

Aufschwimmen und hydraulischer Grundbruch

Dr.-Ing. B. Schuppener, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

1 Allgemeines

Mit Aufschwimmen bezeichnet man das Anheben eines Bauwerks oder einer undurchlässigen Bodenschicht infolge der hydrostatischen Auftriebskraft des Wassers. Das Bild 1 zeigt zwei Beispiele. Ein Aufschwimmen tritt auf, wenn die Auftriebskraft des Wassers größer wird als das Eigengewicht des Bauwerks oder der dichtenden Bodenschicht zusammen mit dem auf ihr liegenden Boden und dem darin enthaltenen Wasser.

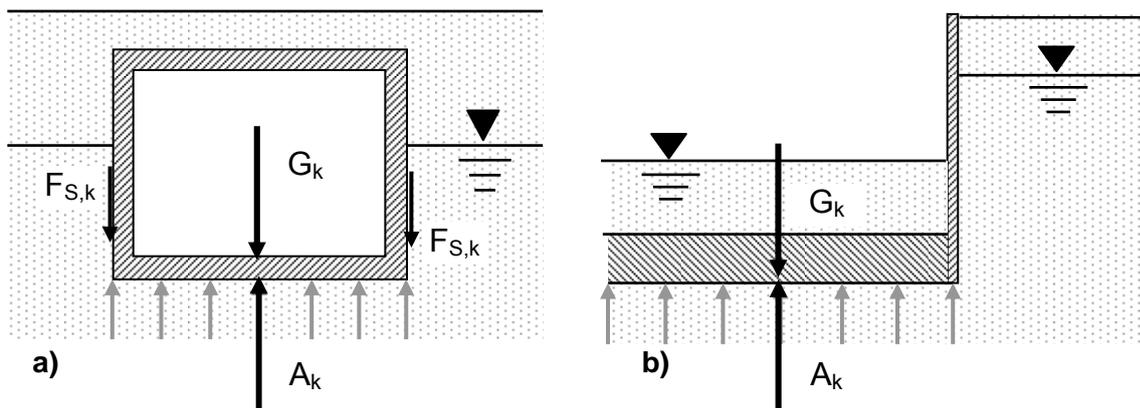


Bild 1: Beispiele für Bauwerke, die gegen Aufschwimmen nachzuweisen sind; a) überschütteter Tunnel im Grundwasser, b) dichtende Bodenschicht oder Dichtungssohle unter einer Baugrubensohle

Bei einem Versagen durch hydraulischen Grundbruch wird eine durchlässige Bodenschicht durch einen nach oben gerichteten Strömungsdruck von strömendem Grundwasser gewichtslos, sobald die vom strömenden Grundwasser ausgeübte Strömungskraft ebenso groß wird wie die Gewichtskraft des Bodens unter Auftrieb. Die wirksamen Normalspannungen in der Bodenschicht werden Null und damit besitzt der Boden keine Festigkeit mehr, weil die Scherfestigkeit eines nichtbindigen Bodens nur durch Normalspannungen wirksam wird. Die Gefahr eines hydraulischen Grundbruchs besteht z. B. bei umströmten Spundwänden (siehe Bild 1 im Beispiel: Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch) und bei der im Bild 2 dargestellten Situation eines Seitengrabens am Fuß eines Hochwasserschutz-Deichs, der auf einer undurchlässigen Auelehmschicht errichtet wurde, die ihrerseits von einer durchlässigen Schicht, z. B. Sand, unterlagert wird.

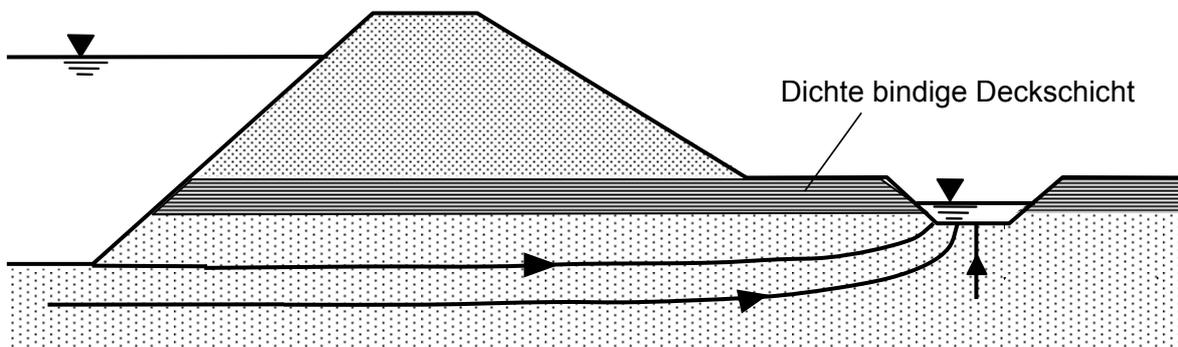


Bild 2: Anströmung eines Seitengrabens am Fuß eines Deichs bei Hochwasser



Bei keiner der beiden Versagensformen werden Widerstände im Baugrund mobilisiert. Daher handelt es sich um Grenzzustände des Verlustes der Lagesicherheit GZ 1A. Da dabei die stabilisierenden Eigengewichtskräfte des Bodens eine maßgebende Rolle spielen, sind für die Wichten untere charakteristische Werte anzusetzen (siehe 5.1.3.(4) der DIN 1054 [1]). Falls zur Auftriebssicherung Zugelemente verwendet werden, sind diese nach den Regeln des Grenzzustandes GZ 1B zu bemessen.

Die Teilsicherheitsbeiwerte für die drei Lastfälle nach DIN 1054, 6.3.3 sind der Tabelle 2 der Norm zu entnehmen. Ihre Zahlenwerte wurden so festgelegt, dass das Sicherheitsniveau des globalen Sicherheitskonzepts der alten DIN 1054 von 1976 [2] erhalten bleibt. Dies wird erreicht, wenn zwischen der globalen Sicherheit η_a für den Auftrieb und den Teilsicherheitsbeiwerten $\gamma_{G,stab}$ für die günstigen, stabilisierenden ständigen Einwirkungen und den Teilsicherheitsbeiwerten $\gamma_{G,dst}$ für die ungünstigen, destabilisierenden ständigen Einwirkungen folgende Beziehung eingehalten wird:

$$\eta_a = \gamma_{G,dst} / \gamma_{G,stab}$$

In den Lastfällen 1 und 2, für die die alte DIN 1054 [2] eine globale Sicherheit von $\eta_a = 1,10$ vorsah, gibt die Tabelle 2 der Norm den Teilsicherheitsbeiwert für die günstigen ständigen Einwirkungen zu $\gamma_{G,stab} = 0,90$, den Teilsicherheitsbeiwert für die ungünstigen ständigen Einwirkungen zu $\gamma_{G,dst} = 1,00$ an. Aus diesen beiden Werten ergibt sich $\eta_a = 1,00 / 0,90 = 1,11 \approx 1,10$. Im Lastfall 3 ergibt sich sinngemäß $\eta_a = 1,00 / 0,95 = 1,05$. In ähnlicher Weise wurden die Zahlenwerte für die Teilsicherheitsbeiwerte beim hydraulischen Grundbruch festgelegt. Der Teilsicherheitsbeiwert für die ungünstigen veränderlichen Einwirkungen von $\gamma_{Q,dst} = 1,50$ wurde vom EC 7-1 [11.5] übernommen. Da die alte DIN 1054 eine Unterscheidung zwischen ständigen und veränderlichen Einwirkungen nicht vorsah, wird somit bei Mitwirkung von ungünstigen veränderlichen Einwirkungen die globale Sicherheit erhöht. Unwirtschaftliche Lösungen sind damit aber nicht verbunden, weil ungünstige veränderliche Einwirkungen kaum auftreten.

Neben dem Aufschwimmen und dem hydraulischen Grundbruch gibt es noch weitere Versagensformen, die durch Wasser im Boden ausgelöst werden. Dazu gehört der Materialtransport von strömendem Wasser im Boden, wie zum Beispiel die Suffosion, die innere Erosion und das Piping als Sonderform der Erosion im Boden:

- a) Suffosion ist die Umlagerung und der Transport der feinen Fraktionen eines ungleichförmigen nichtbindigen Bodens im Porenraum des Skeletts der groben Fraktionen durch die Strömung des Wassers. Ein solcher Materialtransport tritt auf, wenn der Boden selbst oder zwei Schichten gegeneinander nicht filterstabil sind. Das tragende Skelett wird bei diesem Vorgang nicht verändert, es erhöht sich die Durchlässigkeit und die Porenzahl des Bodens, während die Dichte abnimmt.
- b) Bei der inneren Erosion wird der gesamte Boden durch das strömende Wasser transportiert. Ein besonders gefährlicher Sonderfall der inneren Erosion ist das Piping, auch Erosionsgrundbruch genannt. Beginnend an der Geländeoberfläche bzw. der Gewässersohle erzeugt der Materialtransport infolge des hohen hydraulischen Gefälles einen röhrenförmigen Fließweg z. B. zwischen Boden und Bauwerk oder an der Schichtgrenze zwischen bindigen und nichtbindigen Bodenschichten. Im Bild 2 ist eine solche Situation dargestellt, wo sich von der Grabensohle aus im Schutz der bindigen Deckschicht durch rückschreitende Erosion eine Stromröhre bilden kann, die zu einem Dammbbruch führt, sobald die erodierte Stromröhre die Gewässersohle auf der Wasserseite des Damms erreicht.



Zum Nachweis der Sicherheit gegen einen Materialtransport durch Suffosion und gegen ein Versagen durch Piping sei auf das *Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen* [3] und die EAU [4] verwiesen. Weder die DIN 1054 noch der EC 7-1 geben Grenzzustandsbedingungen für diese Versagensformen an.

2 Nachweis der Sicherheit gegen Aufschwimmen

2.1 Nachweis bei alleiniger Wirkung von Bauwerkseigengewicht

Der Nachweis der Auftriebssicherheit von Bauwerken wird in der Regel in einer Folge von mehreren Nachweisen durchgeführt. Man untersucht zunächst, ob das Eigengewicht G des Bauwerks allein in der Lage ist, der hydrostatischen Auftriebskraft A mit der geforderten Sicherheit das Gleichgewicht zu halten. Das Bild 1 stellt zwei Beispiele dar. Bei diesen Fällen des Grenzzustandes der Lagesicherheit wird mit der Grenzzustandsbedingung (55) nachgeprüft, ob die Bemessungswerte der ungünstigen, destabilisierenden Einwirkungen – das sind die ständige hydrostatische Auftriebskraft $A_k \cdot \gamma_{G,dst}$ und eine möglicherweise zusätzliche veränderliche Kraft $Q_k \cdot \gamma_{G,dst}$ – höchstens gleich dem Bemessungswert der günstigen Einwirkung des Eigengewichtes $G_{k,stb} \cdot \gamma_{G,stb}$ sind:

$$A_k \cdot \gamma_{G,dst} + Q_k \cdot \gamma_{Q,dst} \leq G_{k,stb} \cdot \gamma_{G,stb} \quad (55)$$

Bei einem überschütteten Bauwerk - z. B. bei einem Tunnel - ist beim Bauwerkseigengewicht natürlich auch die Auflast des Bodens über dem Tunnel einzurechnen, ggf. mit der Unterscheidung nach Lastfällen. Bei der Untersuchung von Bodenschichten - z. B. an einer Baugrubensohle - ist das gesamte Gewicht des feuchten oder wassergesättigten Bodens zwischen der Unterkante der Dichtung und der Baugrubensohle anzusetzen. Für die Wichte des Bodens ist dabei im Sinne von Abschnitt 5.3.1(4) der Norm ein unterer charakteristischer Wert der Wichte festzulegen.

In 11.3.1 (2) schreibt die Norm zusätzlich zum Nachweis gegen Aufschwimmen von Bodenschichten auch einen Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch vor. Maßgebend kann dieser Nachweis nur werden, wenn der gesamte Baugrund unterhalb der Aushubsohle durchströmt wird und als „ungünstig“ im Sinne von Absatz 11.5 (5) einzustufen ist, wie z. B. ein Schluff. In einem solchen Fall kann sich rechnerisch eine ausreichende Sicherheit gegen Aufschwimmen ergeben, während die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch jedoch nicht erfüllt wird, weil die Teilsicherheitsbeiwerte größer sind als beim Aufschwimmen. Bei einem steifen tonigen bindigen Boden, der als „günstiger Baugrund“ eingestuft wird, ergibt sich bei einer ausreichenden Sicherheit gegen Aufschwimmen auch eine ausreichende Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch. Da ein solcher Boden auf Grund seiner Kohäsion im Vergleich zu nichtbindigen Böden eine ausreichende innere Festigkeit besitzt, kann in solchen Fällen auf einen Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch verzichtet werden.

Sofern eine wasserundurchlässige Schicht von einer wasserdurchlässigen Schicht überlagert wird (siehe Bild 1b) ist nur das Aufschwimmen nachzuweisen. Ein Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch ist nicht erforderlich, weil in der oberen wasserdurchlässigen Schicht praktisch keine Strömungskraft wirkt. Bei solchen Schichtgrenzen ist darüber hinaus zu prüfen, ob durch das strömende Wasser Kontaktsuffosion oder sogar Kontakterosion auftreten kann. Dabei werden die feineren Kornfraktionen der weniger durchlässigen Bodenschicht in die gröbere, durchlässige Schicht eingetragen, so dass sich der weniger durchlässige Boden „auflöst“ und mit der Zeit seine dichten Wirkung verliert. Bei einer undurchlässigen Schicht aus bindigem, kohäsivem Boden erübrigt sich ein solcher Nachweis, weil die Eigenfestigkeit einen Bodenaustrag verhindert. Bei nichtbindigem Boden können Filterregeln zur Beurteilung herangezogen werden (siehe z.B. [3]).



2.2 Nachweis bei Mitwirkung von Scherkräften

In vielen Fällen reicht das Eigengewicht nicht aus, um eine ausreichende rechnerische Sicherheit gegen Aufschwimmen nachzuweisen. Da viele solche Bauwerke im Boden eingebettet sind, erlaubt die DIN 1054 als günstige, d. h. stabilisierende Einwirkungen neben dem Eigengewicht auch die Scherkräfte $F_{S,k}$ zwischen Bauwerk und Boden anzusetzen. (siehe Bild 1b). In der alten DIN 1054 von 1976 [2] wurde bei der Berücksichtigung von seitlichen Bodenreaktionen in den Lastfällen 1 und 2 eine um 0,3 und im Lastfall 3 eine um 0,15 erhöhte Sicherheit gefordert. Um dieses erhöhte Sicherheitsniveau beim Teilsicherheitskonzept zu erhalten, wird die Scherkraft mit einem Anpassungsfaktor von $\eta = 0,80$ bzw. $\eta = 0,90$ abgemindert (siehe 11.3.2(2) der DIN). Gleiches gilt, falls in begründeten Fällen eine Kohäsion angesetzt wird. Darüber hinaus ist nach 10.3.1 (7) der DIN 1054 zu berücksichtigen, dass - sofern es sich für die Bemessung ungünstiger auswirkt - der untere charakteristische Wert des Erddrucks anzusetzen ist. Bei nichtbindigen Böden ist dies in der Regel die Hälfte des oberen charakteristischen Wertes.

Scherkraft $F_{S,k}$ kann z. B. sein:

- die Vertikalkomponente des aktiven Erddrucks bei Bauwerkswänden, hinter denen sich durch entsprechende Verformungen der aktive Erddruck einstellt,

$$F_{S,k} = \eta \cdot E_{ah,k} \cdot \tan \delta_a$$

mit δ_a dem Wandreibungswinkel oder

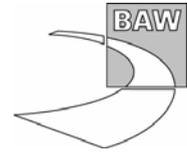
- die Scherkraft, die in einer gedachten, vom Ende eines waagerechten Sporns ausgehenden lotrechten Bodenfuge wirkt:

$$F_{S,k} = E_{ah,k} \cdot \tan \varphi'_k$$

Es versteht sich, dass beim Auftriebsnachweis Scherkräfte nur dann angesetzt werden können, wenn eine Reibung an der Wand wirksam werden kann. Dies ist z. B. nicht der Fall, wenn die Wand mit einer bituminösen Außenabdichtung versehen ist. Andererseits kann auch ohne Sporn der wirksame Reibungswinkel zu $\delta_a = \varphi$ angenommen werden, wenn die Wand mit dem Boden verzahnt ist, wie z. B. bei einer Pfahlwand. Darüber hinaus darf für eine als Unterwasserbeton hergestellte Baugrubensohle (siehe Bild 1 im Beispiel: Nachweis gegen Aufschwimmen) eine an der Baugrubenwand wirkende Scherkraft nur angesetzt werden, wenn auch eine entsprechende Übertragung der Scherkräfte von der Wand auf die Sohle gewährleistet ist. Sind alle Randbedingungen erfüllt, dann kann die Grenzzustandsbedingung (55) um die zusätzlich einwirkende charakteristische Scherkraft $F_{S,k}$ erweitert werden:

$$A_k \cdot \gamma_{G,dst} + Q_k \cdot \gamma_{Q,dst} \leq G_{k,stb} \cdot \gamma_{G,stb} + F_{S,k} \cdot \gamma_{G,stb} \quad (56)$$

Da nun Scherkräfte üblicherweise als Widerstände anzusehen sind, könnte man einwenden, dass es sich streng genommen nicht mehr um einen Grenzzustand GZ 1A der Lagesicherheit handelt, sondern um einen Grenzzustand GZ 1B des Versagens von Bauwerken und Bauteilen, bei dem dann andere Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen und Widerstände anzusetzen wären. Dem ist entgegenzuhalten, dass es sich bei der Scherkraft in der Regel um die Vertikalkomponente des aktiven Erddrucks handelt, mit der letztlich ein Teil des Gewichtes des abrutschenden Erdkeils auf das Bauwerk übertragen wird. Dies ist eindeutig als Einwirkung anzusehen.



Damit die Auftriebssicherheit nicht maßgeblich von den Scherkräften abhängt, ist bei Dauerbauwerken zusätzlich nachzuweisen, dass die Grenzzustandsbedingung (56) ohne den Ansatz der Scherkräfte mit den Teilsicherheitsbeiwerten des Lastfalls LF 3 erfüllt ist. Bei Dauerbauwerken haben die Scherkräfte somit nur eine sehr geringe Bedeutung.

2.3 Nachweis der Sicherheit gegen Aufschwimmen von verankerten Konstruktionen

2.3.1 Allgemeines

In sehr vielen Fällen reicht auch die zusätzliche Inanspruchnahme der Scherkräfte an den Bauwerkswänden nicht aus, um eine ausreichende rechnerische Sicherheit gegen Aufschwimmen sicherzustellen. In solchen Fällen wird das Bauwerk in der Regel mit Zugelementen nach unten verankert, wobei Pfähle oder Verpressanker verwendet werden.

Nach 8.5.4(1) der DIN sind zur Bemessung einer Gründung mit Zugelementen stets folgende Grenzzustände zu untersuchen:

- Mit der Annahme, dass die Tragfähigkeit der einzelnen Zugelemente maßgebend ist, ist nach 8.5.1 für den Grenzzustand GZ 1B die ausreichende Sicherheit gegen Herausziehen nachzuweisen. Der Nachweis der Tragfähigkeit von Zugelementen wird erbracht, indem gezeigt wird, dass der Bemessungswert $E_{1,d}$ der Beanspruchung eines Zugelementes höchstens gleich dem Bemessungswert $R_{1,d}$ seines Widerstandes gegen Herausziehen ist:

$$E_{1,d} \leq R_{1,d} \quad (32)$$

- Mit der Annahme, dass die Zugelemente zusammen mit dem umgebenden Boden infolge der Gruppenwirkung einen geschlossenen Bodenblock bilden, ist für den Grenzzustand GZ 1A eine ausreichende Sicherheit gegen Abheben durch Aufschwimmen nachzuweisen. Der Nachweis der Sicherheit gegen Abheben im Grenzzustand GZ 1A ist erbracht, wenn die Bedingung

$$A_k \cdot \gamma_{G,dst} + Q_k \cdot \gamma_{Q,dst} \leq G_{k,stb} \cdot \gamma_{G,stb} + (G_{E,k} + F_{s,k}) \cdot \gamma_{G,stb} \quad (61)$$

erfüllt ist. Dabei ist $G_{E,k}$ die charakteristische Gewichtskraft des angehängten Bodens nach Absatz 8.5.4(4). Diese Gewichtskraft und die Scherkräfte $F_{s,k}$ werden als günstig wirkende ständige Einwirkungen behandelt.

- Darüber hinaus ist für die Zugelemente der Nachweis der Sicherheit gegen Materialversagen nach den bauartspezifischen Regeln nach Gleichung (38) zu erbringen. Dieser Nachweis wird hier nicht geführt.

2.3.2 Nachweis der Tragfähigkeit der Zugelemente

Das Versagen des Herausziehens von Zugelementen ist ein Grenzzustand GZ 1B, weil beim Herausziehen der Widerstand des Bodens in Anspruch genommen wird. Die in der Grenzzustandsbedingung (32) anzusetzenden Bemessungswerte $R_{1,d}$ der Herausziehewiderstände der Zugelemente sind für Zugpfähle nach Abschnitt 8.4.7 der Norm und für Verpressanker nach Abschnitt 9.4.1 der Norm zu ermitteln.



So ergibt sich z. B. bei einer Zugpfahlgründung, die auf Grundlage der Ergebnisse von Erfahrungswerten bemessen wird, der Bemessungswert $R_{1,d}$ des Zugpfahlwiderstands aus dem charakteristischen Wert $q_{s,k}$ für die Pfahlmantelreibung bei Zug sowie dem Durchmesser D und der Länge L der Pfähle mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_P nach Tabelle 3 der DIN 1054 zu:

$$R_{1,d} = L \cdot q_{s,k} \cdot D \cdot \pi / \gamma_P$$

Beim Nachweis der Sicherheit gegen Herausziehen der Zugelemente im Grenzzustand GZ 1B ist der Bemessungswert $E_{1Z,d}$ der Zugbeanspruchungen einer Gründung mit Zugelementen entsprechend dem Ansatz:

$$E_{1,d} = E_{1Z,d} = A_{1GZ,k} \cdot \gamma_G + E_{1QZ,k} \cdot \gamma_Q - (E_{1GD,k} + F_{S,k}) \cdot \gamma_{G,inf} \quad (60)$$

zu ermitteln, wobei die Scherkräfte $F_{S,k}$ wieder als günstige ständige Druckbeanspruchung zu behandeln sind. Dabei ist

- $A_{1GZ,k}$ der charakteristische Wert der Zugbeanspruchung infolge einer an der Unterfläche der Gründung ständig wirkenden hydrostatischen Auftriebskraft;
- γ_G der Teilsicherheitsbeiwert für ständige Beanspruchungen im Grenzzustand GZ 1B nach Tabelle 2;
- $E_{1QZ,k}$ der charakteristische Wert der Zugbeanspruchung infolge von möglichen ungünstigen veränderlichen Einwirkungen;
- γ_Q der Teilsicherheitsbeiwert für ungünstige veränderliche Beanspruchungen im Grenzzustand GZ 1B nach Tabelle 2;
- $E_{1GD,k}$ der charakteristische Wert einer gleichzeitig wirkenden Druckbeanspruchung infolge von ständigen Einwirkungen;
- $\gamma_{G,inf}$ der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{G,inf} = 1,00$ für günstige ständige Druckbeanspruchungen im Grenzzustand GZ 1B nach 8.3.4 (2).

Hier stellt sich die Frage, warum abweichend von der sonst üblichen Vorgehensweise beim Grenzzustand GZ 1B bei einer Zugpfahlgründung eine Unterscheidung zwischen günstigen und ungünstigen Einwirkungen gemacht wird, die mit unterschiedlich großen Teilsicherheitsbeiwerten beaufschlagt werden. Der Sinn und die Notwendigkeit wird deutlich, wenn man den Fall betrachtet, dass die ungünstigen und günstigen Einwirkungen etwa gleich groß sind - im Beispiel also der Auftrieb gleich der Summe von Eigengewicht und Scherkraft an der Baugrubenwand. Würden in einem solchen Fall beide Einwirkungen mit gleichen Teilsicherheitsbeiwerten beaufschlagt, dann wäre die Pfahlbeanspruchung Null, es wären keine Pfähle notwendig und die Gründung hätte keine Sicherheit gegen Aufschwimmen. Um einen solchen Fall mit Sicherheit auszuschließen, wird bei Zugpfählen zwischen günstigen und ungünstigen Einwirkungen unterschieden.

Mit der Bedingung (32) und der Gleichung (60) lässt sich damit die erforderliche Länge der Pfähle bestimmen:

$$L \geq E_{1Z,d} / (q_{s,k} \cdot D \cdot \pi / \gamma_P).$$

Die Bemessung von Verpressankern und Zugpfählen auf Grundlage von Probelastungen wird in den Abschnitten 9.4 bzw. 8.4.2 der Norm geregelt. Die anzusetzenden Teilsicherheitsbeiwerte für Verpressanker und Zugpfähle sind allerdings unterschiedlich (siehe Tabelle 3 der DIN 1054).

2.3.3 Nachweis der Gruppenwirkung

Bei einem zu engen Abstand der Zugelemente besteht die Gefahr, dass sich ihr Einflussbereich im Boden überlagert und dann der mobilisierbare Gesamtwiderstand der Zugelemente gegen Herausziehen kleiner wird als die Summe der Widerstände der einzelnen Zugelemente. Der Nachweis eines ausreichend großen Abstands der Zugelemente (Nachweis der Gruppenwirkung) wird erbracht, indem der Grenzzustand der Lagesicherheit GZ 1A für das Bauwerk einschließlich des über die Zugelemente angehängten Bodens nachgewiesen wird (siehe Bild 3). Mit der charakteristischen Gewichtskraft $G_{E,k}$ des angehängten Bodens nach 8.5.4(4) und der als günstig wirkenden ständigen Einwirkung $F_{S,k}$ der Scherkraft an der Wand ergibt sich für den Grenzzustand GZ 1A die Bedingung:

$$A_k \cdot \gamma_{G,dst} + Q_k \cdot \gamma_{Q,dst} \leq G_{k,stb} \cdot \gamma_{G,stb} + G_{E,k} \cdot \gamma_{G,stb} + F_{S,k} \cdot \gamma_{G,stb} \quad (61)$$

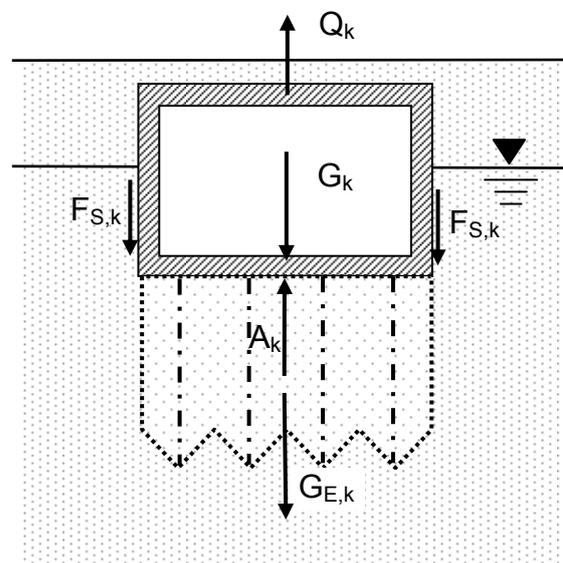


Bild 3: Nachweis der Pfahlgruppenwirkung

Bei der Ermittlung des Eigengewichts des über Zugpfähle angehängten Bodens wird ein Bodenkörper angenommen, wie er im Bild 2 des Abschnitts 8.5.4 der Norm dargestellt ist. Damit errechnet sich der charakteristische Wert $G_{E,k}$ der Eigengewichtslast des angehängten Bodens zu:

$$G_{E,k} = n \cdot \left[l_a \cdot l_b \left(L - 1/3 \cdot \sqrt{l_a^2 + l_b^2} \cdot \cot \varphi \right) \right] \cdot \eta \cdot \gamma' \quad (35)$$

Dabei ist neben den bereits definierten Größen

l_a das größere Rastermaß der Pfähle,

l_b das kleinere Rastermaß,

γ' die Wichte des Bodens unter Auftrieb und

η ein Anpassungsfaktor, mit dem die Eigenlast des Bodens in Abhängigkeit vom Lastfall abgemindert wird, um das schon beim globalen Sicherheitskonzept geforderte höhere Sicherheitsniveau für die Bodenreaktion auch beim Teilsicherheitskonzept sicherzustellen (siehe 11.3.2(2) der DIN).



Die Grenzzustandsbedingung (61) liegt auf der sicheren Seite, da die an der Umfangsfläche des angehängten Bodenblocks mobilisierbaren Scherkräfte nicht in Ansatz gebracht werden. Es sind sicherlich Fälle denkbar, wo diese Scherkräfte zusätzlich angesetzt werden können, wie z. B. bei wenigen, relativ langen und eng stehenden Pfählen.

Der Nachweis der Pfahlgruppenwirkung dieser Norm wird mit wirksamen Kräften durchgeführt. Der Eurocode EC7-1 lässt auch einen Nachweis in totalen Kräften zu (siehe EC 7-1, Bild 7.1), der auf der sicheren Seite liegt, aber physikalisch falsch ist. Beim Nachweis mit totalen Kräften geht auf beiden Seiten der Grenzzustandsbedingung das Gewicht des Wasservolumens des Bodenkörpers ein. Es wird hier der gleiche physikalische Fehler gemacht, wie bei dem im Abschnitt 11.5 beschriebenen Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch mit totalen Kräften.

2.3.4 Bemessung der Sohlplatte

Es versteht sich, dass für die beim Nachweis gegen Aufschwimmen angesetzten Einwirkungen auch eine Bemessung der Sohlplatte und der Baugrubenkonstruktion für den Grenzzustand GZ 1B (innere Tragfähigkeit) durchzuführen ist. Dabei ist zu berücksichtigen, ob die Sohlplatte nur vorübergehend während der Bauzeit erforderlich ist oder aber in das spätere Bauwerk als Bauwerkssohle integriert ist. Dabei ist insbesondere der Anschluss zwischen der Bauwerkssohle und den Baugrubenwänden zu prüfen. Falls Scherkräfte zwischen der Baugrubenwand und dem Boden beim Nachweis der Sohlplatte gegen Aufschwimmen in Anspruch genommen wurden, ist natürlich auch der Anschluss zwischen der Bauwerkssohle und den Baugrubenwänden entsprechend zu konstruieren und zu bemessen. Zu bedenken sind auch die Auswirkungen der Scherkräfte auf die Biegemomente der Sohlplatte. Außerdem sind ungleichmäßige Verteilungen des Auftriebs (z. B. bei Versprüngen der Sohle) und der Eigengewichtslasten zu berücksichtigen.

3 Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch

Grundlage für einen rechnerischen Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch ist der Grenzzustand, bei dem der Boden unter der Strömungskraft gewichtslos wird, weil die Strömungskraft so groß wird wie die Eigenlast des durchströmten Bodenkörpers unter Auftrieb (siehe Bild 1 im Beispiel: Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch). Es ist nachzuweisen, dass die Bemessungswerte der ungünstigen, destabilisierenden Einwirkungen durch die Strömungskraft S'_k nicht größer sind als diejenigen der günstigen, stabilisierenden Einwirkungen aus der Eigenlast G'_k des durchströmten Bodenkörpers unter Auftrieb. Damit ergibt sich die Grenzzustandsbedingung zu:

$$S'_k \cdot \gamma_H \leq G'_k \cdot \gamma_{G, \text{stb}} \quad (62)$$

mit den Teilsicherheitsbeiwerten γ_H für die ungünstig wirkende Strömungskraft und $\gamma_{G, \text{stb}}$ die günstig, stabilisierend wirkende Eigenlast des Bodenprismas nach Tabelle 2 der DIN 1054.

Beim rechnerischen Nachweis des hydraulischen Grundbruchs mit der Grenzzustandsbedingung (62) bereitet die Ermittlung der Größe der Eigenlast des durchströmten Bodenprismas wenig Probleme. Für die Wichte des Bodens ist dabei allerdings im Sinne von Abschnitt 5.3.1(4) der Norm ein unterer charakteristischer Wert der Wichte festzulegen. Schwieriger ist dagegen die Bestimmung der Größe der Strömungskraft S'_k bzw. die Ermittlung des für den Nachweis maßgebenden waagerechten Schnitts durch den Baugrund, bei dem das Verhältnis von Strömungskraft S'_k und Eigenlast G'_k des Bodenprismas unter Auftrieb am ungünstigsten ist. Bei geschichteten Böden stellt sich



in Schichten mit geringerer Durchlässigkeit immer ein größeres hydraulisches Gefälle und damit eine größere Strömungskraft ein. Dies ist bei Nachweis zu berücksichtigen, um den maßgebenden Bodenkörper mit der kleinsten Sicherheit zu ermitteln. Es empfiehlt sich in solchen Fällen die Bestimmung des Potenzialfeldes im durchströmten Boden.

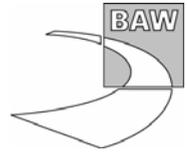
Für einfache geometrische Verhältnisse und homogenen Baugrund findet man Näherungslösungen in Handbüchern. Geübte Fachleute ermitteln für einfache Fälle auch schnell grafisch Strömungs- und Potenzialnetze, mit denen dann die maßgebenden Potentiale abgeschätzt werden können. Bei Baugrund mit Bodenschichten mit unterschiedlicher Durchlässigkeit oder wenn die räumliche Wirkung von Bedeutung ist, wie z. B. in Baugrubenecken, sind genauere Untersuchungen zur Ermittlung des hydraulischen Potentials erforderlich. Sofern Angaben in der Literatur, z. B. in [4], hierzu nicht ausreichen, empfiehlt sich die Anwendung numerischer Methoden. Am zuverlässigsten kann die Strömungskraft bzw. die Auftriebskraft durch Messungen des Porenwasserdrucks im Untergrund bestimmt werden, die allerdings in der Planungsphase kaum möglich sind. In vielen Fällen empfiehlt es sich aber im Sinne der Beobachtungsmethode beim Bau oder nach Fertigstellung des Bauwerks Messungen durchzuführen, um die Berechnungsannahmen zu überprüfen und das Bauwerk zu überwachen.

Am Fuß von Stützwänden kann für das vom Boden durchströmte Bodenprisma eine Breite der halben Einbindetiefe der Stützwand angenommen werden. Deutlich auf der sicheren Seite liegt man, wenn man Davidenkoff [8] folgend ein unendlich dünnes Bodenprima, d. h. einen Stromfaden unmittelbar an der Stützwand untersucht.

Die Teilsicherheitsbeiwerte für die 3 Lastfälle sind der Tabelle 2 der DIN zu entnehmen. Beim Teilsicherheitsbeiwert für die Strömungskraft wird unterschieden zwischen günstigem und ungünstigem Untergrund. Als günstiger Untergrund sind Kies, Kiessand und mindestens mitteldicht gelagerter Sand mit Korngrößen über 0,2 mm sowie mindestens steifer toniger bindiger Boden anzusehen, als ungünstiger Untergrund locker gelagerter Sand, Feinsand, Schluff und weicher bindiger Boden. Der Grund für die höheren Teilsicherheitsbeiwerte bei den lockeren Sanden und weichen bindigen Böden liegt darin, dass sie bei Durchströmung zu Suffosion und innerer Erosion neigen. Dadurch können die geohydraulischen Bedingungen im Boden ungünstig verändert und bei entsprechenden Randbedingungen Piping mit einem Erosiongrundbruch ausgelöst werden (siehe Bild 2). Verfahren zum Nachweis einer ausreichenden Sicherheit gegen Suffosion und gegen Piping werden im *Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen* [3] beschrieben. Da durch Filterschichten ein Austrag von Boden aus dem Untergrund verhindert werden kann, erlaubt die DIN 1054 bei einem Einbau von Filterschichten mit einer Mindestdicke von 0,30 m die Verwendung der kleineren Teilsicherheitsbeiwerte für den günstigeren Untergrund.

Literatur

- [1] DIN 1054:2005-1: Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau
- [2] DIN 1054:1976: Baugrund – Zulässige Belastung des Baugrunds
- [3] Bundesanstalt für Wasserbau: Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD), 2005,
- [4] Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ Häfen und Wasserstraßen, EAU 1990, Ernst & Sohn
- [5] DIN 4020 (2003). Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke
- [6] EC 7-1: Eurocode 7 - Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln, 2004
- [7] Weißenbach, A.: Baugrubensicherung. Kapitel 3.6 im Grundbautaschenbuch, Fünfte Auflage, Teil 3. Ernst & Sohn, 1997



- [8] Davidenkoff, R.: Zur Berechnung des hydraulischen Grundbruchs, Wasserwirtschaft 46, 1956, H. 9

Beispiel: Nachweis der Sicherheit gegen Aufschwimmen

1 Aufgabenstellung und Annahmen

Es ist die Auftriebsicherheit einer Betonsohle in einer Baugrube nachzuweisen, die in einer Tiefe von $H = 10,0$ m unter Geländeoberkante liegt und Abmessungen von $a = 10,0$ m und $b = 5,0$ m hat. Das Grundwasser kann bis zur Geländeoberfläche ansteigen. Die Baugrube wird durch eine ausgesteifte Spundwand gesichert, die eine Länge von $U = 30$ m hat und $15,0$ m tief reicht (siehe Bild 1). Der Baugrund besteht aus Sand mit einem charakteristischen Reibungswinkel von $\varphi'_k = 32,5^\circ$ und unteren charakteristischen Werten für die Wichten von $\gamma_{\text{sat}} = 20,0$ kN/m³ für den gesättigten Boden und $\gamma' = 10$ kN/m³ für den Boden unter Auftrieb.

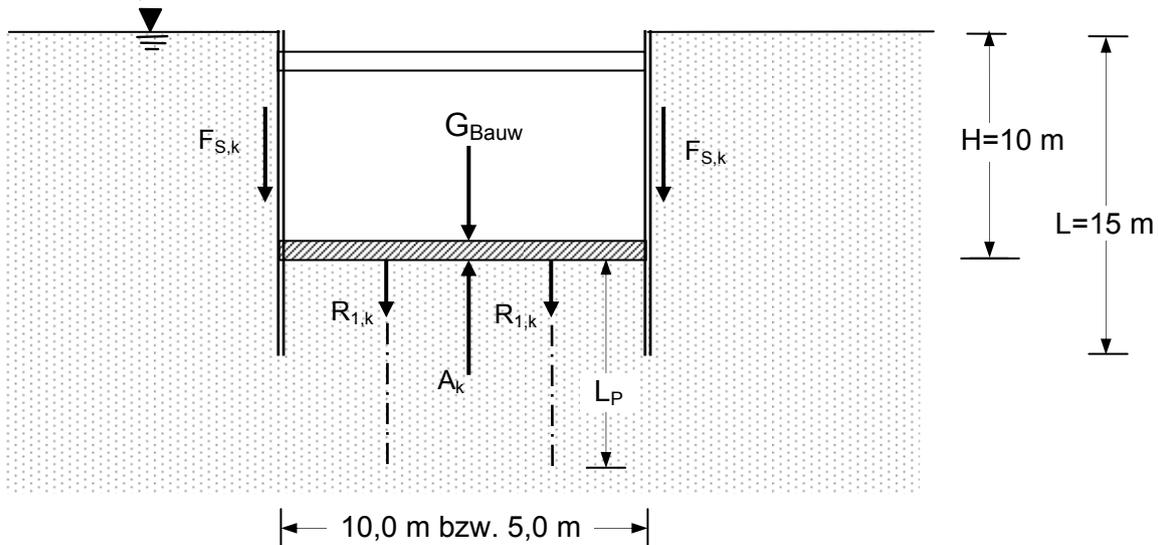


Bild 1: Baugrube mit Abmessungen und Einwirkungen

Zur Herstellung der Baugrube wird zunächst die Spundwand geschlagen, anschließend folgt der Aushub unter Wasser, parallel dazu der Einbau der Aussteifung. Dann werden ggf. die erforderlichen Pfähle geschlagen, die Bewehrung auch zur Herstellung eines Schubverbundes zwischen Spundwand und Betonsohle eingebaut und die Unterwasserbetonsohle geschüttet. Zum Schluss kann die Baugrube gelenzt werden. Der für die Bemessung maßgebende Lastfall ist die wasserfreie Baugrube. Er wird im Hinblick auf die geforderten Sicherheiten als Lastfall 2 eingestuft.

Für die nachfolgenden Nachweise werden folgende Größen benötigt:

Sohlplatte: Dicke $d = 1,0$ m, Wichte des Betons: $\gamma_{\text{Beton}} = 24,0$ kN/m³:

$$\text{Grundfläche } A = 10,0 \cdot 5,0 = 50,00 \text{ m}^2$$

$$\text{Betoneigenlast: } G_{\text{Beton}} = A \cdot d \cdot \gamma_{\text{Beton}} = 50 \cdot 1,0 \cdot 24,0 = 1200 \text{ kN.}$$

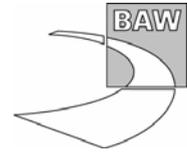
Spundwand: mittlere Dicke $d = 0,03$ m, Wichte $\gamma_{\text{Stahl}} = 78,0$ kN/m³,

$$\text{Flächenlast: } g = 78,0 \cdot 0,03 = 2,34 \text{ kN/m}^2,$$

$$\text{Eigenlast der Spundwand: } G_{\text{Spundwand}} = L \cdot U \cdot g = 15 \cdot 30 \cdot 2,34 = 1053 \text{ kN}$$

Gesamtlast des Bauwerks:

$$G_{\text{Bauw}} = G_{\text{Beton}} + G_{\text{Spundwand}} = 1200 + 1053 = 2253 \text{ kN}$$



2 Nachweis des unverankerten Bauwerkes gegen Aufschwimmen

Für den Nachweis gegen Aufschwimmen gilt Grenzzustandsbedingung (55):

$$A_k \cdot \gamma_{G,dst} + Q_k \cdot \gamma_{Q,dst} \leq G_{k,stb} \cdot \gamma_{G,stb} \quad (55)$$

Im Lastfall 2 ist nach Tabelle 2 der DIN 1054: $\gamma_{G,stb} = 0,90$ und $\gamma_{G,dst} = 1,00$. Der Bemessungswert der destabilisierenden Einwirkung durch den Sohlwasserdruck ist:

$$A_d = A_k \cdot \gamma_{G,dst} = a \cdot b \cdot H \cdot \gamma_{Wasser} \cdot \gamma_{G,dst} = 5,0 \cdot 10,0 \cdot 10,0 \cdot 10,0 \cdot 1,00 = 5000 \text{ kN}$$

Der Bemessungswert der ständigen stabilisierenden Einwirkungen aus dem Bauwerksgewicht ist:

$$G_{d,stb} = G_{k,stb} \cdot \gamma_{G,stb} = G_{Bauw,k} \cdot \gamma_{G,stb} = 2253 \cdot 0,90 = 2028 \text{ kN}$$

Da $A_{d,dst} = 5000 \text{ kN} > G_{d,stb} = 2028 \text{ kN}$, kann die Bedingung (55) nicht erfüllt werden; das Eigengewicht des Bauwerkes reicht nicht aus, um eine ausreichende Sicherheit gegen Aufschwimmen zu gewährleisten.

Im nächsten Schritt wird untersucht, ob durch den zusätzlichen Ansatz der Reibungskräfte an den Spundwänden eine ausreichende Sicherheit gegen Aufschwimmen erreicht werden kann.

3 Nachweis mit Scherkräften F_S an den Spundwänden

Für den Nachweis gegen Aufschwimmen des Bauwerkes bei Mitwirkung von Scherkräften F_S gilt die Grenzzustandsgleichung (56) der Norm:

$$A_k \cdot \gamma_{G,dst} + Q_k \cdot \gamma_{Q,dst} \leq G_{k,stb} \cdot \gamma_{G,stb} + F_{S,k} \cdot \gamma_{G,stb} \quad (56)$$

Nach Gleichung (57a) der DIN ist der charakteristische Wert die Reibungskraft $F_{S,k}$ am Bauwerksrand der Vertikalkomponente des aktiven Erddruckes vermindert mit einem Anpassungsfaktor $\eta = 0,80$ im Lastfall 2:

$$F_{S,k} = \eta \cdot E_{ah,k} \cdot \tan \delta_a \quad (57a)$$

Darüber hinaus ist nach 10.3.1 (7) der DIN 1054:2005 zu berücksichtigen, dass - sofern es sich für die Bemessung ungünstiger auswirkt - der untere charakteristische Wert des Erddruckes anzusetzen ist. Bei nichtbindigen Böden ist dies in der Regel die Hälfte des oberen charakteristischen Wertes. Im vorliegenden Fall ist der charakteristische Reibungswinkel φ'_k so angegeben, dass er einen oberen charakteristischen Wert für den Erddruck ergibt. Der mit dem charakteristischen Reibungswinkel φ'_k ermittelte Erddruck ist daher nur zur Hälfte anzusetzen. Bei einem Wandreibungswinkel von $\delta_a = 2/3 \varphi'_k$ ergibt sich bei horizontalem Gelände und vertikaler Wand der Erddruckbeiwert zu $K_{ah,k} = 0,25$ und $\tan \delta_a = 0,397$. Angesetzt wird der Erddruck auf der äußeren Umfangsfläche der Spundwand oberhalb der Baugrubensohle. Dafür ergibt sich der untere charakteristische Wert des aktive Erddruck zu:

$$E_{ah,k} = 0,5 \cdot U \cdot 0,5 \cdot H^2 \cdot \gamma' \cdot K_{ah,k} = 0,5 \cdot 30 \cdot 0,5 \cdot 10^2 \cdot 10 \cdot 0,25 = 1875 \text{ kN}$$



und die Reibungskraft zu

$$F_{s,k} = \eta \cdot E_{ah,k} \cdot \tan \delta_a = 0,8 \cdot 1875 \cdot 0,397 = 596 \text{ kN}$$

Mit dem Teilsicherheitsbeiwert für die stabilisierende Einwirkung der Wandreibung nach Tabelle 2 von $\gamma_{G,stab} = 0,90$ ist der Bemessungswert der vertikalen Scherkräfte:

$$F_{S,d} = F_{S,k} \cdot \gamma_{G,stab} = 596 \cdot 0,90 = 536 \text{ kN}$$

Eingesetzt in Gleichung (56) ergibt:

$$5000 > 2028 + 536 = 2564$$

Auch der zusätzliche Ansatz von Scherkräften reicht zum Nachweis einer ausreichenden Sicherheit gegen Aufschwimmen nicht aus. Im nächsten Schritt wird daher untersucht, wie Zugelemente zur Gewährleistung der Sicherheit gegen Aufschwimmen zu bemessen sind.

4 Bemessung einer mit Zugpfählen verankerten Konstruktion

4.1 Nachweis der Tragfähigkeit des Einzelpfahls gegen Herausziehen

Der Ermittlung der Beanspruchung der Zugpfahlgründung wird die Gleichung (60) zugrunde gelegt. Im vorliegenden Fall ist die ungünstige veränderliche Einwirkung $E_{1QZ,k} = 0$. Mit der charakteristischen Zugbeanspruchung aus der ständig wirkenden Einwirkung des Auftriebs von $E_{1GZ,k} = 5000$ kN, dem charakteristischen Wert der ständigen Druckbeanspruchung aus dem Eigengewicht $E_{1GD,k} = G_{Bauw} = 2253$ kN, der Scherkraft $F_{S,k} = 596$ kN sowie den Teilsicherheitsbeiwerten für Lastfall 2 nach Tabelle 2 von $\gamma_G = 1,20$ und $\gamma_{G,inf} = 1,00$ nach Absatz 8.5.4(2) der DIN ergibt sich dann der Bemessungswert $E_{1Z,d}$ der Zugbeanspruchung der Pfahlgründung zu:

$$\begin{aligned} E_{1,d} &= 5.000 \cdot 1,20 - (2.253 + 596) \cdot 1,00 \\ E_{1,d} &= E_{1Z,d} = 6.000 - 2849 \\ E_{1,d} &= 3151 \text{ kN} \end{aligned}$$

Bei Annahme

- eines charakteristischen Werts für die Pfahlmantelreibung auf Grund von Erfahrungswerten von $q_{s,k} = 35 \text{ kN/m}^2$,
- eines Teilsicherheitsbeiwerts für Zugpfähle im Lastfall 2 von $\gamma_P = 1,40$,
- einem Pfahldurchmesser $D = 0,5 \text{ m}$, d.h. einer Mantelfläche pro m: $u = \pi \cdot D = 1,57 \text{ m}^2/\text{m}$ und
- einer Gesamtlänge der Pfähle von L_{ges}

ergibt sich der Bemessungswert des Widerstands der Zugpfahlgründung zu:

$$R_{1,d} = L_{ges} \cdot q_{s,k} \cdot u / \gamma_P = L_{ges} \cdot 35 \cdot 1,57 / 1,40 = L_{ges} \cdot 39,25$$

Mit der Grenzzustandsbedingung GZ 1B (32) für den Herausziehewiderstand von Pfählen ergibt sich:

$$\begin{aligned} E_{1,d} &\leq R_{1,d} \\ E_{1,d} = 3151 &\leq L_{ges} \cdot 39,25 \\ L_{ges} &\geq 3151 / 39,25 \end{aligned}$$

$$L_{ges} \geq 80,3 \text{ m}$$

Gewählt werden eine Anzahl von $n = 6$ Pfähle mit einer Länge von $L_P = 13,5 \text{ m}$. Ihre Anordnung ist im Bild 2 schematisch dargestellt.

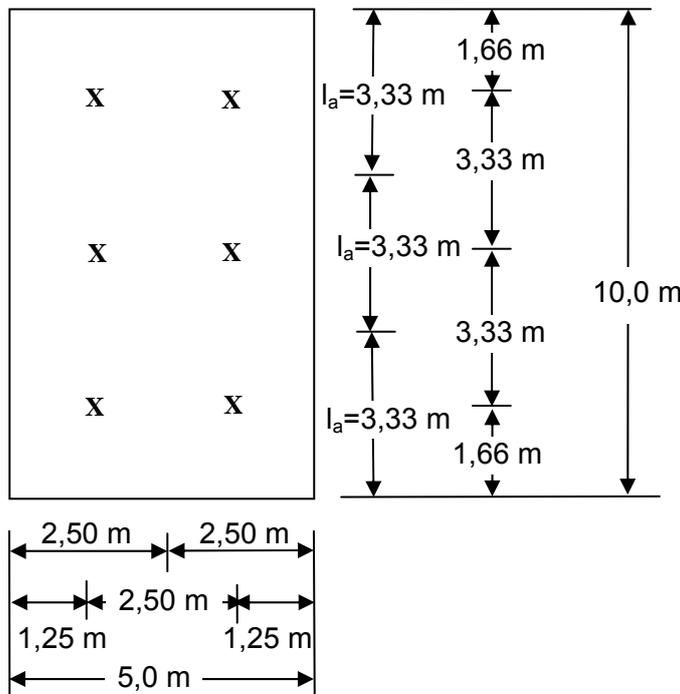


Bild 2: Anordnung der Pfähle

4.3 Nachweis der Gruppenwirkung der Pfähle

Über die Gleichung (61) wird nachgewiesen, dass der Bemessungswert A_d der ständig ungünstig wirkenden Auftriebskraft kleiner gleich ist der Summe der Bemessungswerte der günstigen ständigen Einwirkungen aus dem Bauwerksgewicht $G_{Bauw,d}$, der Reibungskraft $F_{s,d}$ an den Spundwänden und dem Eigengewicht $G_{E,d}$ des angehängten Bodens:

$$A_k \cdot \gamma_{G,dst} \leq (G_{Bauw,k} + F_{S,k} + G_{E,k}) \cdot \gamma_{G,stb} \quad (61)$$

Der charakteristische Wert $G_{E,k}$ des Eigengewichts des angehängten Bodens wird ermittelt mit Gleichung (35) der DIN 1054 zu:

$$G_{E,k} = n \cdot \left\{ l_a \cdot l_b \left(L_P - 1/3 \cdot \sqrt{l_a^2 + l_b^2} \cdot \cot(\varphi') \right) \right\} \cdot \eta \cdot \gamma'$$

dabei ist neben den bereits definierten Größen

$l_a = 3,33 \text{ m}$ das größere Rastermaß der Pfähle,

$l_b = 2,5 \text{ m}$ das kleinere Rastermaß,

$\gamma' = 10,0 \text{ kN/m}^3$ die Wichte des Bodens unter Auftrieb und

$\eta = 0,80$ der Anpassungsfaktor zur Abminderung der Wichte des Bodens.



Schuppener: Aufschwimmen und hydraulischer Grundbruch

Mit den oben angegebenen Größen ergibt sich:

$$G_{E,k} = 6 \cdot 3,33 \cdot 2,5 (13,5 - 1/3 \sqrt{3,33^2 + 2,5^2} \cdot \cot 32,5^\circ) \cdot 0,8 \cdot 10 = 4483 \text{ kN}$$

Eingesetzt in Gleichung (61) ergibt sich:

$$\begin{aligned} 5000 \cdot 1,0 &\leq (2253 + 1191 + 4483) \cdot 0,90 \\ 5000 &\leq 7927 \cdot 0,90 = 7134 \text{ kN} \end{aligned}$$

Die Pfähle haben einen ausreichenden Abstand.

4.4 Konstruktive Bemessung der Sohlplatte und Nachweis der Pfähle gegen Materialversagen

Es versteht sich, dass im Anschluss an die geotechnischen Nachweise die Sohlplatte und ihr Anschluss an die Spundwand auf Grundlage der maßgebenden Stahlbetonnormen bemessen werden muss und bei den Pfählen mit der maßgebenden Stahlbaunorm der Nachweis gegen Materialversagen zu führen ist.

Beispiel: Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch

Die Baugrube für einen Flusspfeiler wird durch eine Spundwand gesichert (siehe Bild 1). Die Spundwand ist am Kopf gestützt, ihre Länge bzw. die Einbindetiefe hat sich aus einer vorausgehenden statischen Berechnung ergeben. Der Baugrund besteht aus mindestens mitteldichtem Sand mit einem unteren charakteristischen Wert der Wichte unter Auftrieb von $\gamma' = 10,0 \text{ kN/m}^3$ und man kann davon ausgehen, dass seine Durchlässigkeit hinreichend homogen und isotrop ist. Durch den hohen Wasserdruck außerhalb der Baugrube kommt es zu einer Umströmung der Wand mit einer in der Baugrube senkrecht nach oben gerichteten Strömung. Es ist nachzuweisen, dass die Strömungskraft in der Baugrubensohle keinen hydraulischen Grundbruch erzeugt.

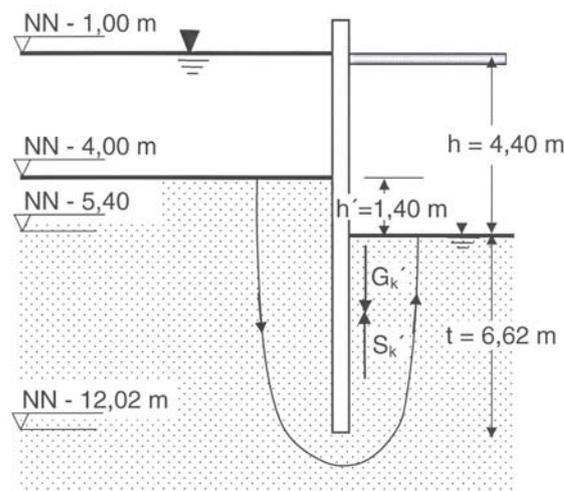


Bild 1: Berechnungsbeispiel einer umströmten Baugrubenspundwand

Bei der Verwendung der Grenzzustandsbedingung (62) wird gezeigt, dass der Bemessungswert der Strömungskraft S'_d im durchströmten Bodenkörper nicht größer wird als der Bemessungswert G'_d der Eigenlast des durchströmten Bodenkörpers. Zum Nachweis empfiehlt die DIN 1054, vor der Wand ein Bodenprisma mit einer Breite zu Grunde zu legen, das der halben Einbindetiefe t der Stützwand entspricht. Im Folgenden wird allerdings auf der sicheren Seite liegend nach Davidenkoff [11.5] als Bodenprisma das Bodenvolumen eines Stromfadens an der Wand betrachtet, auf das der Wasserdruck unmittelbar am Fuß der Wand angesetzt wird. Man erspart sich damit die aufwendige Ermittlung der Verteilung des Druckpotentials an der Unterseite des Bodenprismas.

Der Abbau des Druckpotentials entlang der Spundwand ist nicht linear, sondern konzentriert sich am Fuß der Spundwand. Das für den Nachweis maßgebende Bodenprisma liegt daher mit seiner Unterseite in Höhe des Spundwandfußes. Zur Ermittlung des Potentials h_r am Spundwandfuß gibt die EAU [11.4] in der Empfehlung E 115 folgende Formel an:

$$h_r = \frac{h}{1 + \sqrt[3]{\frac{h'}{t}} + 1}$$



Schuppener: Aufschwimmen und hydraulischer Grundbruch

Mit $h = 4,40$ m, $h' = 1,4$ m und $t = 6,62$ m ergibt sich:

$$h_r = \frac{4,4}{1 + \sqrt[3]{\frac{1,4}{6,62} + 1}} = 2,13 \text{ m}$$

Das bedeutet, dass in einem an den Spundwandfuß reichenden Standrohr der Wasserstand bis $h_r = 2,13$ m über der Baugrubensohle ansteigen wird. Dies Potential wird auf einer Höhe von $t = 6,62$ m abgebaut, so dass sich vor der Spundwand ein hydraulisches Gefälle von:

$$i = h_r / t = 2,13 / 6,62 = 0,32$$

ergibt. Die in dem „Bodenprisma“ mit dem Volumen V wirkende charakteristische Strömungskraft S'_k ergibt sich zu:

$$S'_k = i \cdot \gamma_w \cdot V = 0,32 \cdot 10,0 \cdot V = 3,20 \cdot V$$

Der charakteristische Wert G'_k der Eigenlast des Bodenprismas ist:

$$G'_k = \gamma' \cdot V = 10,0 \cdot V$$

Mit den Teilsicherheitsbeiwerten für den Lastfall 2 (Tabelle 2 der DIN 1054) $\gamma_H = 1,30$ für die Strömungskraft und $\gamma_{G, \text{stb}} = 0,90$ für die Eigenlast des Bodenprismas im Lastfall 2 ergibt sich die Grenzzustandsbedingung (62) zu:

$$\begin{aligned} S'_k \cdot \gamma_H &\leq G'_k \cdot \gamma_{G, \text{stb}} \\ 3,20 \cdot V \cdot 1,30 &\leq 10 \cdot V \cdot 0,90 \\ 4,16 &\leq 9,0 \end{aligned}$$

Die Zahlenrechnung zeigt also, dass die geforderte Sicherheit eingehalten ist. Der Quotient der Bemessungswerte der ungünstigen zu den günstigen Einwirkungen wird als Ausnutzungsgrad $1/f$ bezeichnet. Er beschreibt, wie weit die erforderlichen Sicherheiten in Anspruch genommen werden. Es ergibt sich hier ein Ausnutzungsgrad von:

$$1/f = 4,16 / 9,0 = 0,46.$$