe der parallelen Wandverschiebung

δ ... Wandraugigkeit der Wand

ALU...Aluminiumoberfläche der Messwand

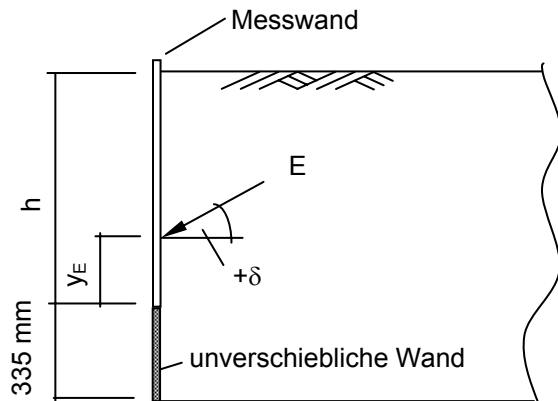
SP... modifizierte rauere Wandoberfläche

m... Nachfüllung bzw. Entnahme von Blähton während des Versuches

g... die gesamte Versuchsoberfläche hinter der Wand wurde durch Nachfüllen bzw. Entnehmen von Material nach jedem Zyklus horizontal abgeglichen

-... keine Veränderungen während des Versuches

3.6 Formelzeichen und Begriffe



- h ... Höhe des Blähtons hinter der verschiebbaren Messwand
 y_E ... Angriffspunkt der Erddruckkraft an der Messwand
 E ... Erddruckkraft auf die Messwand
 δ ... Erddruckneigungswinkel

Bild 8: Formelzeichen

Für die Versuche werden folgende Auswertungen vorgenommen:

- horizontale Erddruckkraft E_h in Abhängigkeit der parallelen Wandverschiebung v an der mittleren Messwand mit einer Wandbreite $b = 400$ mm
 E_{ho} ...Messwert an dem oberen Normalkraftaufnehmer
 E_{hu} ...Summe der Messwerte an den beiden unteren Normalkraftaufnehmern
 E_h ...resultierende horizontale Erddruckkraft $E_h = E_{hu} + E_{ho}$
 Es erfolgt jeweils die Darstellung für die gesamte Mobilisierung der Erddruckkraft und als Ausschnitt mit angepasster Skalierung für die Mobilisierung des Erddrucks nach Erreichen des Maximums.
- Angriffspunkt y_E der Erddruckkraft E in Abhängigkeit der parallelen Wandverschiebung v
 Die Angabe des Angriffspunktes erfolgt bezüglich des Wandfußes der Messwand und wird relativ zur Höhe der Hinterfüllung hinter der Messwand angegeben. Die Lage des Angriffspunktes ergibt sich zu $y_E/h = (480-442 \cdot E_{hu}/E_h)/h$.
 Für die Vor- und Rückwärtsbewegung erfolgt eine getrennte Darstellung mit Angabe der Bewegungsrichtung der Wand vom bzw. zum Versuchsmaterial.
- Mobilisierter Erddruckneigungswinkel δ in Abhängigkeit der parallelen Wandverschiebung v $\tan \delta = E_v/E_h$
 horizontale, vertikale und resultierende Erddruckkraft pro lfdm. in Abhängigkeit der parallelen Wandverschiebung v auf Grundlage der Messungen an der mittleren Wand
 E_h ...resultierende horizontale Erddruckkraft (siehe Unterpunkt a)
 E_v ...resultierende vertikale Erddruckkraft, die durch zwei tangentielle liegende Aufnehmer an der mittleren Messwand erfasst wurde
 E ...resultierende Erddruckkraft mit $E^2 = E_h^2 + E_v^2$

4 Versuchsergebnisse bei monotoner Wandbewegung

4.1 Allgemeines

Bei der Auswertung erfolgt der Vergleich des Versuchs 02 und des Versuchs 04. Die beiden Versuche unterscheiden sich vor allem durch die Rauigkeit der Wandoberfläche, die beim Versuch 02 einer polierten Aluminiumoberfläche entsprach und beim Versuch 04 sehr grobkörnig war.

4.2 Übersicht ausgewählter Versuchsergebnisse

Tabelle 3: Maximale horizontale Erddruckkraft E_h

Versuch	E_{ho} in N	E_{hu} in N	E_h in N	δ in °	y_E/h -	K_{gh} -	v mm
02	1247	3836	5083	-20,2	0,26	19,08	34,9
04	2389	5205	7594	-25,1	0,31	28,44	40,6

Tabelle 4: Erddruck bei maximaler Wandverschiebung aus der Ausgangslage

Versuch	E_{ho} in N	E_{hu} in N	E_h in N	δ in °	y_E/h -	K_{gh} -	v mm
02	936	1330	2266	-25,03	0,46	8,51	89,8
04	1383	3075	4458	-34,9	0,31	16,70	88,0

4.3 Mobilisierung der horizontalen Erddruckkraft E_h in Abhängigkeit der parallelen Wandverschiebung v

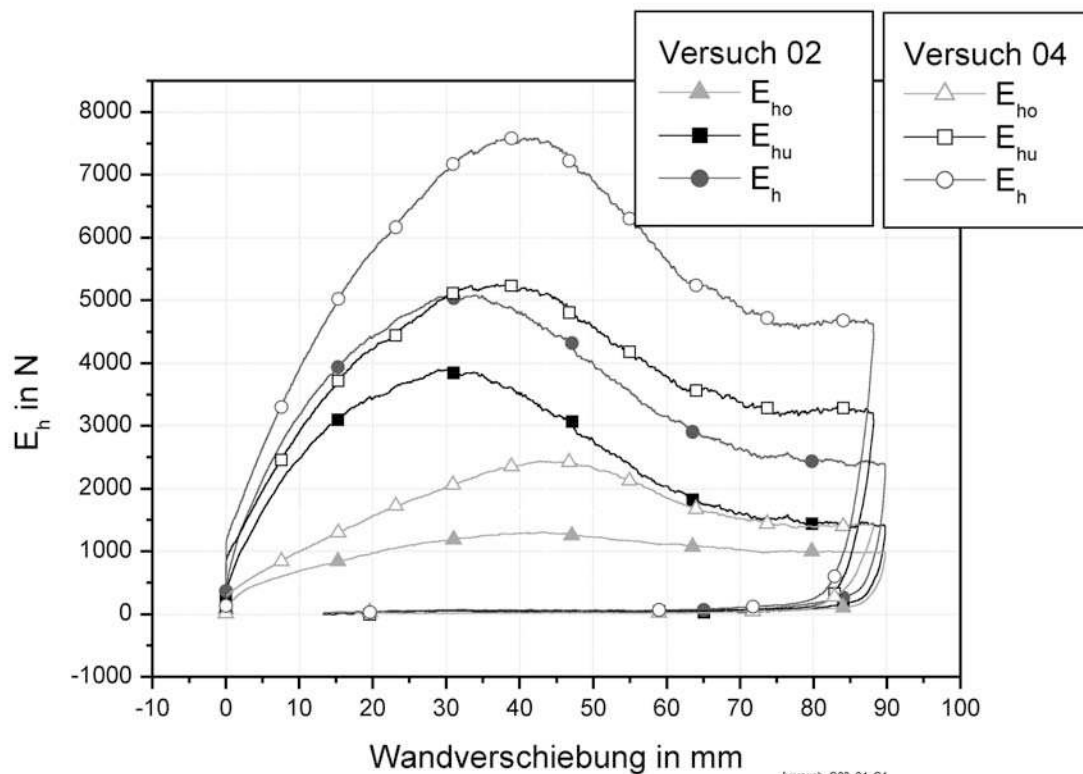


Bild 9: Horizontale Erddruckkraft E_h (vollständige Mobilisierung)

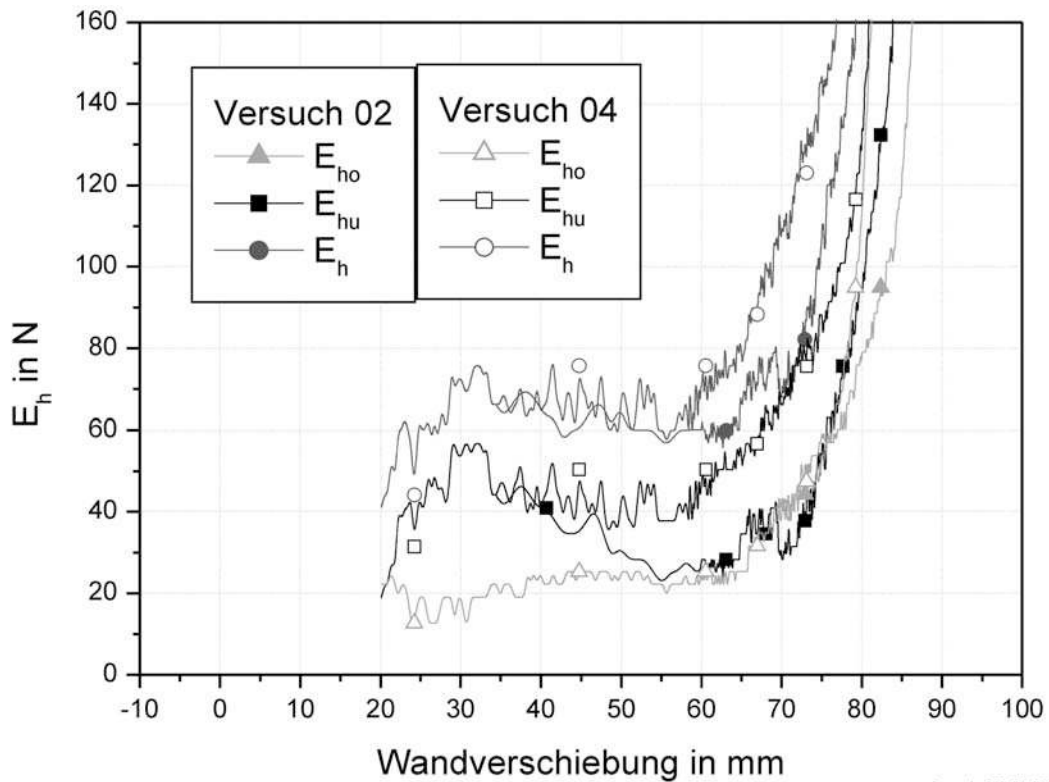


Bild 10: Horizontale Erddruckkraft E_h (Wandverschiebung zurück zur Ausgangslage)

4.4 Angriffspunkt y_E der Erddruckkraft E in Abhängigkeit der parallelen Wandverschiebung v

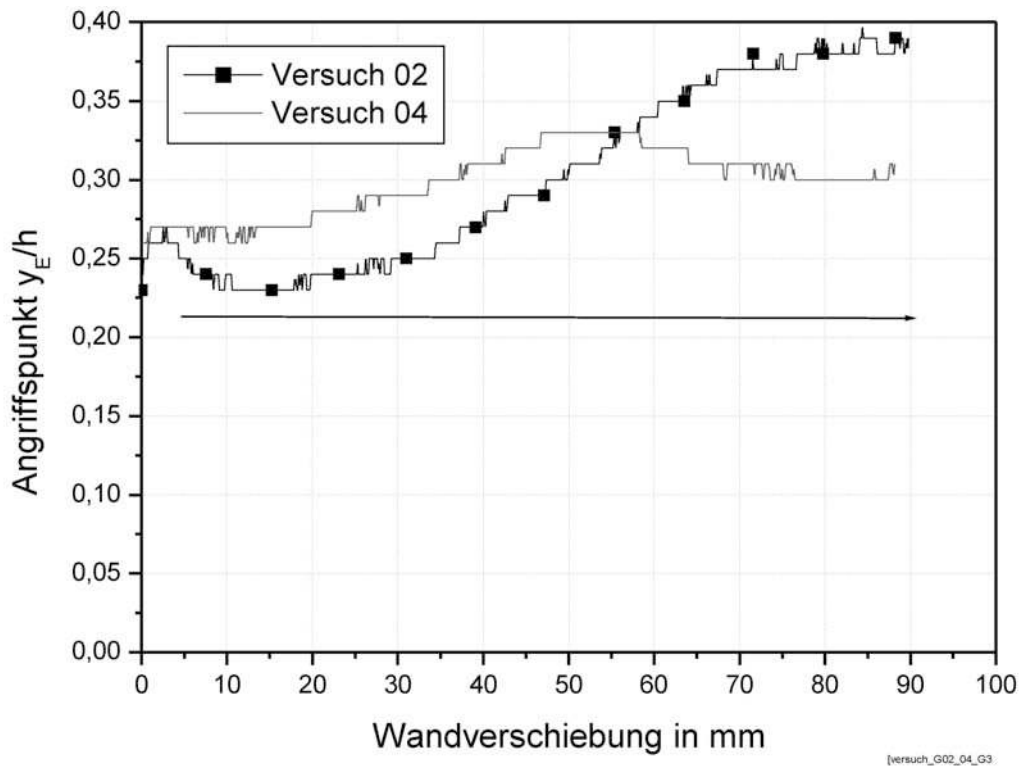


Bild 11: Angriffspunkt y_E der Erddruckkraft E (bei Wandverschiebung aus der Ausgangslage)

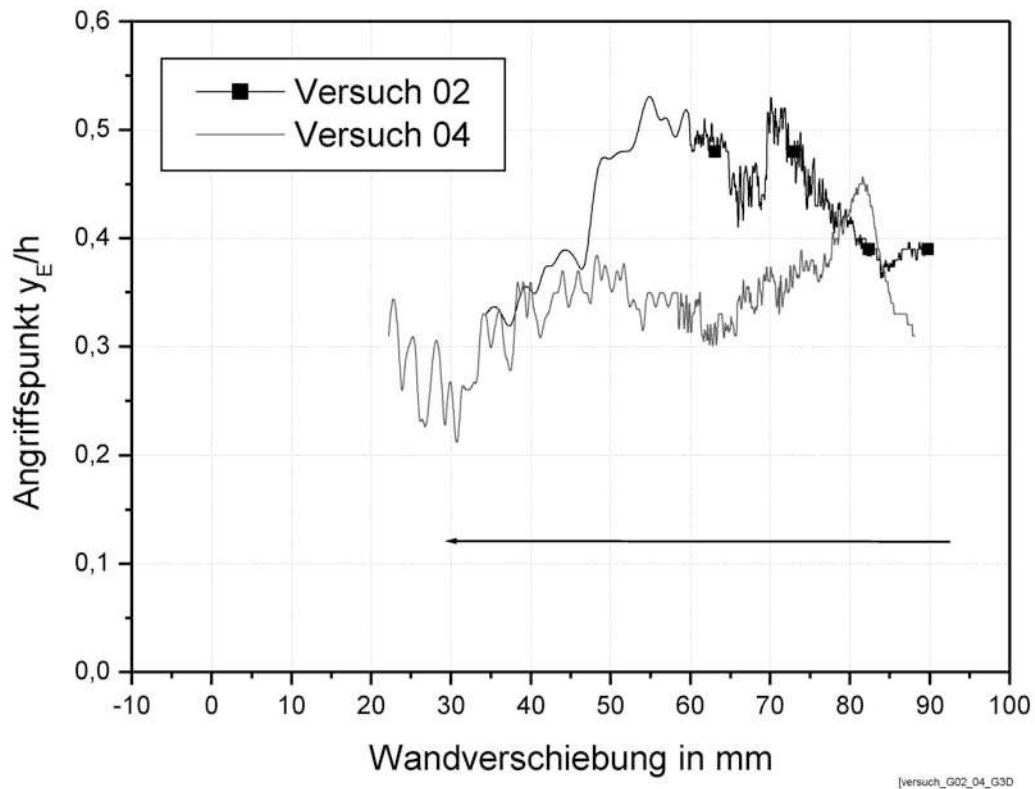


Bild 12: Angriffspunkt y_E der Erddruckkraft E (bei Wandverschiebung zurück zur Ausgangslage)

4.5 Mobilisierter Erddruckneigungswinkel δ in Abhängigkeit der parallelen Wandverschiebung v

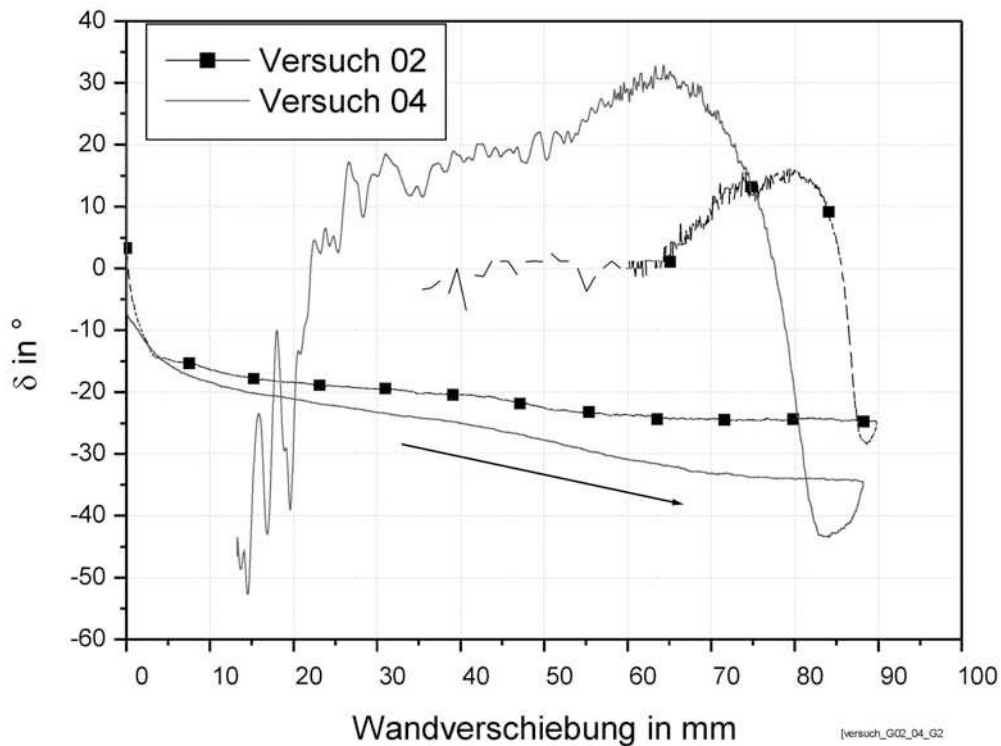


Bild 13: Mobilisierter Erddruckneigungswinkel δ



4.6 Zusammenfassung der Versuchsergebnisse mit monotoner Wandbewegung

4.6.1 Mobilisierung des stützenden Erddrucks

Allgemeines

Bei der folgenden Auswertung werden immer zwei Werte durch Semikolon getrennt angegeben, wobei der 1. Wert dem Versuch 02 und der 2. Wert dem Versuch 04 entspricht.

Erddruckkraft

Die notwendige Verschiebung zur Mobilisierung des Peakwertes der stützenden horizontalen Erddruckkraft beträgt rund $v_{\text{grenz}} = 35 \text{ mm}; 40 \text{ mm}$ bzw. $v_{\text{grenz}}/h = 0,06; 0,07$. Nach Erreichen des Maximums der horizontalen Erddruckkraft kommt es zu einem ausgeprägten Abfall der Kraft bei zunehmender Wandbewegung. Nach ungefähr $v = 75 \text{ mm}; 75 \text{ mm}$ bzw. $v_{\text{grenz}}/h = 0,12; 0,12$ wird ein konstantes Niveau der Erddruckkraft erreicht.

Bei Annahme einer dreieckförmigen Erddruckverteilung ergibt sich für das Erddruckmaximum ein horizontaler Erddruckbeiwert von $K_{\text{gh}} = 19,1; 28,4$.

Erddruckneigungswinkel und Angriffspunkt

Mit zunehmender Wandbewegung kommt es zu einer Abnahme des Erddruckneigungswinkels in den negativen Bereich, die besonders am Anfang der Verschiebung bis $v \approx 10 \text{ mm}$ stark überproportional erfolgt. Bei der Verschiebung v_{grenz} wird ungefähr $\delta = -20^\circ; -25^\circ$ und nach der größten Wandverschiebung im Versuch $\delta = -25^\circ; -35^\circ$ mobilisiert, d. h. der Erddruckneigungswinkel nimmt auch nach Erreichen der maximalen horizontalen Erddruckkraft kontinuierlich ab.

Der Angriffspunkt y_E der resultierenden Erddruckkraft verlagert sich im Versuch 02 mit zunehmender Bewegung immer weiter nach oben bis zu $y_E = 0,4 h$, während beim Versuch 04 der Angriffspunkt kurz nach Erreichen der Grenzverschiebung sich in der Nähe des unteren Wanddrittels einstellt.

Einfluss der Oberflächenrauigkeit der Wand

Die Variation der Oberflächenrauigkeit der Wand von einer glatten polierten Aluminiumoberfläche im Versuch 02 zu einer grobkörnigen Oberfläche im Versuch 04 hat wesentlichen Einfluss auf die Größe der Erddruckkraft, die im Versuch 04 bei der Verschiebung v_{grenz} rund 50 % und nach langem Verschiebungsweg rund 100 % größer ist. Beim Erddruckneigungswinkels δ beträgt die Abweichung maximal 36 %. Das Mobilisierungsverhalten des Erddrucks ist in beiden Versuchen ähnlich.

4.6.2 Mobilisierung des belastenden Erddrucks

Die gemessenen Kräfte bei der Mobilisierung des belastenden Erddrucks sind sehr klein. Die Genauigkeit der für einen großen Messbereich ausgelegten Kraftaufnehmer ist im unteren Messbereich weniger genau.

Es ist zu beachten, dass zunächst die Bewegung der Wand gegen den Boden erfolgt. Erst danach erfolgt durch Umkehr der Bewegungsrichtung der Wand die Mobilisierung des belastenden Erddrucks. Das heißt die Scherfestigkeit im Ausgangszustand vor der Mobilisierung des stützenden Erddrucks ist anders, als zu Beginn der Aktivierung des belastenden Erddrucks.

Erddruckkraft

Wie erwartet, kommt es nach der Umkehr der Bewegungsrichtung zu einem starken Abfall der Erddruckkraft, die nach ungefähr 30 mm ihr Minimum erreicht. Die Auswertung der Messwerte bei größerer Wandverschiebung ist aufgrund von Messungenauigkeiten und anderen Einflüssen nicht sinnvoll.



Erddruckneigungswinkel und Angriffspunkt

Der Erddruckneigungswinkel beträgt bei Erreichen des Minimums der horizontalen Erddruckkraft beim Versuch 02: $\delta = 0^\circ$ und beim Versuch 04: $\delta = 20^\circ$. Der Angriffspunkt befindet sich bei dieser Größe der Wandbewegung beim Versuch 02 ungefähr in Wandmitte und beim Versuch 04 im unteren Drittelpunkt der Wand.

Einfluss der Oberflächenrauigkeit der Wand

Die Oberflächenrauigkeit der Wand beeinflusst wesentlich Angriffspunkt und Neigung der Erddruckkraft. Anders als beim stützenden Erddruck ist der Einfluss auf die Größe der Erddruckkraft gering.

5 Versuchsergebnisse bei zyklischer Wandbewegung

5.1 Allgemeines

Bei der Auswertung erfolgt der Vergleich des Versuchs 10 und des Versuchs 11. Die beiden Versuche unterscheiden sich vor allem durch die Größe der Wandbewegung je Bewegungszyklus, die beim Versuch 10: $v = 21$ mm und beim Versuch 04: $v = 3$ mm entsprach. Eine Variation der Rauigkeit der Wandoberfläche erfolgte nicht.

5.2 Übersicht ausgewählter Versuchsergebnisse

Tabelle 5: Minimale horizontale Erddruckkraft E_h für 2. und letzten Zyklus des Versuches

Versuch	Zyklus	E_{ho} in N	E_{hu} in N	E_h in N	δ in $^\circ$	y_E/h -	K_h -	v mm
10	2	18,99	66,14	85,13	14,02	0,23	0,29	9,25
11	2	6,33	31,54	37,87	43,75	0,19	0,13	0,18

Versuch	Zyklus	E_{ho} in N	E_{hu} in N	E_h in N	δ in $^\circ$	y_E/h -	K_h -	v mm
10	100	28,49	72,47	100,95	11,89	0,27	0,34	3,17
11	175	12,66	34,69	47,35	27,84	0,26	0,16	0,22

Tabelle 6: Maximale horizontale Erddruckkraft E_h für 2. und letzten Zyklus des Versuches

Versuch	Zyklus	E_{ho} in N	E_{hu} in N	E_h in N	δ in $^\circ$	y_E/h -	K_h -	v mm
10	2	1294,49	4411,85	5706,34	-19,36	0,23	19,28	21,37
11	2	557,04	1286,49	1843,53	-10,22	0,29	6,23	3,01

Versuch	Zyklus	E_{ho} in N	E_{hu} in N	E_h in N	δ in $^\circ$	y_E/h -	K_h -	v mm
10	100	1253,34	3970,11	5223,45	-22,54	0,24	17,65	21,26
11	175	614,01	1677,35	2291,36	-14,53	0,26	7,74	2,98

5.3 Mobilisierung der horizontalen Erddruckkraft E_h in Abhängigkeit der Zyklenanzahl

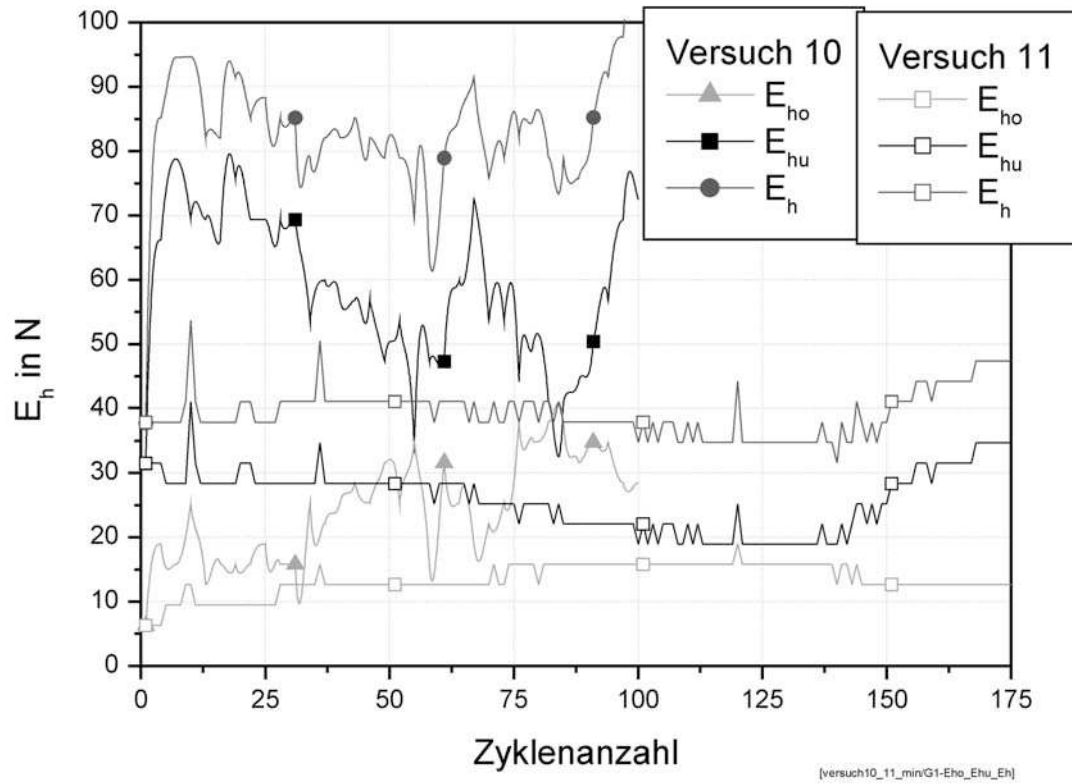


Bild 14: Horizontale Erddruckkraft E_h für das Erddruckminimum

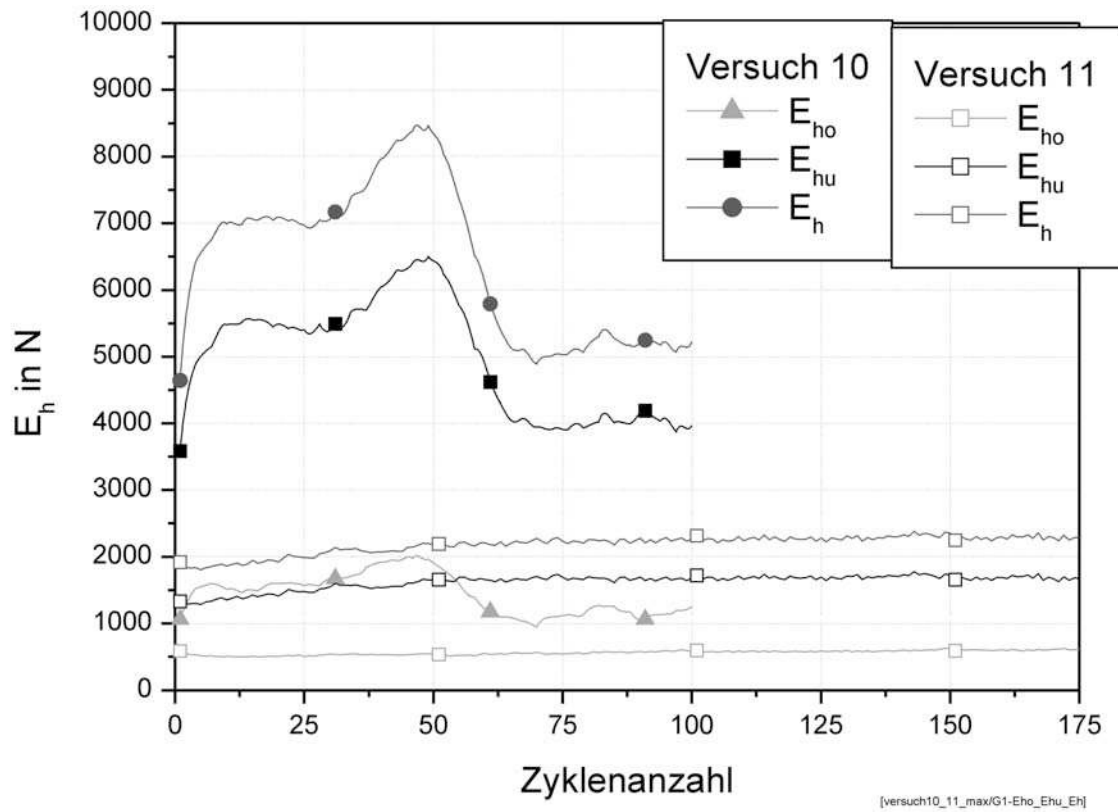
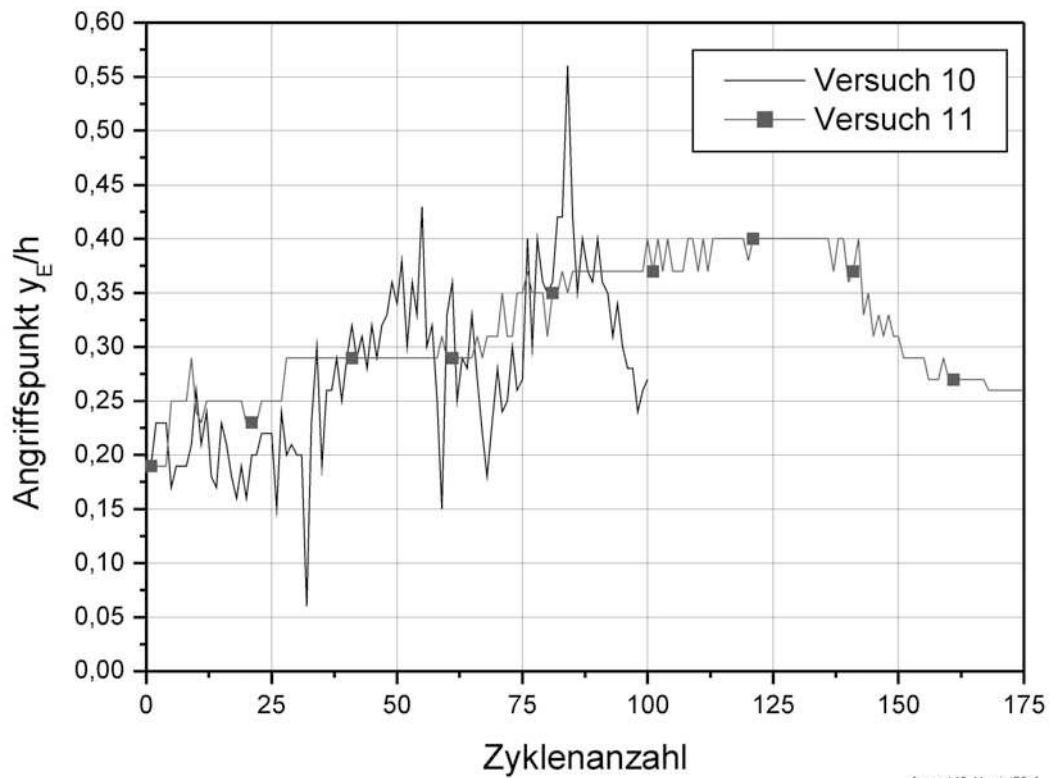


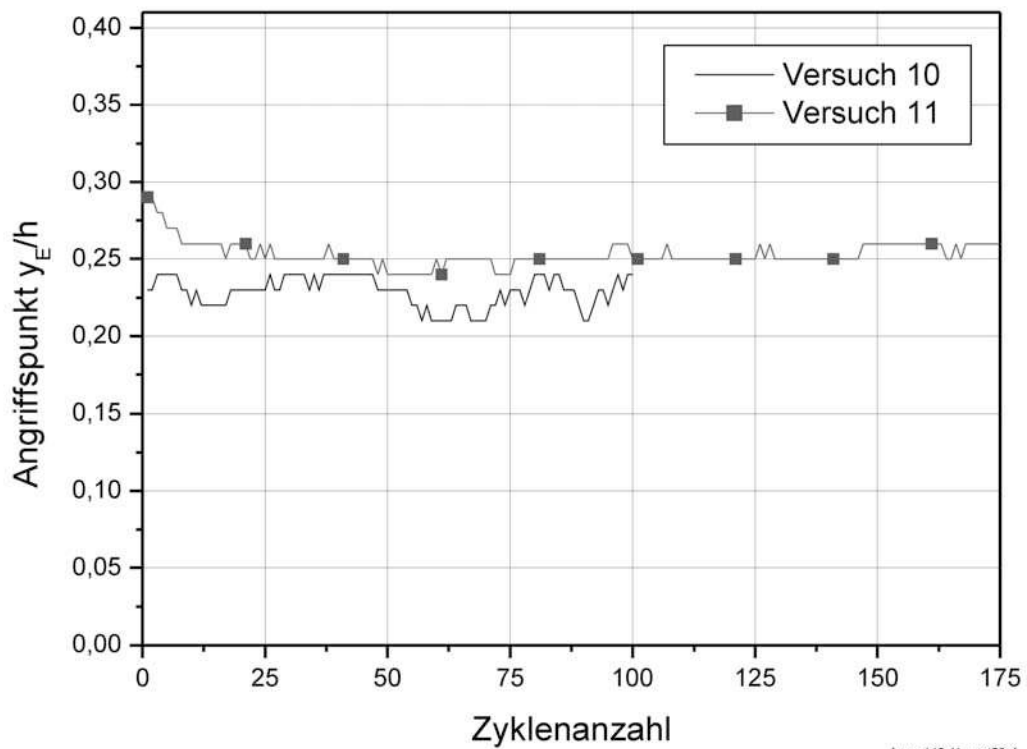
Bild 15: Horizontale Erddruckkraft E_h für das Erddruckmaximum

5.4 Angriffspunkt y_E der Erddruckkraft E in Abhängigkeit der Zyklenanzahl



[versuch10_11_min/G3-y]

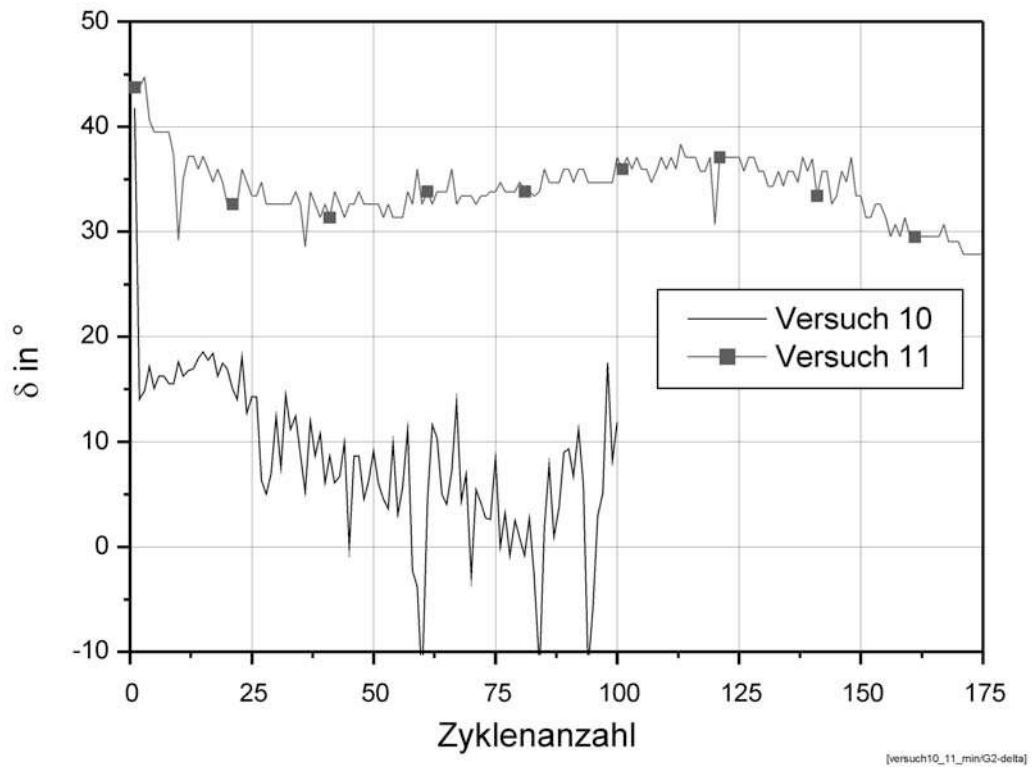
Bild 16: Angriffspunkt y_E der Erddruckkraft E für das Erddruckminimum



[versuch10_11_max/G3-y]

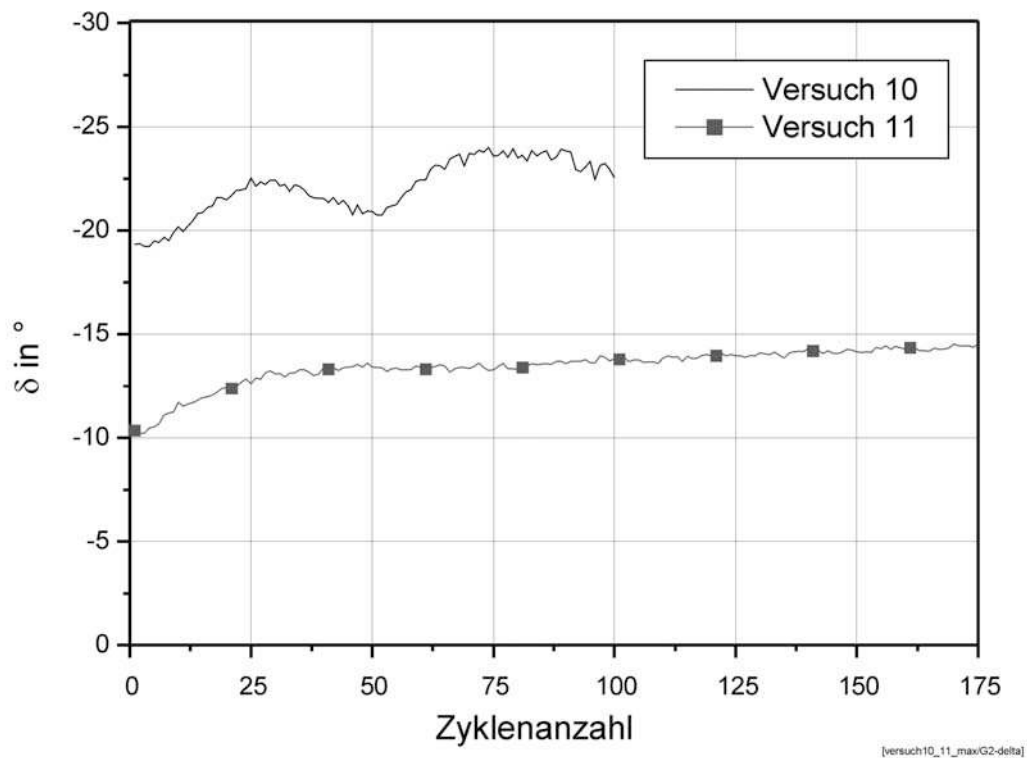
Bild 17: Angriffspunkt y_E der Erddruckkraft E für das Erddruckmaximum

5.5 Mobilisierter Erddruckneigungswinkel δ in Abhängigkeit der Zyklenanzahl



[versuch10_11_min(G2-delta)]

Bild 18: Mobilisierter Erddruckneigungswinkel δ für das Erddruckminimum



[versuch10_11_max(G2-delta)]

Bild 19: Mobilisierter Erddruckneigungswinkel δ für das Erddruckmaximum



5.6 Zusammenfassung der Versuchsergebnisse mit zyklischer Wandbewegung

5.6.1 Mobilisierung des stützenden Erddrucks

Erddruckkraft

Beim Versuch 10 erfolgt bei den ersten 10 Zyklen eine starke Zunahme der horizontalen Erddruckkraft. Nach kurzem Verharren auf konstanten Niveau kommt es nochmals zu einer Zunahme. Bei ungefähr 50 Zyklen ist das Maximum der Erddruckkraft aktiviert. Nachfolgend erfolgt ein starker Abfall der Kraft, der nach ungefähr 75 Zyklen beendet ist.

Beim Versuch 11 zeigt sich nur ein geringer Einfluss der Zyklenanzahl auf die Erddruckkraft. Nach 50 Zyklen bleibt die Erddruckkraft nahezu konstant. Beim Versuch 11 mit einem Verhältnis der Wandbewegungsamplitude zur Wandhöhe von 1/200 ergibt sich bei Annahme einer dreieckförmigen Verteilung ein stützender Erddruckbeiwert von K_{pgH} zwischen 6,2 und 7,4. Ein passiver Erddruckbeiwert von $K_{pgH} = 6,4$ würde bei Annahme gekrümmter Gleitflächen (Verfahren nach Pregl) bei einem Reibungswinkel von $\varphi = 35^\circ$; $\delta_p = -\varphi/2$ sowie $D = 0,8$ erst bei Erreichen der Grenzverschiebung von $0,056 \cdot h$ erreicht.

Erddruckneigungswinkel und Angriffspunkt

Beim Versuch 10 liegt der Neigungswinkel zwischen $\delta = 20^\circ$ und $\delta = 24^\circ$. Ein Zusammenhang zwischen Neigungswinkel und Zyklenanzahl ist nicht erkennbar.

Im Versuch 11 nimmt der Erddruckneigungswinkel mit zunehmender Zyklenanzahl von $\delta = 10^\circ$ auf etwa $\delta = 14^\circ$ ab, wobei ab dem 50. Zyklus nur eine geringfügige Abnahme zu verzeichnen ist.

Der Angriffspunkt der Erddruckkraft liegt unabhängig von der Zyklenanzahl näherungsweise im unteren Viertelpunkt der Wand.

Einfluss der Amplitude der Wandbewegung

Mit zunehmender Amplitude der zyklischen Wandbewegung kommt es zu einer Vergrößerung der Erddruckkraft verbunden mit der Aktivierung eines kleineren Erddruckneigungswinkels. Der Einfluss auf den Angriffspunkt der Erddruckkraft ist gering.

Während das Mobilisierungsverhalten der Erddruckkraft in Abhängigkeit der Zyklenanzahl beim Versuch 10 mit der größeren Amplitude der Wandbewegung von $v = 21$ mm sehr der Mobilisierung bei der monotonen Wandbewegung bis zur Grenzverschiebung ähnelt, ist beim Versuch 11 mit $v = 3$ mm nur eine geringe Abhängigkeit der Erddruckkraft von der Zyklenanzahl vorhanden.

5.6.2 Mobilisierung des belastenden Erddrucks

Die gemessenen Kräfte bei der Mobilisierung des belastenden Erddrucks sind sehr klein. Die Genauigkeit der für einen großen Messbereich ausgelegten Kraftaufnehmer ist im unteren Messbereich weniger genau.

Erddruckkraft

Die minimale Erddruckkraft ist im Versuch 10 ungefähr doppelt so groß wie im Versuch 11. Eine Abhängigkeit von der Zyklenanzahl ist nicht erkennbar.

Beim Versuch 11 mit einem Verhältnis der Wandbewegungsamplitude zur Wandhöhe von 1/200 ergibt sich bei Annahme einer dreieckförmigen Verteilung beim belastenden Erddruck ein Beiwert von K_{agh} zwischen 0,13 und 0,16. Ein aktiver Erddruckbeiwert von $K_{agh} = 0,14$ würde bei Annahme ebener Gleitflächen bei einem Reibungswinkel von $\varphi = 45^\circ$ und $\delta_a = 2 \cdot \varphi/3$ bei Erreichen der Grenzverschiebung aktiviert.



Erddruckneigungswinkel und Angriffspunkt

Der Mittelwert des Erddruckneigungswinkels beträgt bei Erreichen des Minimums der horizontalen Erddruckkraft beim Versuch 10: $\delta = 5^\circ$ und beim Versuch 11: $\delta = 35^\circ$. Der Angriffspunkt befindet sich bei beiden Versuchen ungefähr im unteren Drittel der Wand.

Einfluss der Größe der Wandbewegung je Zyklus

Mit zunehmender Amplitude der Wandbewegung kommt es zu einer Vergrößerung der Erddruckkraft verbunden mit der Abnahme des Erddruckneigungswinkels. Der Einfluss auf den Angriffspunkt der Erddruckkraft ist gering.

6 Zusammenfassung

Die durchgeführten zyklischen Versuche mit unterschiedlicher Amplitude der Wandbewegung zeigen, dass mit abnehmender Amplitude die Abhängigkeit zwischen der mobilisierten Erddruckkraft und der Zyklusanzahl weniger ausgeprägt ist. Bei kleiner Amplitude der Wandbewegung ist bei der untersuchten Zyklusanzahl der Einfluss auf den mobilisierten Extremwert der belastenden und stützenden Erddruckkraft gering.

Unter Beachtung des im Detail zwar noch unbekanntes Maßstabeffektes zwischen Wandhöhe und Amplitude der zyklischen Wandbewegung, kann jedoch mit großer Wahrscheinlichkeit vermutet werden, dass bei der üblichen Größe der Wandbewegung von Schleusenkammerwänden die mobilisierte Erddruckkraft nur gering von der Anzahl der Wandbewegungen abhängig ist.

Literatur

- [1] Grundsatzversuche Blähton GEOTON La der Körnung 8-16 mm, Universität Karlsruhe, Lehrstuhl für Bodenmechanik und Grundbau, 2001
- [2] Merkblatt über die Verwendung von Blähton als Leichtbaustoff im Straßenunterbau und Untergrund, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, FGSV Verlag GmbH, 2004
- [3] Prospekt Blähton für die Geotechnik, Firma Fibro Exclay



Software zur Bemessung von Deckwerken

Dr.-Ing. Tilman Holfelder, Dr.-Ing. Jan Kayser
Bundesanstalt für Wasserbau, Referat Erdbau und Uferschutz

1 Einführung

Das Netz der Binnenwasserstraßen der Wasser und Schifffahrtsverwaltung (WSV) hat eine Gesamtlänge von ca. 7.300 km, davon sind 1.700 km Kanäle, 2.600 km Flüsse und 3.000 km staugeregelte Flüsse. In weiten Bereichen der Binnenwasserstraßen sind die Ufer (incl. der Böschungen) und zum Teil auch die Sohlen gegen Wellen und Strömungen zu sichern. Diese Sicherungen machen ca. 20 % des Anlagevermögens der WSV aus, so dass deren wirtschaftlicher Bemessung eine besondere Bedeutung zukommt. Für eine sichere und wirtschaftliche Bemessung müssen sowohl die hydraulischen Einwirkungen auf die Ufer- und Sohlensicherungen als auch die Widerstände derselben bekannt sein.

Ein großer Teil der Einwirkungen auf das Gewässerbett (Ufer, Böschung, Sohle) entsteht durch die Schifffahrt. Zu unterscheiden sind die Einwirkungen infolge der Wasserverdrängung bei Fahrt des Schiffs durch einen begrenzten Wasserquerschnitt (Rückströmung, Heckquerwelle, Absenk) sowie die direkte schiffsinduzierte Belastung durch Propulsion. Weitere Einwirkungen entstehen durch Ankerwurf oder Anfahrungen bei Havarien.

Grundsätzlich besteht ein Deckwerk aus einer Deckschicht und darunter liegender Filterschicht (mineralischer oder geotextiler Filter). Bei gedichteten Kanälen liegt i. d. R. unter der Deckschicht und einer geotextilen Trennlage noch eine Dichtung. Bei Bedarf kann die Deckschicht aus losen Wasserbausteinen zusätzlich mit einem Teilverguss aus hydraulisch gebundenem Vergussstoff befestigt werden.

Der Widerstand eines Deckwerks gegen die Einwirkungen ergibt sich zum einen aus der Stabilität der Deckschicht bei Strömungen und Wellen (hydraulische Stabilität) und zum anderen aus dem Flächengewicht des gesamten Deckwerks (geotechnische Stabilität).

Detailliert sind für Böschungs- und Sohlensicherungen die Einwirkungen und Widerstände in den „Grundlagen zur Bemessung von Böschungs- und Sohlensicherungen an Binnenwasserstraßen“ (GBB) /BAW 2004/ beschrieben.

2 Regelbauweisen für Deckwerke

Für genau definierte Randbedingungen gibt es Regelbauweisen für Deckwerke an den Binnenwasserstraßen, mit denen eine wirtschaftliche und sichere Dimensionierung der Deckwerke möglich ist. Wesentliche Randbedingungen zu deren Anwendung sind:

1. Regelprofile nach den „Richtlinien für Regelquerschnitte von Schifffahrtskanälen“ / BMVWS 1994/
2. Querschnittsverhältnis (Kanalprofil/Schiffsprofil) $n \geq 5,2$
3. Schifffahrtskanäle ohne Grundströmung.

Die Regelbauweisen sind in dem „Merkblatt Anwendung von Regelbauweisen für Böschungs- und Sohlensicherungen an Wasserstraßen (MAR)“ Ausgabe 1993 festgelegt /BAW 1993/. Regeldicken für Deckschichten loser Wasserbausteine sind 60 cm, für teilvergossene Deckschichten 40 cm, vgl. Bild 1.

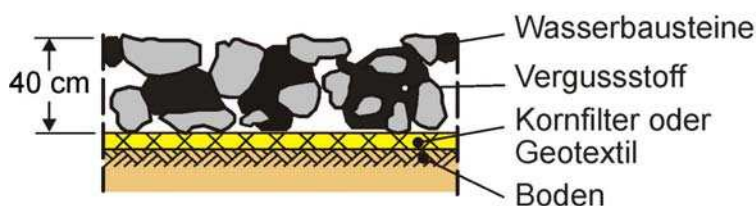
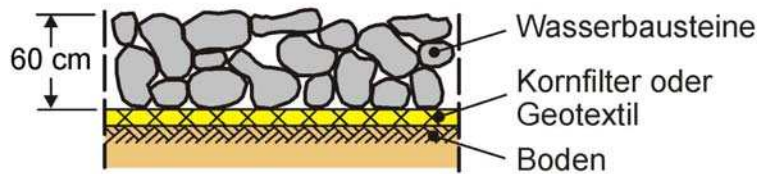


Bild 1: Übliche Deckschichten für Deckwerke an Binnenwasserstraßen

Derzeit wird das MAR überarbeitet. Ergänzend zur Fassung MAR 1993 /BAW 1993/ werden folgende Parameter berücksichtigt:

1. Verschiedene Schiffstypen (Europaschiff, Großmotorschiff, Schubverband, übergroßes Großmotorgüterschiff)
2. Schiffsgeschwindigkeit $v_s = 97 \% v_{krit}$ und Position des Schiffes bei Normalfahrt 1 m über dem Böschungsfuß
4. Verschiedene Böden (Kiese, Sande, schluffige und stark schluffige Böden, kohäsive Böden).

Bei der Planung eines Deckwerkes, bei dem die Randbedingungen von den oben genannten Voraussetzungen abweichen, ist das MAR nicht anwendbar, da dies zu einer unsicheren oder einer unwirtschaftlichen Dimensionierung des Deckwerkes führen könnte. In diesem Fall ist eine Bemessung des Deckwerkes entsprechend den „Grundlagen für die Bemessung von Böschungs- und Sohlensicherungen an Binnenwasserstraßen“ /BAW 2004/ erforderlich.

3 Bemessung von Deckwerken

3.1 Grundsätzliches

Die Bemessung von Deckwerken an Binnenwasserstraßen nach dem GBB /BAW 2004/ lässt sich in drei Teile gliedern.

1. Berechnung der hydraulischen Einwirkungen

Hier werden die Wellen und Strömungen berechnet, die bei der Wasserverdrängung eines durch einen begrenzten Wasserquerschnitt fahrenden Schiffskörper erzeugt werden. Zudem werden die Strömungen berechnet, die durch die Propulsion entstehen.

2. Hydraulische Bemessung

Aus den Einwirkungen Welle und Strömung wird die erforderliche Größe des Einzelsteins berechnet.



3. Geotechnische Bemessung

Auf der Grundlage der hydraulisch berechneten Absunkwelle (Absunk) wird die erforderliche Dicke des Deckwerks berechnet. Hierbei finden insbesondere Porenwasserüberdrücke Berücksichtigung, die bei schnellem Wasserspiegelabsunk im Boden entstehen /Holfelder, Kayser 2005/.

Das GBB ist für eine Vielzahl unterschiedlicher Randbedingungen (Geometrien, Schiffe, Böden, ...) anwendbar. Daher ist im Rechenablauf eine sehr hohe Anzahl an Verzweigungen möglich und einige iterative Berechnungen sind durchzuführen. Dies sprengt den Rahmen für Handrechnungen bei weitem und auch eine Programmierung z. B. in Excel ist aufgrund der Komplexität immer nur für eine eingeschränkte Variationsbreite möglich. Um das GBB in der ganzen Variationsbreite für die Praxis handhabbar zu machen wurde daher beschlossen, das Regelwerk GBB in eine Software umzusetzen. Hierfür wurde ein IT-Verfahren der WSV initiiert. Mit der Erstellung des Programms wurde eine Arbeitsgruppe unter Beteiligung der WSV, der Fachstelle für Informationstechnologie der BAW sowie der Fachabteilung Wasserbau und Geotechnik der BAW beauftragt. Die eigentlichen Programmierleistungen führte nach einem Ausschreibungsverfahren ein qualifiziertes Ingenieurbüro durch.

3.2 Software GBBSOft

3.2.1 Allgemeines

Das Grundelement der Software ist der sog. Bemessungsfall. Der Bemessungsfall entspricht einem Querprofil der Wasserstraße. Er beinhaltet neben dem Profilquerschnitt einen Boden, eine Deckwerkskonstruktion und Fußstützung und eine Sorte Wasserbausteine. Wie in der Natur auch können durch diesen Querschnitt beliebig viele Schiffe mit beliebig vielen Geschwindigkeiten auf beliebig vielen Positionen verkehren. Jeder Bemessungsfall wird für sich in einer eigenen Datei, sowohl mit den Eingabewerten als auch – wenn vorhanden – mit den Ergebnissen gespeichert.

Hinsichtlich der möglichen Variationen der Vielzahl an Parametern sind in GBBSOft nur insofern Grenzen gesetzt, als dass physikalisch falsche oder unrealistische Fälle so weit wie möglich abgefangen werden. Ansonsten kann die ganze Bandbreite möglicher Parameter und Konstruktionsdetails in die Berechnungen eingeführt werden.

3.2.2 Handhabung der Software

Derzeit liegt eine erste Vollversion der Software GBBSOft vor, die sich in der Pilotierungsphase befindet. Sie ist in die drei Abschnitte

1. Eingabe,
2. Berechnung und
3. Ausgabe

gegliedert. Diese Struktur ist in Bild 2 dargestellt

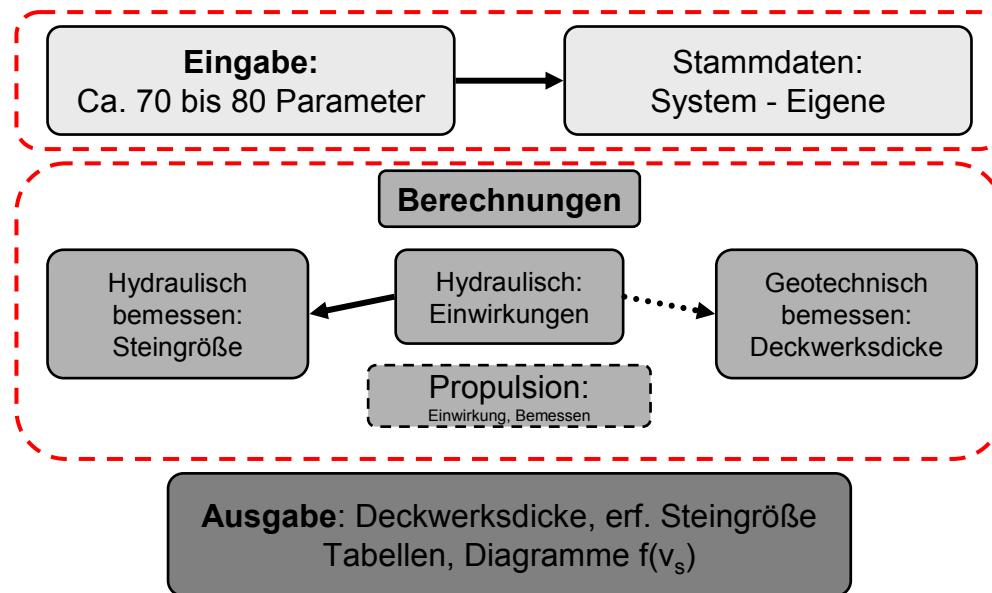


Bild 2: Struktur der Software GBBSoft für einen Bemessungsfall

Eingabe

Für einen Bemessungsfall ist die Eingabe von 70 bis 80 Parametern erforderlich. Zur einfacheren Zusammenstellung der Bemessungsfälle wurden im Programm sogenannte Stammdaten vorgesehen. Hier können immer wiederkehrende Objekte, wie z.B. Schiffe, Standardböden, die üblichen Steinklassen und die Regelbauweisen eingegeben werden, und bei Bedarf in den Bemessungsfall geladen werden. GBBSoft enthält einerseits von der BAW zusammengestellte unveränderliche Systemstammdaten, die Standardvorgaben für häufig verwendete Objekte mit all ihren Parametern enthalten, andererseits kann sich der Nutzer auch eigene Stammdaten zusammenstellen. Damit kann er die für seine jeweilige Wasserstraße relevanten Randbedingungen (z. B. typische Böden oder spezielle Schiffstypen) in einer Art Bibliothek verankern und ohne viel Aufwand in die verschiedenen Bemessungsfälle einlesen.

Berechnung

Die Berechnung ist viergeteilt. Der erste Schritt besteht in der hydraulischen Berechnung der Einwirkung. Darauf basiert die hydraulische Bemessung, d.h. die Ermittlung der erforderlichen Steingröße. Auf der Grundlage dieser berechneten hydraulischen Einwirkungen kann auch die geotechnische Bemessung (Ermittlung der Deckwerksdicke) erfolgen. Es gibt aber auch die Möglichkeit die geotechnische Bemessung unabhängig von den berechneten Einwirkungen durchzuführen, z.B. wenn die hydraulischen Einwirkungen (Wellen- und Absunkwerte) aus Naturmessungen bekannt sind.

Als eigenständiger Teil wurde die Propulsion programmiert. Hier können neben den im GBB bereits verankerten Ansätzen ergänzend auf Grundlage eines neuen Verfahrens die Einwirkungen aus Schraubenstrahlbelastungen berechnet und die entsprechende Steinbemessung durchgeführt werden. Zusätzlich wird eine theoretische Kolktiefe infolge Propulsion ermittelt.

Ausgabe

Wesentliche Ergebnisse der Ausgabe sind die erforderliche Deckwerksdicke und Steingröße, wobei die anderen Parameter der Steine (Dichte, Steinform, Kornverteilung) vor der Berechnung festzulegen sind. Für die Ausgabe sind verschiedene Formate wählbar. Sie kann zum einen in Tabellen, in Form von Einzelwerten oder als zusammengefasste Tabelle angefordert werden. Für eine bessere Übersicht sind auch



Darstellungen in Diagrammen möglich. Normalerweise werden hierbei die entsprechenden Größen (hydraulische Einwirkungen wie Wellen und Strömungen, Deckwerksdicke, erforderliche Steingröße) über verschiedene Schiffsgeschwindigkeiten v_s variiert. Für die weitere Verarbeitung der Daten ist auch ein Export mittels CSV-Dateien möglich.

4 Bewertung der Rechenergebnisse

Die Software ist ein Hilfsmittel zur Dimensionierung von Deckwerken. Für die letztendliche Entscheidung über die Konstruktion des Deckwerks ist aber eine ingenieurmäßige Bewertung der Berechnungsergebnisse und eine Abwägung technischer und wirtschaftlicher Kriterien unabdingbar. Somit versteht es sich von selbst, dass die Software im Ergebnis zwar die möglichen Wege zu einem sicheren Deckwerk aufzeigt, das Resultat aber letztendlich kein „fertiges“ Deckwerk sein kann. Dem entsprechend sind die Ergebnisse durch den entwerfenden Ingenieur auch kritisch zu bewerten und in seiner Verantwortung weiter zu verarbeiten, wie es auch bei anderen Bemessungsprogrammen des Bauwesens üblich ist.

5 Ausblick

Es ist damit zu rechnen, dass die Software GBBSOft Anfang nächsten Jahres herausgegeben werden kann. Im Rahmen der Einführung der Software ist zunächst die Durchführung eines Kolloquiums geplant, in dem eine Übersicht über den Stand der Deckwerksbemessung unter Verwendung der Software gegeben wird. Auf der Grundlage des Kolloquiums ist dann von den entsprechenden Dienststellen der WSV zu entscheiden, inwiefern Mitarbeiter in der Benutzung der Software zu schulen sind. Abhängig von dieser Entscheidung werden im Frühjahr 2008 Schulungen zur Anwendung der Software in Karlsruhe von der BAW durchgeführt.

Literatur

- BAW 1993: Merkblatt Anwendung von Regelbauweisen für Böschungs- und Sohlensicherungen an Bundeswasserstraßen“, Karlsruhe, 1993
- BAW 2004: Grundlagen der Bemessung von Böschungs- und Sohlensicherungen an Binnenwasserstraßen (GBB), Mtlg. der BAW Nr. 87, Karlsruhe, 2004
- BMVBS 1994: Richtlinie für Regelquerschnitte von Schiffahrtskanälen, Bonn, 1994
- Holfelder/Kayser 2005: Holfelder, T.; Kayser, J.: Berücksichtigung von Porenwasserüberdrücken bei der Bemessung von Deckwerken an Wasserstraßen, Vortrag beim Ohde-Kolloquium 2005 der TU Dresden am 27. September 2005, Veröffentlichung im Tagungsband





Nachweise nach EC 7 / DIN 1054 mit numerischen Methoden¹

Dr.-Ing. Michael Heibaum und Dr.-Ing. Markus Herten
Bundesanstalt für Wasserbau Karlsruhe, Abteilung Geotechnik

1 Einleitung

Vor jeder Diskussion über Bemessungsverfahren muss das Bewusstsein stehen, dass vor der Anwendung von Modellen und Sicherheits-Zahlenwerten die Kenntnis des Baugrundes stehen muss. Dies ist erfreulicherweise auch in die europäische Norm aufgenommen worden, wo in EN 1997-1 2.4.1(2) zu lesen steht: "In der Geotechnik hängt die Kenntnis über die Untergrundverhältnisse von dem Umfang und der Qualität der geotechnischen Untersuchungen ab. Solche Kenntnisse und die fachgerechte Bauausführung sind für die Erfüllung der grundsätzlichen Anforderungen wichtiger als die Genauigkeit der Rechenmodelle und der Teilsicherheiten!"

Im zweiten Schritt muss jedoch den Modellen vertiefte Beachtung geschenkt werden. Jeder Bemessung liegt eine Modellvorstellung zugrunde, die selbstverständlich einen Einfluss auf die zugehörigen Sicherheitsbeiwerte hat. Der Begriff "Modellbildung" hat auch Eingang in die neue Normengeneration gefunden: DIN 1055-100 diskutiert Modelle für Lasten, Material und Berechnungsverfahren. Im Zuge der Modellbildung werden a priori Festlegungen getroffen, die erheblichen Einfluss auf die Ergebnisse haben können. Beispiele sind die Größe des Wandreibungswinkels (dieser ist abhängig von der gegenseitigen Verschiebung von Wand und Boden) oder die Form der Gleitfläche. (Diese ist in situ nur selten ein Kreis oder eine Gerade, wie es in den Berechnungsverfahren zugrunde gelegt wird.)

2 Normungsgrundlagen der Bemessung

Basis der nationalen geotechnischen Sicherheitsnormen ist derzeit die Euronorm EN 1997-1. Leider konnte in der Geotechnik Europas keine Einheitlichkeit erzielt werden, sodass drei verschiedene Nachweisverfahren angeboten werden, von denen Deutschland weitgehend dem Verfahren 2 folgt. Die europäische Norm lässt offen, wann die Teilsicherheitsbeiwerte in der Rechnung eingeführt werden. Ein Weg, wie er auch im konstruktiven Ingenieurbau gewählt wird, ist der Ansatz der Teilsicherheitsbeiwerte zu Beginn auf die Einwirkungen und Widerstände und die Berechnung mit Bemessungswerten ("Faktorisierung der Eingangsgrößen"). Zum anderen kann man aber auch die Berechnung - wie bisher - mit den charakteristischen Belastungen durchführen und die für den jeweiligen Nachweis benötigten Beanspruchungen ("Beanspruchungen" sind die "Auswirkungen der Einwirkungen") ermitteln. Für den Nachweis werden die Teilsicherheitsbeiwerte auf die aus der Berechnung erhaltenen Beanspruchungen (z. B. Schnittkräfte) angesetzt ("Faktorisierung der Beanspruchungen"). Letztere Vorgehensweise wird als "Verfahren 2*" bezeichnet (Frank et al. 2004), was für den Nachweis mit numerischen Verfahren günstig ist, wie später gezeigt werden wird.

In Deutschland ist dieses Verfahren in DIN 1054 festgelegt und hat damit das über viele Jahre erfolgreich angewandte Verfahren des sogenannten "globalen Sicherheitssystems" abgelöst, bei dem in den meisten Fällen Lasten (Kräfte) mit Festigkeiten verglichen wurden und der Sicherheitsabstand zwischen diesen durch einen globalen Sicherheitsfaktor erreicht wurde. Diese globalen Sicherheitsbeiwerte waren im Wesentlichen empirisch festgelegt, d. h. auf der Grundlage der Erfahrungen mit bestimmten Bauweisen, bestimmten Berechnungsverfahren und bestimmten Bemessungstraditionen. Mit ihnen wurden die Unsicherheiten in den Parametern, den rechnerischen Annahmen und den Rechenverfahren, sowie die unvermeidliche Ungenauigkeit der Ausführung pauschal abgedeckt. Sicherheitsbeiwerte für ein bestimmtes Verfahren sind daher nicht auf ein anderes übertragbar, sondern beruhen stets auf dem jeweils zugehörigen Modell. Die Modelle beziehen sich sowohl auf die gewählten Bruchmechanismen (z. B. Annahme eines kreisförmigen Bruchkörpers im Boden, Annahme der gleichzeitigen Mobilisierung der Scherkräfte entlang einer Gleitfuge) als auch auf die Berechnung (z. B. Gleichgewicht von Kräften, jedoch nicht von Momenten).

¹ Nachdruck aus: Grabe, J. (Hrsg.): Bemessen mit Finite-Elemente-Methoden. Workshop am 4. Oktober 2007, TU Hamburg-Harburg



Die Teilsicherheitsbeiwerte in der neuen Norm wurden so gewählt, dass im Wesentlichen dieselben Abmessungen wie mit dem globalen Sicherheitskonzept erhalten werden. Damit wird - vereinfacht ausgedrückt - der globale Sicherheitsbeiwert in einen Teilsicherheitsbeiwert auf der Einwirkungs- und einen auf der Widerstandsseite zerlegt. Das bedeutet, dass auch die jetzt gewählten Teilsicherheiten auf Erfahrungen basieren und nur auf den jeweiligen Nachweis bezogen sein können.

3 Modelle

3.1 Arten der Modellbildung

Das Bewusstsein, dass hinter allen Nachweisen mehr oder weniger zutreffende Modelle stehen, hat sich in der Höhe der Sicherheitsbeiwerte niedergeschlagen oder es zeigt sich in der Forderung nach zwei Nachweisen, wie z. B. in DIN 1054 (2005-01) 10.6.7, wonach in bestimmten Fällen sowohl der Nachweis der Standsicherheit auf der tiefen Gleitfuge zu führen, als auch eine ausreichende Sicherheit gegen Geländebruch nachzuweisen ist.

Modellbildung bedeutet, eine repräsentative Auswahl zu treffen, die zu sicherem, aber auch wirtschaftlichem Bauen führt. Sie ist an vielerlei Stellen erforderlich:

- Die möglichen Lasten und Lastkombinationen müssen zutreffend ausgewählt werden.
- Die vorhandene Geometrie muss vereinfacht werden, dennoch sichere Ergebnisse liefern.
- Die Materialkennwerte müssen repräsentativ sein.
- Wesentliche Zustände des Bauablaufs müssen festgelegt und nachgewiesen sein.
- Streuende Ergebnisse müssen in eine (oder wenige) Dimensionierungsanweisung münden.
- Widersprüchliche Ergebnisse verschiedener Berechnungsverfahren müssen abgeglichen werden.

3.2 Modelle für Einwirkungen

Die Festlegung von Einwirkungen ist ein wesentlicher Punkt der Planung von Bauwerken. Da viele Einwirkungen stark streuen können, aber dennoch ausreichend sicher abgeschätzt werden müssen, ist das Aufstellen entsprechender Modelle unumgänglich. DIN 1055 - 100 "Einwirkungen auf Tragwerke - Grundlagen der Tragwerksplanung, Sicherheitskonzept und Bemessungsregeln" widmet sich dieser Modellbildung ausführlich und behandelt im Einzelnen:

- Modelle für ständige Einwirkungen
- Modelle für veränderliche Einwirkungen
- Modelle für dynamische Einwirkungen
- Modelle bei Brandeinwirkungen
- Modelle für Umwelteinflüsse

Diese Modelle müssen im ersten Schritt einer Nachweisführung für die in den Grenzzuständen maßgebenden Bemessungssituationen aufgestellt werden.

3.3 Materialmodelle

Die Auswahl zutreffender Materialkennwerte erweist sich stets als ein kritischer, aber wesentlicher Schritt im Zuge der gesamten Baumaßnahme. Da der Aufwand an Baugrunduntersuchungen häufig genug in keinem Verhältnis zum gesamten Bauvolumen steht, bestand auch keine Chance, in der Geotechnik ein Sicherheitskonzept auf probabilistischer Grundlage einzuführen. Häufig genug werden Baugrundkenngrößen - meist weit auf der sicheren Seite liegend - aus dem Schrifttum entnommen, mehr oder minder allgemeingültig. Lieber wird weit auf der sicheren Seite liegend gerechnet, als ein zutreffendes und zielgerichtetes Untersuchungsprogramm abzarbeiten oder Probelastungen durchzuführen - aber wann sind z. B. Durchlässigkeiten oder Konsistenzen auf der sicheren Seite, wann auf der unsicheren? Dies kann nur für den einzelnen Bemessungsfall entschieden werden. Es gilt immer: Sparen bei der Baugrunderkundung zahlt sich nicht aus! Im Gegenteil: Es gibt Bauwerke, bei denen der gegenüber der Gründung teurere Oberbau nur einen sehr geringen Preisspielraum bietet, so dass die Vergabe aufgrund



des preiswertesten Gründungsvorschlages erfolgt – dafür wird eine exakte Kenntnis des Untergrundes benötigt.

Andererseits befindet sich der bemessende Ingenieur auch in einer Zwangslage, wenn ausreichende Baugrundkennwerte zur Verfügung stehen. Da es baupraktisch nicht sinnvoll ist, Bauverfahren und Materialeinsatz in kurzen Abständen zu ändern, muss ein repräsentatives Bemessungsprofil erstellt werden, das einerseits zu wirtschaftlicher Bauausführung, andererseits zur sicheren Dimensionierung führt. Die Modellbildung für den Boden und die Schichten- und Geländegeometrie ist also nach der Erstellung von Lastmodellen der nächste wesentliche Schritt, bevor die erste Berechnung überhaupt durchgeführt wird.

3.4 Erdstatische Rechenmodelle

Um das Versagen im Boden beurteilen zu können, wurden und werden im Wesentlichen zwei Wege beschritten (Arslan 1980): Zum einen werden Verformungen von Baugrund und Bauwerk ermittelt, oft unter der Annahme, dass das Verformungsverhalten unter den gegebenen Lasten zumindest bereichsweise linear elastisch sei. Zum anderen wird der Versagensfall auf der Grundlage starrer Plastizität betrachtet. Die dafür bekannten Modelle sind die Starrkörper-Bruchmechanismen, die viele geotechnische Nachweise dominieren. Der eigentlich kontinuierliche Vorgang von einem Anfangszustand über Verformungen mit elastischen und plastischen Anteilen bis zu Fließerscheinungen und Bruch wird demnach als zwei getrennte Probleme mit jeweils eigenen Modellvorstellungen behandelt.

Man muss sich stets im Klaren sein, dass Modell und Wirklichkeit nie vollständig übereinstimmen. Die Erddruckformel aus DIN 4085 liefert eine vom Wandkopf bis zum Fuß linear zunehmende Erddruckverteilung. Die Wirklichkeit liefert jedoch Erddruck-Umverteilungen: Stützstellen mit geringer Verschiebung erhalten mehr Last als Bereiche, die sich der Belastung entziehen. Die endgültige Verteilung ist stets abhängig von der Wandbewegung und -verformung.

Der Wahl des Wandreibungswinkels kommt bei der Modellbildung für traditionelle Berechnungsverfahren eine überproportionale Bedeutung zu. Die Höhe der Wandreibung muss zunächst abgeschätzt werden, jedoch werden damit auch Unzulänglichkeiten des Berechnungsmodells kompensiert: Bei Ansatz ebener Gleitfugen darf im passiven Bereich ein maximaler Wert von $2/3$ des inneren Reibungswinkels angesetzt werden, obwohl aufgrund von Messungen bekannt ist, dass bei Reibung von Boden auf Beton oder Stahl nahezu der innere Reibungswiderstand erreicht wird. Die neue DIN 4085 trägt dieser Tatsache Rechnung, indem beim Erdwiderstand die gekrümmten Gleitfugen im Vordergrund stehen.

Die klassischen Berechnungsverfahren berücksichtigen Verformungen oft erst am Ende der Bemessung und das mit sehr einfachen Modellen. Über das Verformungsverhalten muss jedoch ganz am Anfang nachgedacht werden, da sich Belastungen und Verformungen gerade bei der Wechselwirkung Bauwerk–Boden gegenseitig bedingen.

3.5 Numerische Modelle

Bei Anwendung eines numerischen Verfahren wie der FEM steht eine ganz andere Modellbildung im Vordergrund, die aber ebenfalls eine große Auswirkung auf die Ergebnisse haben kann. Der Boden wird zunächst als ein Kontinuum betrachtet (was der Haufwerkstruktur des Bodens widerspricht) und dann in Elemente zerlegt, um eine numerische Lösung zu ermöglichen. Da das Elementnetz nur eine begrenzte Ausdehnung besitzen kann, haben auch die Randbedingungen einen erheblichen Einfluss auf das Ergebnis. Auch die Materialgesetze werden auf der Grundlage von Modellvorstellungen festgelegt, die das wirkliche Verhalten in Abhängigkeit von der Belastungsgeschichte mehr oder weniger gut abbilden können.

Bei Berechnungen für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZ2) herrscht bereits weitgehend Einigkeit, dass mit numerischen Modellen wie der FEM Verformungsprognosen wesentlich besser gelingen als mit allen herkömmlichen Verfahren. Bei diesen Berechnungen entfällt der Ansatz von Sicherheiten (d. h. $\gamma_1 = 1,0$ und früher $\eta = 1,0$). Grenzwerte (z. B. maximale Setzungsdifferenzen) werden empirisch festgelegt. Das Verfahren mit Finiten Elementen ist Modellen, die Federn oder den elastischen Halbraum zugrunde legen, weit überlegen. Voraussetzung ist natürlich ein geprüftes Stoffgesetz, das das Verhalten des Bodens wirklichkeitsgetreu wiedergibt. Wird in der FEM nur elastisch gerechnet, darf nicht erwar-



tet werden, dass bessere Ergebnisse als bei den anderen Verfahren erhalten werden. Je besser das Stoffgesetz, desto besser das Ergebnis. Eine Kalibrierung der Modelle anhand von Messergebnissen z. B. aus Teilbauzuständen verbessert die Prognosen erheblich (Schwab 2002).

4 Nachweise im Grenzzustand 1 mit der FEM

4.1 Grundlagen

Bei Nachweisen nach klassischer Vorgehensweise ist grundsätzlich ein anderes Ergebnis zu erwarten als bei der Anwendung numerischer Verfahren, da die Ausgangssituation und der Berechnungsgang völlig verschieden sind. Dennoch sind im Endergebnis durchaus Übereinstimmungen erreicht worden. Bislang kann jedoch trotz der vielen Vergleichsrechnungen keine eindeutige Relation zwischen den zwei Verfahren hergestellt werden. Eine wesentliche Komplikation ist die Tatsache, dass bei Berechnungen nach der FEM mit nichtlinearen Stoffgesetzen die sonst übliche lineare Superposition nicht angewandt werden kann.

Vorteilhaft für eine Bemessung mithilfe der FEM ist die Entscheidung, das Verfahren 2* nach EN 1997-1 einzuführen und damit zunächst alle Beanspruchungen mit charakteristischen Werten zu ermitteln und erst die errechneten Beanspruchungen mit den Teilsicherheiten des einzelnen Nachweises zu beaufschlagen. Damit kann in der FEM-Analyse ein wirklichkeitsnahes Verhalten simuliert werden. Demgegenüber hat eine Berechnung der Sicherheit mit der Faktorisierung der Scherparameter (Verfahren 3) ein nicht mehr zutreffendes Materialverhalten zur Folge.

Um den Nachweis nach Norm zu führen, muss zunächst ein Grenzzustand definiert werden. In der klassischen Starrkörperanalyse ist dieser durch die Annahme festgelegt, dass in allen (vorab gewählten) Gleitflächen die Scherfestigkeit des Bodens erreicht ist. Im numerischen Verfahren wird der Boden als verformbares Material abgebildet. Gleitflächen sind im Allgemeinen nicht - z. B. durch Kontaktelemente - von vornherein festgelegt, können aber in einem Netz von Kontinuumselementen gar nicht auftreten. Um dennoch gute Abschätzungen zu erreichen, wird im einfachsten Fall das Verformungsbild herangezogen, um potenzielle Gleitflächen zu identifizieren. Ggf. ist die Konzentration hoher Werte für Dehnung, Scherdehnungen oder Vergleichsdehnungen heranzuziehen. Diese Zonen hoher Dehnwerte können berechtigt als potenzielle Gleitflächen interpretiert werden. Eine Entkopplung von Bruchkörper und unbewegtem Boden erfolgt jedoch nicht. Außerdem wird – wie in situ – nicht überall gleichzeitig die Scherfestigkeit voll ausgenutzt sein. Durch die Annäherung des Verformungszustandes an einen Bruchzustand ergibt sich bei Berechnungen mit der FEM der große Vorteil, dass eine Bruchgeometrie nicht à priori angenommen werden muss, sondern sich aus der Spannungs- und Verformungsgeschichte ergibt.

In der FEM-Berechnung können Bereiche, in denen die Scherfestigkeit des Bodens erreicht ist, keine weiteren Belastungen mehr aufnehmen. Zusätzliche Spannungen müssen in andere Bereiche umgelagert werden. Der Grenzzustand wird daher häufig derart definiert, dass keine weitere Spannungsumlagerung berechnet werden kann, also ein numerischer (!) Grenzzustand eingetreten ist. Ein numerischer Grenzzustand kann allerdings schon eintreten, wenn an einer Stelle kein numerisches Gleichgewicht erhalten wird (ein Beispiel dafür ist das Auftreten einer Hangquelle in einem kohäsionslosen Material), während sich ein Grenzzustand im Boden noch gar nicht einstellen würde. Es darf also nicht angenommen werden, dass das Erreichen eines numerischen Grenzzustandes grundsätzlich einen Grenzzustand im Boden beschreibt.

4.2 Böschungsbruch

Der Nachweis ausreichender Standsicherheit einer Böschung wird nach klassischer Erdstatik geführt, indem an einem (oder mehreren) ausgewählten starren Bruchkörper das Gleichgewicht der Kräfte gesucht wird. Die Geometrie des oder der Bruchkörper ist solange zu verändern, bis der ungünstigste Fall gefunden ist. In einer Böschungsbruchberechnung mit FEM können aber keine Starrkörper betrachtet werden, sondern die Interaktion von verformbaren, miteinander verknüpften Elementen. Die bisherigen Erfahrungen zeigen erfreulicherweise, dass sich für den Grenzzustand eines Böschungsbruches die Nachweise nach GZ 1C sehr gut mithilfe der FEM führen lassen, was von Schanz (2006) anhand einiger Beispiele belegt wird, allerdings unter Bezug auf globale Sicherheiten.



In DIN 1054 wird für Gelände- und Böschungsbruchuntersuchungen abweichend von der Vorgehensweise für andere Nachweise das Verfahren 3 der EN 1997-1 gewählt ("Faktorisierung der Scherparameter"), allerdings mit verminderten Teilsicherheitsbeiwerten $\gamma_G = 1,00$ und $\gamma_Q = 1,30$. Nach EN 1997-1 kann der Nachweis des Verlustes der Gesamtstandsicherheit jedoch auch im Verfahren 2 als ein Vergleich der Beanspruchungen und der Scherwiderstände in der Gleitfläche geführt werden.

4.3 Standsicherheit einer verankerten Spundwand

Bei der Bemessung einer verankerten Spundwand sind folgende Nachweise für Grenzzustände der Tragfähigkeit zu führen (der Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wird hier nicht weiter behandelt):

- Widerstands- / Trägheitsmoment
- Einbindelänge / ausreichendes Erdwiderlager (horizontal)
- vertikales Gleichgewicht
- vertikale Tragfähigkeit
- Materialfestigkeit des Ankers
- Herausziehwiderstand des Ankers
- Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge
- Geländebruchsicherheit
- Hydraulischer Grundbruch

Die meisten Nachweise sind nach DIN 1054 für den Grenzzustand GZ 1B (Versagen von Bauteilen) zu führen. Der Geländebruchnachweis ist ein Grenzzustand GZ 1C (Verlust der Gesamtstandsicherheit) und der Nachweis des Hydraulischen Grundbruchs ist dem GZ 1A (Verlust der Lagesicherheit) zugeordnet.

4.3.1 Wanddicke bzw. Widerstandsmoment

Für die Wahl der Wanddicke bzw. des Widerstandsmomentes muss die Einwirkung, d. h. z. B. das maßgebliche Bemessungsmoment, getrennt nach Anteilen aus ständigen und aus veränderlichen Größen mit den Teilsicherheitsbeiwerten γ_G und γ_Q nach DIN 1054 beaufschlagt werden. Diese Trennung nach den genannten Anteilen ist ein Nachteil der neuen Normung, der den Berechnungsaufwand erheblich steigert. Aufgrund der Tatsache, dass in numerischen nichtlinearen Berechnungen keine in der Statik sonst übliche lineare Superposition möglich ist, fällt ein erheblich höherer Rechenaufwand als bei den alten globalen Nachweisen an.

Das Widerstandsmoment muss mit entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerten (für eine Spundwand z. B. nach DIN 18800-1 oder EN 1993-3) abgemindert werden. Bei Stahlbetonwänden gibt es entsprechende Bemessungsdiagramme, in die die unterschiedlichen Teilsicherheitsbeiwerte für Beton und Stahl der DIN 1045 bereits eingearbeitet sind.

Nach klassischer Vorgehensweise ergeben sich Unterschiede im Bemessungsmoment nur durch den jeweils individuell gewählten Ansatz des umgelagerten Erddrucks. Hierbei bleibt die Art und Größe der Umlagerung weitgehend dem Aufsteller der Berechnung überlassen, sodass stets eine Streubreite in den Ergebnissen entstehen wird. Dennoch sind für alle Fälle dieselben Sicherheiten anzusetzen. Um die Vielfalt zu begrenzen, werden in normbegleitenden Regelwerken wie EAB und EAU zahlreiche Hinweise gegeben.

Mit numerischen Verfahren ist die Annahme einer Erddruckumverteilung nicht erforderlich – sie ergibt sich aus der Berechnung. Weiterhin werden "automatisch" berücksichtigt: Die Steifigkeit des Bodens, der Wand und der Stützung, und die davon abhängige Erddruckgröße und -verteilung. Die Relativverschiebungen von Wand und Anker gegenüber dem Boden haben ebenfalls einen Einfluss auf die Belastung der Wand. Schließlich hat das verwendete Stoffgesetz erhebliche Auswirkungen auf das errechnete Wandmoment, und zwar gerade dann, wenn die Nichtlinearität des Materialverhaltens besonders gut berücksichtigt wird.



4.3.2 Erdwiderlager (horizontal)

Die erforderliche Einbindelänge wird i. Allg. über den notwendigen Erdwiderstand ermittelt. Bei der Berechnung mit FEM ist zunächst die Fußauflagerkraft zu ermitteln und dann nachzuweisen, dass zur Aufnahme dieser Kraft vom Boden ein ausreichender Widerstand entwickelt werden kann. Die Fußauflagerkraft ergibt sich aus dem Integral der Normalspannungen auf die Wand über die Einbindetiefe.

Der Erwiderstand wird in der klassischen Erdstatik nach verschiedenen Verfahren ermittelt, wodurch sich zum Teil deutliche Unterschiede ergeben, wenn nach Coulomb, Caquot-Kerisel, Gudehus oder anderen vorgegangen wird. In DIN 1054 ist jedoch nur ein Teilsicherheitsbeiwert ausgewiesen, der alle Verfahren abdecken soll. (Die neue DIN 4085 führt zwar nur eine Vorgehensweise auf, enthält aber den Hinweis, dass die Sicherheiten auch für andere gleichwertige klassische Verfahren gelten).

Es ist jedoch auch möglich, einen Grenzwert des Erdwiderstandes mit einer FE-Berechnung zu ermitteln, z. B. durch Verschieben der Wand bis zum Erreichen eines konstanten Widerstandes, wenn die Berechnung zunehmende Verformungen, aber keine Laststeigerung liefert. Das Ergebnis kann zufällig mit einem der vorgenannten klassischen Verfahren übereinstimmen oder auch mehr oder weniger stark abweichen. Für Erdwiderstandsgrößen, die aus numerischen Verfahren erhalten wurden, fehlt bislang eine ausreichende Erfahrungsgrundlage.

4.3.3 Vertikales Gleichgewicht

In der klassischen Erdstatik muss nachgewiesen werden, dass der angesetzte passive Wandreibungswinkel nicht zu groß ist (je größer, desto höher ist der Erdwiderstand). Da es eine Reaktionskraft ist, kann sie nie größer werden als die Einwirkung. Bei Berechnung nach der FEM wird die Forderung nach Gleichgewicht und kompatiblen Relativverschiebungen automatisch erfüllt, sodass sich hier durch den Einsatz der FEM eine Arbeitserleichterung ergibt.

4.3.4 Vertikale Tragfähigkeit

Bei Berechnungen von Wänden mit geneigten Ankern oder hohen Vertikallasten unmittelbar auf der Wand ergibt sich gegebenenfalls, dass die Vertikalkomponente des mobilisierten Erdwiderstandes nicht groß genug ist, um die Vertikallasten aufnehmen zu können. Diese zusätzliche Beanspruchung kann der Spitzenwiderstand unter der Wand aufnehmen. Alternativ oder in Kombination mit dem Spitzenwiderstand kann der Wandreibungswinkel auf der aktiven Seite verringert werden, was aber den aktiven Erd- druck erhöht.

Muss ein Teil der Vertikallast über einen Spitzenwiderstand abgetragen werden, dann erhebt sich die Frage nach dem zugehörigen Grenzwert. Da vertikale Probelastungen an Wänden üblicherweise nicht durchgeführt werden, muss man sich auf empirische Werte verlassen, für die es jedoch keine eindeutigen Festlegungen gibt (z. B. unterschiedliche Angaben in EAU und EAB) und die daher mit einer entsprechend hohen Sicherheit beaufschlagt werden. Berechnungen eines Spitzenwiderstandes mit Hilfe von numerischen Methoden entbehren leider bislang einer ausreichenden Verifizierung durch Messungen. Die Definition eines Spitzenwiderstandes in einer FEM-Analyse ist vor allem deshalb problematisch, weil häufig die Wand mit der Dicke 0 in die Rechnung eingeführt wird.

Entsprechend der grundsätzlichen Vorgehensweise des Verfahrens 2* muss die Beanspruchung "Spitzendruck" mit dem (empirischen) Spitzenwiderstand verglichen werden. Die Beanspruchung kann entweder aus der Normalkraft am Fuß der Wand oder aus der Summe der charakteristischen vertikalen Einwirkungen auf die Wand ermittelt werden. In jedem Fall ist die die Beanspruchung "Spitzendruck" aus allen wirkenden Vertikalkomponenten zu ermitteln, also auch aus den günstig wirkenden Vertikalanteilen aus der Erdwiderstandskraft oder ggf. der C-Kraft bei eingespannter Wand. Da in DIN 1054 aus gutem Grund (Vogt et al. 2006) darauf verzichtet wird, in günstig und ungünstig wirkende Einwirkungen zu unterscheiden, wie das EN 1997-1 vorschlägt, werden als Teil der errechneten Beanspruchung auch die günstig wirkenden Einwirkungen mit demselben Teilsicherheitsfaktor multipliziert und damit in ihrer Wirkung verstärkt, was aber aus der konsequenten Anwendung des Verfahrens 2* folgt. Die bisher üblichen Ansätze z. B. in EAU (2004) gehen derzeit noch einen anderen Weg.



4.3.5 Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge

Beim klassischen Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge zur Bestimmung der erforderlichen Ankerlänge werden ein oder zwei starre(r) Gleitkörper angenommen und die dabei auftretenden Kräfte (Einwirkungen und Widerstände) miteinander verglichen.

Bei Berechnung des Grenzzustandes auf der tiefen Gleitfuge mit finiten Elementen müssen die meist in Abständen angeordneten Anker und der Kontakt zwischen Anker und Boden realitätsnah simuliert werden. Bei ebener Simulation liegt der Verankerungskörper als "Platte" im Boden. Die Gleitfuge kann diese nicht schneiden und wird immer bis zum Ende gelenkt, selbst wenn Kontaktelemente angeordnet sind. Bei dreidimensionaler Simulation wird bei Verbund von Anker und Boden die Gleitfuge ebenfalls zum Ankerende gezwungen, weshalb nur mit Kontaktelementen zwischen Verpresskörper und Boden die in situ auftretende Relativverschiebung zwischen diesen ausreichend gut abgebildet werden kann. Berechnungen zur Standsicherheit auf der tiefen Gleitfuge erfordern demnach eine dreidimensionale Simulation (mit Ausnahme einer Verankerung durch eine durchlaufende Ankerwand) und die Anordnung von Kontaktelementen zwischen Verankerungskörper und Boden.

Zwischen den Ankern ist die Gleitfuge nach vorn gekrümmt. Der Schnittpunkt von Gleitfuge und Anker hängt von der in der Kraffteinleitungsstrecke übertragbaren Mantelreibung und dem Ankerabstand ab, was in Versuchen nachgewiesen wurde (Heibaum, 1987). Die Annahme des Schnittpunkts von tiefer Gleitfuge und Anker in der Mitte der Kraffteinleitungslänge liegt in den meisten Fällen auf der sicheren Seite (Heibaum, 1991).

Ein Nachweis in der tiefen Gleitfuge mittels einer FE-Rechnung erscheint zum gegenwärtigen Zeitpunkt problematisch sowohl im Hinblick auf den Weg zum Grenzzustand (vorgegebene Verschiebung der Wand, zusätzliche externe Last auf den Anker, Verringerung der Scherparameter oder Erhöhung der Wichte) als auch hinsichtlich der Interpretation der Ergebnisse (kann die so errechnete Ankerkraft als die "mögliche Ankerkraft" nach Kranz interpretiert werden?). Bisherige Vergleichsrechnungen konnten kein zufriedenstellendes Ergebnis liefern. Die "Verschlechterung" des Bodens bis zum Eintreten eines Grenzzustandes (z. B. durch iterative Reduzierung von Reibungswinkel und Kohäsion) steht im Konflikt mit EAU und EAB, wonach dieser Nachweis als Grenzzustand 1B zu führen ist.

Die Überlegungen zu diesem Nachweis zeigen die generelle Problematik auf, auch die Widerstände zutreffend aus einer FE-Berechnung zu ermitteln. Perau (2007) zeigt deutlich, dass unterschiedliche Sicherheiten erhalten werden in Abhängigkeit von der Bruchursache (Verringerung der Bodenkennwerte oder Aufbringen einer zusätzlichen Einwirkung), und dass die Steifigkeit des Gesamtsystems eine wesentliche Rolle spielt. Je "weicher" das System, desto geringer der Abstand zum Grenzzustand, was den relativ hohen Sicherheitsbeiwert gegen Versagen auf der tiefen Gleitfuge im klassischen starrplastischen Ansatz unterstützt. In den Beispielen von Perau (2007) wurde stets Verbund zwischen Ankerkörper und Boden angesetzt, was nur eine unzutreffende Simulation sein kann, wie oben dargelegt wurde. Durch den Verbund werden über die Einschränkung der ebenen Berechnung hinaus Verformungen im Vergleich mit dem Verhalten in situ verhindert und u. a. dadurch auch die aufgezeigte relativ starke Abhängigkeit von der Elementgröße erzwungen.

4.3.6 Hydraulischer Grundbruch

Die Sicherheit gegen Hydraulischen Grundbruch wird durch den Kräftevergleich zwischen dem Gewicht eines Bodenkörpers (unter Auftrieb) und der nach oben gerichteten Strömungskraft bestimmt. Dieser Kräftevergleich vereinfacht einen sehr komplexen Vorgang: Der Grenzzustand tritt ein durch das Zusammenreffen von hohen Porenwasserdrücken, die die Korn-zu-Korn-Spannung herabsetzen, und Strömungskräften, die zu Kornbewegungen führen. Trotz der starken Vereinfachung hat sich der Ansatz zur Bestimmung der Sicherheit, der seinerzeit von Terzaghi aufgestellt worden war, bis heute bewährt. Eine bessere Vorgehensweise wurde bis heute nicht gefunden.

Die Finite-Elemente-Methode bildet die Kornstruktur als Kontinuum ab, während es sich bei den Vorgängen im Boden beim Hydraulischen Grundbruch um makroskopische Vorgänge in einem Kornhaufwerk handelt. Daher lässt sich der Hydraulische Grundbruch mit der FEM nicht abgesichert simulieren, auch wenn einige beispielhafter Rechenläufe vordergründig plausible Resultate liefern. Ein großer Vorteil der



numerischen Berechnung ist jedoch die bessere Erfassung der Porenwasserdruckverteilung, was ausreichend gute Ausgangswerte für den eigentlichen Nachweis liefern kann. Dabei sind die Randbedingungen jedoch sehr sorgfältig zu wählen! Terzaghi/Peck (1961) weisen deshalb darauf hin, dass natürliche Bodenschichten große Unterschiede in der Durchlässigkeit aufweisen (gegenüber den meist homogen angenommenen Schichten in der Berechnung) und stellen fest: "In Anbetracht dieser allgemeingültigen Feststellung sind übermäßige Feinheiten bei der Konstruktion des Stromliniennetzes oder umfangreiche Modellstudien vollkommen überflüssig."

Dieser Nachweis ist ein Beispiel für eine sehr starke Abstraktion. Während der zugehörige Bruchvorgang höchst komplex ist und von hydrodynamischer Bodenverlagerung dominiert wird, beschränkt sich der Nachweis auf einen einfachen Kräftevergleich von Strömungs- und Gewichtskräften. Das Bewusstsein, dass hinter diesem Nachweis nur ein eher weniger zutreffendes Modell steht, hat sich daher schon immer in relativ hohen Sicherheitsbeiwerten niedergeschlagen.

5 Berechnungsbeispiel

5.1 Berechnungskonzept

Für numerische Berechnungsverfahren konnte bisher noch keine ausreichende Erfahrungsgrundlage gewonnen werden, mit welcher Genauigkeit der Abstand zum (wirklichen) Bruch errechnet werden kann. Erfahrungen zu gewinnen ist deshalb besonders schwierig, weil der Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht am (Gesamt-)Bauwerk untersucht werden kann. Vielmehr können nur Versuche zu Teilgrenzzuständen an Probekörpern (Pfähle, Anker etc.) erfolgen, wobei auch hier häufig das Grenzgleichgewicht im Boden nicht erreicht wird.

Es ist daher – wie auch in Abschnitt 4 diskutiert - nicht ausreichend verlässlich möglich, mit der FEM Widerstände im Boden zu ermitteln. Daher werden im folgenden Beispiel nur die Einwirkungen und Beanspruchungen mithilfe der FEM bestimmt. Diese lassen sich beim Bau durch Messungen überprüfen. Die Widerstände werden entsprechend der klassischen Erdstatik angesetzt.

5.2 Ausgangssituation

Dieses Rechenbeispiel wurde im Rahmen der Vorstellung der 4. Auflage der EAB (Walz 2006) in allen Teilschritten analytisch vorgerechnet. Bei dem statischen System handelt es sich um eine einfach gestützte, im Boden voll eingespannte Baugrubenspundwand im Lastfall 2.

Tabelle 1: Kennwerte für die Spundwand und den Boden

Spundwand:	EI	73290 kNm ² /m
Larssen 43	EA	445200 kN/m
	w	1,66 kN/m ²
Bodenkennwerte:	γ_k	18 kN/m ³
Sand, mitteldicht	φ'_k	35 °
gelagert	ψ	5 °
	m	0,5
	$E_{50} = E_{oed}$	30000 kN/m ²
	E_{ur}	90000 kN/m ²

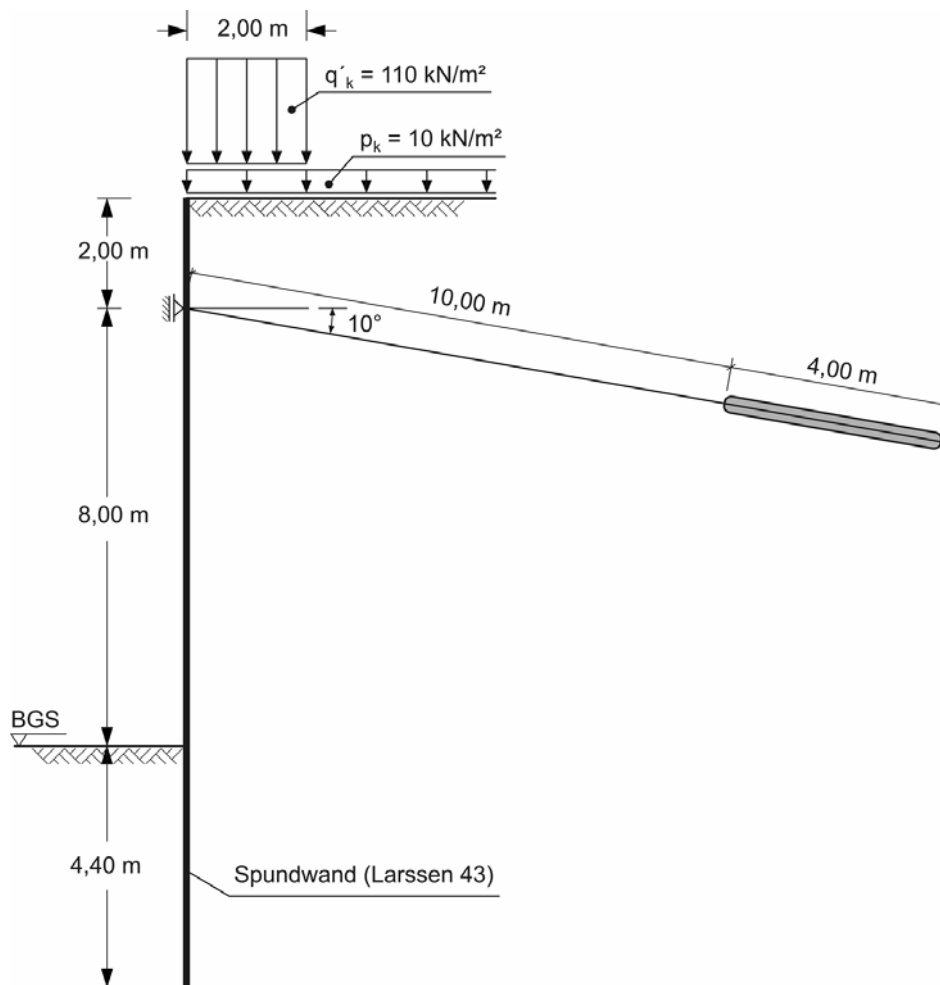


Bild 1: Systemabmessungen und Belastung

Bei einer analytischen Berechnung der Spundwandlänge muss das statische System gewählt werden. Die Wahl erfolgt zwischen frei aufgelagert, teilweise eingespannt und voll eingespannt. Es ist auch die Berechnung mit Bettungsziffern üblich. In der analytischen Berechnung wurde eine voll eingespannte Spundwand vorausgesetzt. Die Spundwandlänge ergab sich zu:

$$t_{\text{Ges}} = z_s + z_F + \Delta t = 10,00 + 3,65 + 0,2 \cdot 3,65 \approx 14,40 \text{ m}$$

Diese wurde auch für die FE-Berechnung verwendet, d. h., der Zuschlag Δt ist mit berücksichtigt.

5.3 FE-Berechnung

Die statischen Berechnungen wurden mithilfe des FE-Programms PLAXIS, Version 8.4 durchgeführt. In Bild 2 ist das im GZ 2 verformte FE-Netz dargestellt. Das Spannungs-Verformungsverhalten des Bodens wird mit dem "Hardening-Soil"-Modell abgebildet, das Verhalten der Spundwand linear elastisch angenommen. Es wurde eine Vorspannkraft des Ankers von 150 kN/m angesetzt, weshalb sich – über die gesamte Wandhöhe betrachtet - nicht der aktive sondern ein erhöhter aktiver Erddruck einstellt. Auf eine Abminderung der Sicherheiten entsprechend dem Erddruckanteil wurde im Folgenden verzichtet.

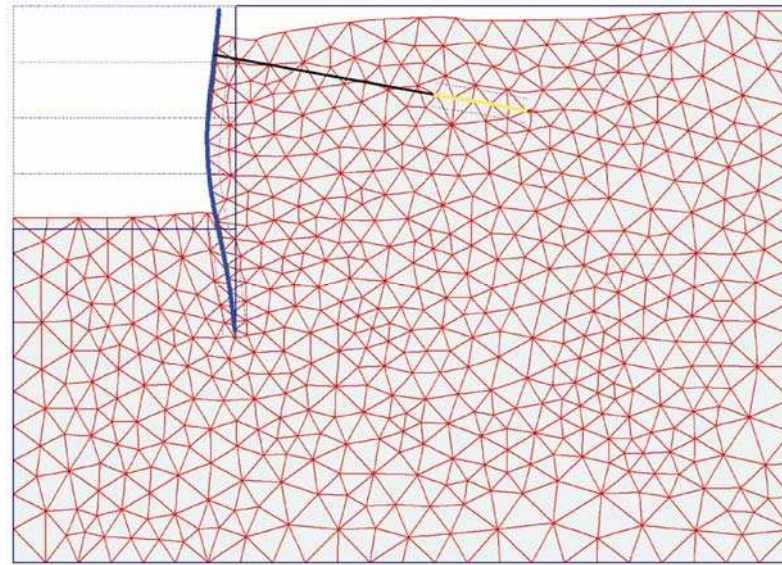


Bild 2: Finite-Elemente-Netz im GZ 2 mit überhöht dargestellten Verformungen

5.3.1 Spannungs- und Schnittgrößenverläufe

Unter Vollast stellen sich die in Bild 3 gezeigten Schnittgrößenverläufe über die Spundwand (Normalkraft-, Querkraft- und Momentenverlauf) und die in Bild 4 dargestellte Verteilung des horizontalen Erd-drucks ein. Während in der erdstatischen Berechnung die Verkehrslast auf das Fußauflager entlastend wirkt, erzeugen die Verkehrslasten in der FE-Berechnung immer eine ungünstige Reaktionen.

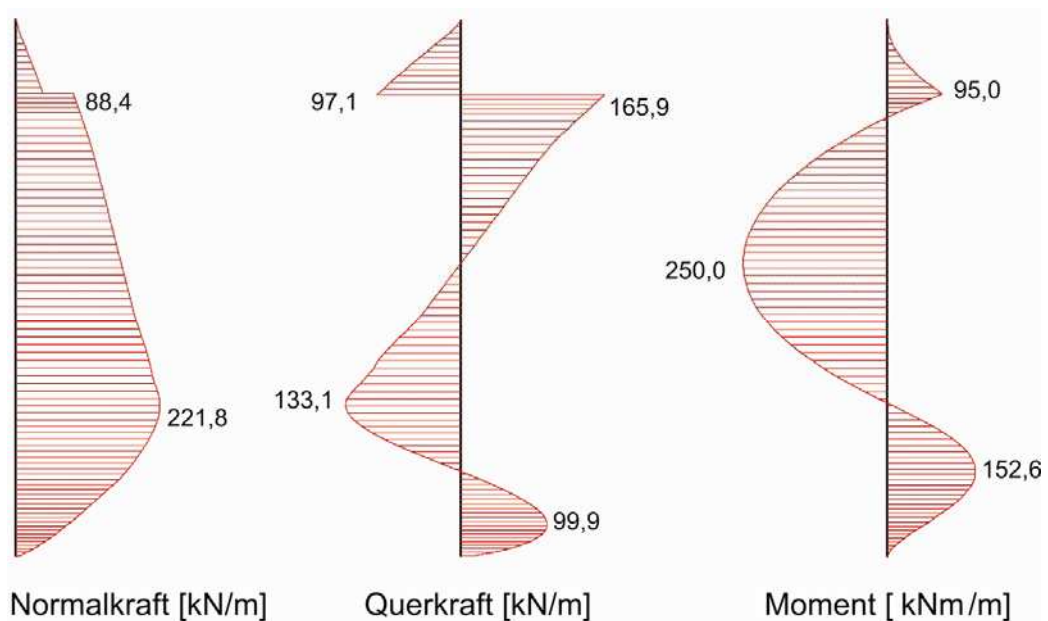


Bild 3: Mit FEM ermittelte Schnittgrößenverläufe in der Spundwand

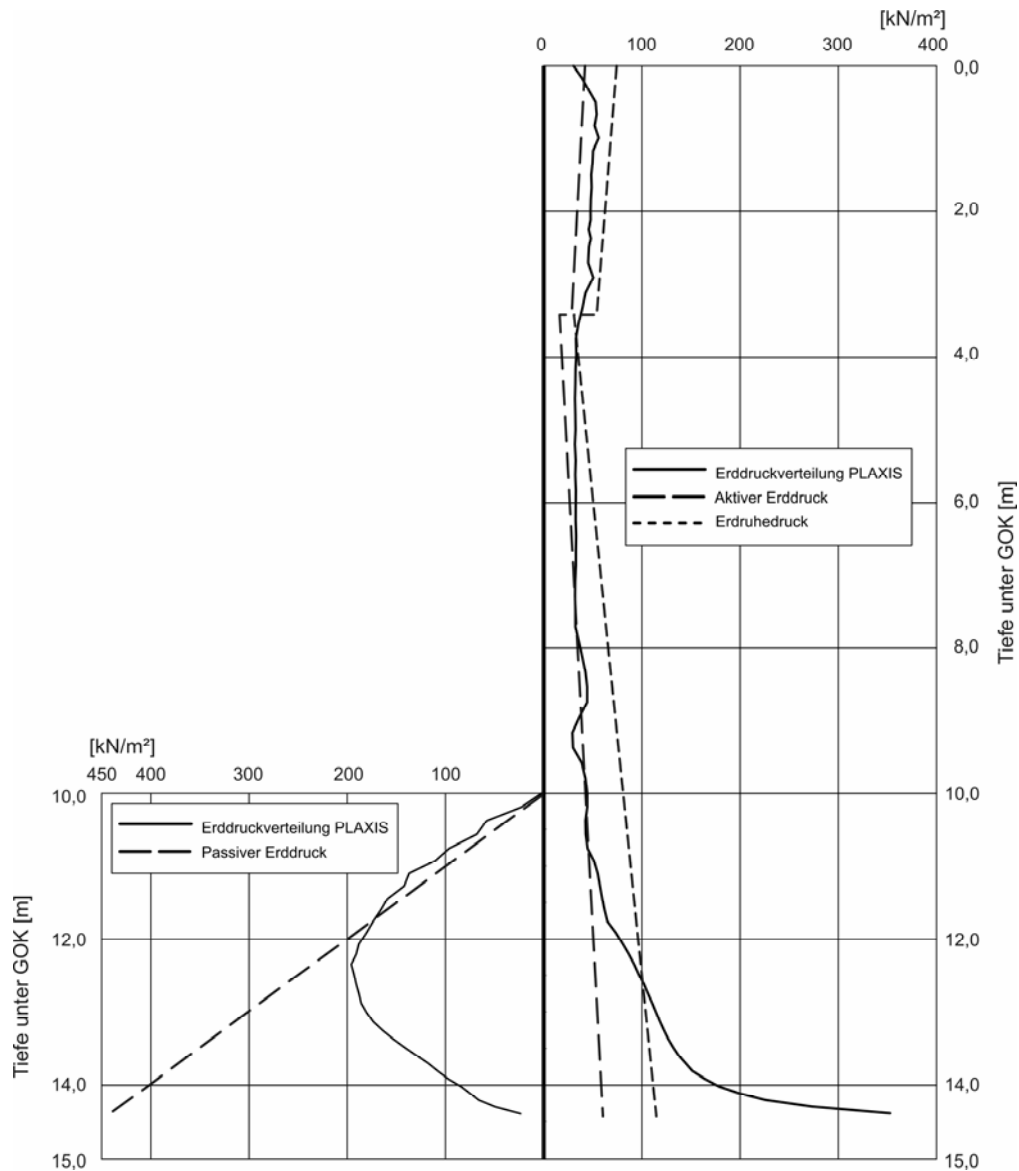


Bild 4: Mit FEM ermittelte Spannungsverteilung (hor. Erddruck) über die Spundwand

5.3.2 Ausreichendes Erdwiderlager (horizontal)

Es ist für den Grenzzustand GZ 1B nachzuweisen, dass die berechnete Bodenreaktionskraft durch den mobilisierbaren Erdwiderstand aufgenommen werden kann. Für den GZ 1B gelten dabei im LF 2 die Teilsicherheitsbeiwerte: $\gamma_G = 1,20$; $\gamma_Q = 1,30$; $\gamma_{Ep} = 1,30$.

Die Bodenreaktionskräfte werden durch Integration der Spannungskurven bis zum theoretischen Fußpunkt (hier bei 3,60 m) bestimmt. Dieser wird mithilfe des Belastungsnullpunktes der ständigen Einwirkungen festgelegt und ist identisch mit dem Querkraftmaximum im Bereich des passiven Erdwiderlagers. Aus der Integration ergeben sich unter Berücksichtigung der ständigen und veränderlichen Lastanteile die folgenden Werte:

$$B_{Gh,k} = 477,9 \text{ kN/m}; \quad B_{Gv,k} = 190,4 \text{ kN/m}; \quad B_{Qh,k} = 29,1 \text{ kN/m}; \quad B_{Qv,k} = 11,6 \text{ kN/m}$$



Der mobilisierte Wandreibungswinkel δ_p , lässt sich aus der FE-Berechnung wie folgt ermitteln zu:

$$\delta_p = \arctan \frac{B_{v,k}}{B_{h,k}} = \arctan \frac{190,4 + 11,6}{477,9 + 29,1} = 21,72^\circ$$

Mit $\varphi'_k = 35^\circ$, $\delta_p = 21,72^\circ$, $\alpha = \beta = 0$ ergibt sich $K_{pgh} = 7,292$. Es wird eine Parallelverschiebung vorausgesetzt, die sich erst beim Versagen des Fußauflagers einstellen kann. Der mögliche passive Erddruck beträgt nach DIN 4085

$$E_{ph,k} = 7,292 \cdot 18 \cdot 0,5 \cdot 3,60^2 = 850,5 \text{ kN/m}^2$$

Nachweis:

$$\begin{aligned} \gamma_G \cdot B_{Gh,k} + \gamma_Q \cdot B_{Qh,k} &\leq E_{ph,k} / \gamma_{Ep} \\ 1,20 \cdot 477,9 + 1,30 \cdot 29,1 &\leq 850,5 / 1,30 \\ 611,3 &\leq 654,3 \end{aligned}$$

Ausnutzungsgrad:

$$\mu = \frac{B_{h,d}}{E_{ph,d}} = \frac{611,3}{654,3} = 0,93 \leq 1,00$$

5.3.3 Vertikale Tragfähigkeit

Die Beanspruchung wird aus der Summe der charakteristischen vertikalen Einwirkungen auf die Wand ermittelt. Auf den Ansatz der Ersatzkraft C wurde verzichtet und statt dessen die Mantelreibung unterhalb des Belastungsnulldruckes berücksichtigt.

Nachweis:

$$V_{g,k} = E_{agv,k} + A_{gv,k} + G_{Wand} - B_{Gv,k}$$

$$V_{q,k} = E_{aqv,k} + A_{qv,k} - B_{Qv,k}$$

$$R_k = q_{s,k} \cdot A_s + q_{b,k} \cdot A_b$$

$$\gamma_Q \cdot V_{q,k} + \gamma_G \cdot V_{g,k} \leq R_k / \gamma_P$$

$$V_d \leq R_d$$

$$(187,6 + 33,6 + 22,6 - 190,4) \cdot 1,20 + (30,4 + 12,8 - 11,6) \cdot 1,30 \leq \frac{60 \cdot 2,8 \cdot 0,8 + 1068 \cdot 0,42 \cdot 0,325}{1,40}$$

$$105,2 \text{ kN/m} \leq 200,1 \text{ kN/m}$$

Ausnutzungsgrad:

$$\mu = \frac{105,2}{200,1} = 0,53 \leq 1,00$$

5.3.4 Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge

Im Beispiel erfolgt die Schnittführung gemäß dem in Bild 5 dargestellten Schema. Es wird ein unter $\alpha_A = 10^\circ$ geneigter Anker mit einer Gesamtlänge von 14,00 m gewählt. Die Verpressstrecke besitzt eine Länge von 4,00 m. Die Anker werden in einem Abstand von 2,00 m senkrecht zur Zeichenebene angeordnet.

In den Nachweis gehen die folgenden Werte ein:

$$G_k = 18 \cdot 11,82 \cdot (4,08 + 12,13) / 2 = 1724,5 \text{ kN/m}$$

$$P_k = 10 \cdot 11,82 = 118,2 \text{ kN/m}$$

$$Q'_k = 2,00 \cdot 110 = 220 \text{ kN/m}$$

Die Erddrücke aus ständigen sowie veränderlichen Einwirkungen werden durch Integration der mit FEM ermittelten Spannungskurven bis zum Querkraftnullpunkt bestimmt zu $E_{ah,k} = 507,1 \text{ kN/m}$ und $E_{av,k} = 201,2 \text{ kN/m}$. Der Erddruck auf die vertikale Ersatzankerwand $E_{1,k}$ wirkt parallel zur Geländeoberfläche und beträgt $63,1 \text{ kN/m}$. Auch die charakteristischen Ankerkräfte werden mithilfe der FE-Berechnung ermittelt zu $A_{vorh,G,k} = 193,3 \text{ kN/m}$ und $A_{vorh,Q,k} = 73,7 \text{ kN/m}$.

Die aufnehmbare Ankerkraft $A_{mögl,k}$ ergibt sich aus dem Kräfteck zu $474,6 \text{ kN/m}$. Eine Mittelung der Sicherheitsbeiwerte zwischen Lastfall 1 und 2 wie die EAB für erhöhten aktiven Erddruck vorschlägt, erfolgt nicht, da eine Begrenzung der Verformungen nicht erforderlich ist.

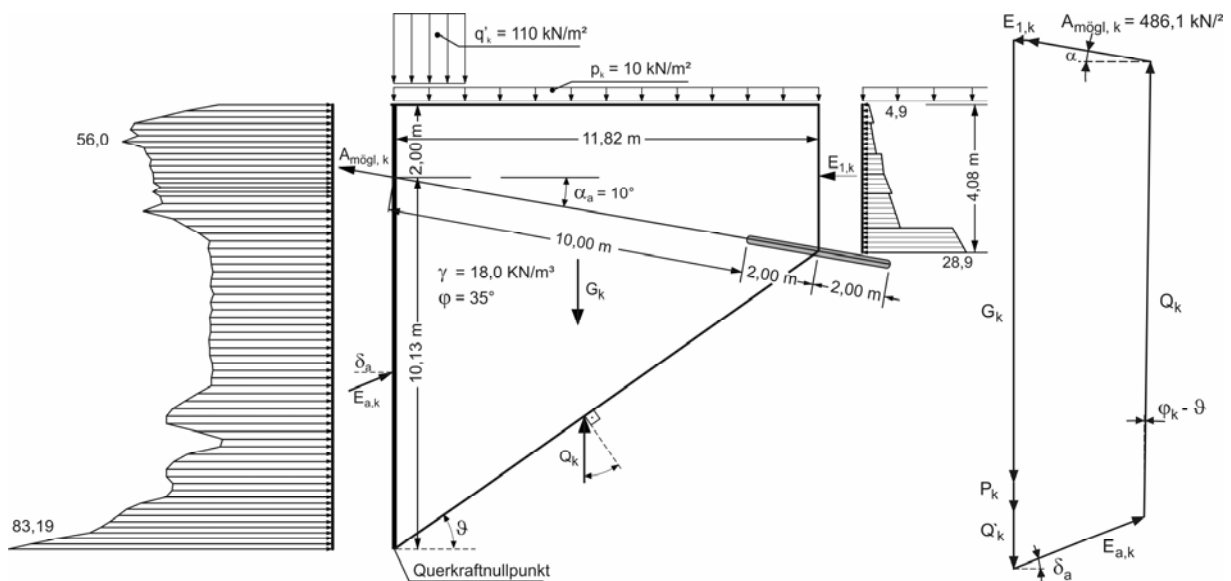


Bild 5: Schnittführung und Kräfteck beim Nachweis in der tiefen Gleitfuge

Nachweis:

$$A_{vorh,d} \leq A_{mögl,d}$$

$$\gamma_G \cdot A_{vorhG,k} + \gamma_Q \cdot A_{vorhQ,k} \leq A_{mögl,k} / \gamma_{Ep}$$

$$1,20 \cdot 193,3 + 1,30 \cdot 73,7 \leq 474,6 / 1,30$$

$$327,8 \leq 365,0$$

Ausnutzungsgrad:

$$\mu = \frac{A_{\text{vorh,d}}}{A_{\text{mögl,d}}} = \frac{327,8}{365,0} = 0,90 \leq 1,00$$

5.3.5 Nachweis der Gesamtstandsicherheit

Beim Nachweis der Gesamtstandsicherheit wird der Grenzzustand GZ 1C betrachtet. Für diesen gelten im Lastfall die Teilsicherheitsbeiwerte: $\gamma_G = 1,00$; $\gamma_Q = 1,20$; $\gamma_\varphi = 1,15$. Das bedeutet, dass die Verkehrslast q'_k in der FE-Berechnung um den Faktor 1,20 erhöht werden muss:

$$q'_d = \gamma_Q \cdot q'_k = 1,20 \cdot 110 = 132 \text{ kN/m}^2$$

Die Gesamtstandsicherheit wird in der FE-Berechnung über die Reduktion der Scherparameter (φ -c-Reduction) bestimmt. Der beim Erreichen des Grenzgleichgewichts ermittelte Reduzierungsfaktor η beträgt hier 1,28. Dies entspricht einem Ausnutzungsgrad μ von:

$$\mu = \frac{\gamma_\varphi}{\eta} = \frac{1,15}{1,28} = 0,90$$

In Bild 6 sind für das untersuchte System die Verformungen im Grenzzustand dargestellt. Deutlich erkennbar ist der durch die ebene Simulation erzwungene Bruchkörper bis zum Ankerende.

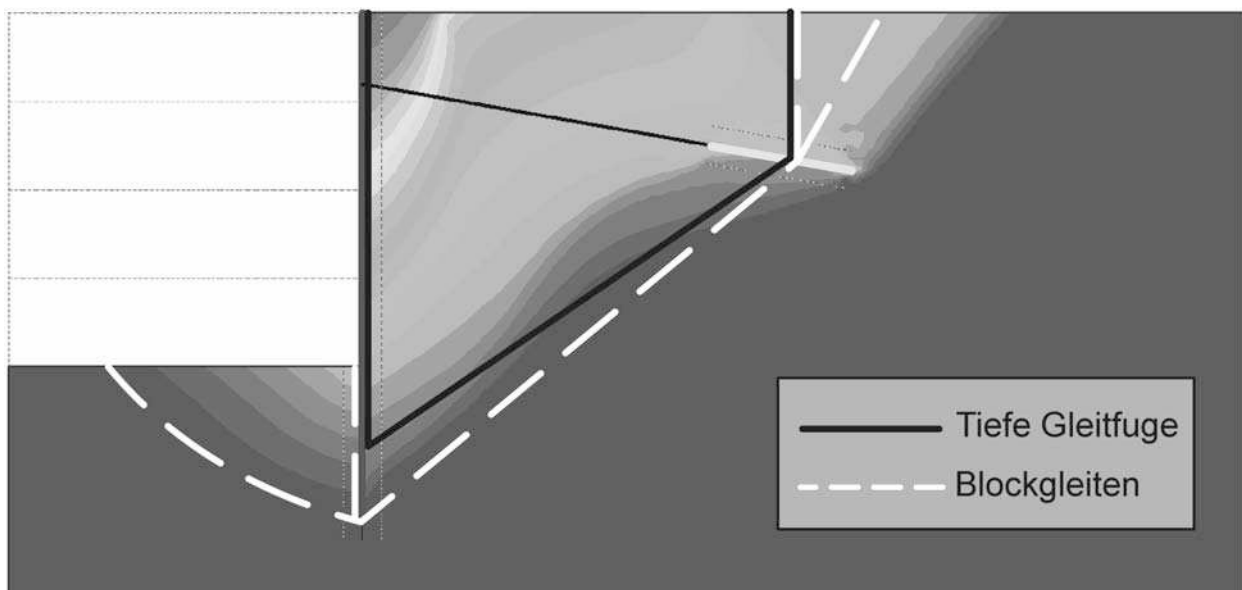


Bild 6: Verformungen am Gesamtsystem im Grenzzustand

Zum Vergleich wird der Ausnutzungsgrad hinsichtlich der Geländebruchsicherheit zusätzlich durch Anwendung eines analytischen Verfahrens bestimmt. Hierfür wurde das Blockgleitverfahren angewendet. Dabei wird ein aus drei Starrkörpern zusammengesetzter Bruchmechanismus gemäß Bild 6 grüne Linie betrachtet. Die Geometrie des mittleren Körpers ist durch die Abmessungen der Wand und des Ankers fest vorgegeben. Die beiden äußeren Körper werden durch den aktiven bzw. passiven Erddruck nach DIN 4085 unter Berücksichtigung der abgeminderten Scherparameter ersetzt. Um für den verbleibenden Bruchkörper Kräftegleichgewicht herzustellen, wird eine fiktive Bruchursache ΔT parallel zur Hauptgleit-



fläche des größten Bruchkörpers eingeführt. Der Ausnutzungsgrad liegt bei $\mu = 0,78$ und ist damit kleiner als bei der φ -c-Reduzierung und beim Nachweis in der Tiefen Gleitfuge (rote Linie).

6 Zusammenfassung

Für eine Stützwand wurde hinsichtlich der verschiedenen erforderlichen Nachweise grundsätzlich diskutiert und in einer Beispielrechnung gezeigt, welche Möglichkeiten und Grenzen für numerische Methoden bei der normgerechten geotechnischen Bemessung bestehen.

Der Eurocode EN 1997-1 erlaubt drei unterschiedliche Nachweisverfahren, die in den meisten Fällen auch zu deutlich unterschiedlichen Ergebnissen führen. In DIN 1054 wurde aus den drei möglichen Verfahren dasjenige ausgewählt, das es am besten zulässt, die Erfahrungen aus dem bisher in Deutschland üblichen Verfahren mit globalen Sicherheiten zu übernehmen. Die grundsätzliche Vorgehensweise nach der neuen DIN 1054, nämlich zunächst die Berechnung mit charakteristischen Werten komplett durchzuführen und erst dann Sicherheitsbetrachtungen anzustellen (Verfahren 2*), kommt der Berechnung mit finiten Elementen entgegen. Die Verwendung von Bemessungswerten würde das wirkliche Materialverhalten verfälschen und zu unrealistischen Ergebnissen führen.

Numerische Methoden wie die FEM bieten die Möglichkeit, Randbedingungen wesentlich besser zu erfassen als in klassischen erdstatischen Verfahren und aus bruchnahen Verformungen auf zu erwartende Bruchfiguren zu schließen, anstatt sie für einen bestimmten Nachweis *à priori* annehmen zu müssen. Die bisherige Erfahrung zeigt, dass Einwirkungen und Beanspruchungen mit der FEM zutreffend ermittelt werden können. Besonders bei schwieriger Geometrie und komplexen Bauabläufen liefert die FEM sicher besser zutreffende Ergebnisse als andere Modelle. Außerdem werden aus nur einer FEM-Berechnung sowohl die Beanspruchungen für die Nachweise des Grenzzustandes der Tragfähigkeit (GZ1) als auch diejenigen für die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit (GZ2) erhalten.

Ein weiterer Vorteil von mit der FEM durchgeführten Berechnungen ist die Möglichkeit, dass die Ergebnisse für jeden Bauzustand durch Messungen kontrolliert werden können, da nur charakteristische Werte eingehen. Damit erweist sich die FEM als optimales Handwerkszeug für die Beobachtungsmethode. Nur in wenigen Ausnahmen ist sie nicht in der Lage, die Verformungsvorgänge simulieren, wie z. B. beim Hydraulischen Grundbruch.

Große Unsicherheiten sind jedoch mit dem Versuch verbunden, die Widerstände im Boden mithilfe der FEM zu ermitteln. Um diese zu berechnen müsste sichergestellt sein, dass die Verformungsberechnung verlässlich bis nahe an den Bruchzustand durchgeführt werden kann und nicht numerische Instabilitäten einen "Bruch" vortäuschen. Ferner müsste Einigkeit erzielt werden über den Weg zum Bruchzustand: Es werden entweder die Scherparameter inkrementell reduziert oder eine zusätzliche Einwirkung aufgebracht, was jedoch zu unterschiedlichen numerischen Grenzzuständen führt.

Zum gegenwärtigen Zeitpunkt kann somit die Empfehlung gegeben werden, Einwirkungen und Beanspruchungen aus Berechnungen mit der FEM in den Nachweis zu übernehmen und die Widerstände gemäß der klassischen Erdstatik anzusetzen. Da keine weiterreichenden Erfahrungen vorliegen, sind für den Vergleich von Beanspruchungen und Widerständen dieselben Sicherheitsbeiwerte anzusetzen wie sie die Norm für die klassische Erdstatik fordert.

Literatur

Arslan, Ulvi: Zur Frage des elastoplastischen Verformungsverhalten von Sand. In: Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Darmstadt, Heft 23, 1980.

EAB – Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“, 4. Auflage. Ernst & Sohn, Berlin, 2006.

EAU 2004 Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen" 10. Auflage 2004

Frank, R.; Bauduin, C.; Driscoll, R.; Kavvas, M.; Krebs Ovesen, N.; Orr, T. and Schuppener, B.: Designers' Guide to EN 1997 -1 Eurocode 7: Geotechnical Design - General Rules, Thomas Telford Ltd, London, 2004

GruSiBau – Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen. Deutsches Institut für Normung (Hrsg.) 1981



- Heibaum, M.: Zur Frage der Standsicherheit verankerter Stützwände auf der tiefen Gleitfuge. Mitteilungen des Instituts für Grundbau, Boden- und Felsmechanik der Technischen Hochschule Darmstadt, Heft 27, 1987.
- Heibaum, M.: Kleinbohrpfähle als Zugverankerung - Überlegungen zur Systemstandsicherheit und zur Ermittlung der erforderlichen Länge. In: 6. Christian Veder Kolloquium, Graz: Bohrpfähle und Kleinpfähle - Neue Entwicklungen 1991.
- Perau, E.: Nachweis der erforderlichen Ankerlänge mit der Finite-Elemente-Methode. In: Bautechnik 84, Heft 6, 2007, S. 367-378
- Schanz, T.: Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 „Numerik in der Geotechnik“, Geotechnik 29, 2006, Nr. 4
- Schwab, R. et. al.: Continuos Model Validation for Large Navigable Lock. In: Int. Symp. On identification and determination of soil and rock parameters, PARAM 2002, Paris
- Terzaghi, K.; Peck, R.B.: Die Bodenmechanik in der Baupraxis. Berlin: Springer 1961
- Vogt, N.; Schuppener, B.; Weißenbach, A.: Nachweisverfahren des EC7-1 für geotechnische Bemessungen in Deutschland. In: Geotechnik 29 (2006) Nr. 3, S. 246-255
- Walz, B.: Übungsbeispiel im Rahmen der Vorstellung der 4. Auflage, Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“, Haus der Technik E.V. Essen