



Geotechnische Bemessung der Dammbauwerke von Flutpoldern

Ronald Haselsteiner

Kurzfassung

An Hochwasserrückhaltebecken im Nebenschluss, auch Flutpolder oder Taschenpolder genannt, befinden sich i. Allg. unterschiedliche Dammbauwerke, die je nach Lage und Aufgabe auch unterschiedlichen Belastungen ausgesetzt sind. Hierbei kann auch eine beidseitige hydraulische Beaufschlagung des Dammbauwerks eintreten.

Da Flutpolder i. d. R. mit einem Trockenbecken ausgestattet sind, werden die Dammbauwerke temporär eingestaut. Diese spezifische Beanspruchung kann sich in der konstruktiven Gestaltung der Dammbauwerke niederschlagen.

Im folgenden Beitrag werden die Gestaltungsmöglichkeiten von Dammbauwerken von Hochwasserrückhaltebecken aufgezeigt und anschließend wird auf die stationäre und instationäre Durchströmung dieser Bauwerke eingegangen. Vor der kurzen Erläuterung von Lastfällen und Nachweisen werden Hinweise zur Erkundung vom Untergrund und von eventuell bestehenden Deichen gegeben.

Abstract

At bypass flood-control retention basins, even called flood polders or bag polders, dam structures are located that are differently loaded due to their position and requirements. Hereby the dam structures can be impounded from both sides.

As flood polders are normally outfitted with dry basins, the dam structures are impounded only temporarily. That specific load condition can be reflected in the design of the dam structures.

Following paper design options of dam structures of flood-control retention basins are presented and afterwards the steady and unsteady seepage flow through that structures are discussed. Before a short comment about load cases and geotechnical evidences is given hints for soil exploration of subsoil and of possible existing dikes are presented.

1 Einleitung

Ein Flutpolder ist eine spezielle Form eines Hochwasserrückhaltebeckens (HRB), das seitlich vom Gewässer im Nebenschluss angeordnet ist. Flutpolder werden über ein Einlaufbauwerk befüllt und über ein Auslaufbauwerk entleert. Aufgrund ihrer Lage ist ein Trenndeich zwischen Fließgewässer und Becken notwendig. Je nach Topographie müssen häufig auch Absperrdämme zwischen Becken und Hinterland errichtet werden.

Je nach Konzeption werden Flutpolder gesteuert oder ungesteuert ausgeführt. Mit der Möglichkeit der Steuerung nimmt die Effizienz der Speicherung zu. Bei der Verwendung von gesteuerten Ein- und Auslaufbauwerken sind Befüllungs- und Entleerungszeit sowie die gesamte Einstaudauer von der Betriebsvorschrift und vom natürlichen

Hochwassergeschehen des vorbeiführenden Fließgewässers abhängig. Bei ungesteuerten HRB hängen die Einstauverhältnisse, nachdem die Regelorgane dimensioniert wurden, lediglich von der Dauer und Form der auftretenden Hochwasserganglinien ab.

Aufgrund der Beanspruchung der Absperrbauwerke von HRB führt DIN 19700-12/2004 folgendes aus: *„Der in der Regel jeweils kurzfristige hochwasserbedingte Einstau ermöglicht insbesondere bei Trockenbecken bei der konstruktiven Ausbildung von Hochwasserrückhaltebecken Vereinfachungen, deren Zulässigkeit durch detaillierte Untersuchungen nachzuweisen ist. Bei der konstruktiven Gestaltung von Bauwerken sind zahlreiche Varianten und Kombinationen möglich.“*

Zum einen wird dadurch die Möglichkeit eingeräumt, die instationären Durchsickerungsverhältnisse an den Absperrbauwerken bei der Bemessung zu berücksichtigen und zum anderen wird darauf hingewiesen, dass je nach Rahmenbedingungen unterschiedliche Querschnittsgestaltungen – auch homogene Dämme – möglich sind. In diesem Zusammenhang wird auf weitere technische Regelwerke für ähnliche Bauwerke an Gewässern hingewiesen. In erster Linie kommt hierbei DIN 19712/1997 für Flusssdeiche in Frage, innerhalb der die Möglichkeit der Betrachtung der instationären Durchströmung von Deichen eingeräumt wird. *„In Einzelfällen können genauere Nachweise erforderlich werden, bei denen die Wechselwirkung zwischen der Absinkgeschwindigkeit des Flusswasserspiegels, der Lage der Sickerlinie im Deichkörper bei HW_B und der Durchlässigkeit berücksichtigt wird.“* Da Deiche i. d. R. relativ kleine Erdbauwerke darstellen, bei denen u. a. die Unterhaltung und Überwachung auf ein Minimum reduziert sind und zudem bei Altdeichen der Aufbau und die verwendeten Bodenmaterialien häufig nicht bekannt sind, wird in DIN 19712/1997 die Annahme von stationären Verhältnissen empfohlen. *„Bei dem Entwurf und der Berechnung von Deichen mit und ohne Dichtungen ist mit der Möglichkeit einer völligen Durchsickerung bis zur landseitigen Böschung zu rechnen.“*

Da aus den genannten Gründen i. d. R. auf eine Bemessung von Deichen unter Berücksichtigung von instationären Verhältnissen verzichtet wird, kann bei Hochwasserrückhaltebecken bei entsprechenden Rahmenbedingungen darauf zurückgegriffen werden, da es sich um Bauwerke handelt, die Talsperren entsprechen, und deshalb Überwachung, Unterhalt und Betrieb sichergestellt und entsprechend sorgsamer ausgeführt werden, so dass davon ausgegangen werden kann, dass die Eigenschaften von den vorhandenen und bekannten Dammaufbauten und Dammmaterialien auf lange Sicht sichergestellt sind.

2 Querschnittsgestaltung von Dammbauwerken

2.1 Allgemeines

Dämme an Talsperren mit Dauerstau, Stauhaltungsdämme an Staustufen, Kanaldämme und Dämme an Bundeswasserstraßen weisen Dichtungen und auch häufig Dränkörper auf. Temporär eingestaute Hochwasserschutzdeiche können auch homogene Querschnitte aufweisen. In Bayern wiesen im Jahr 2002 knapp Zweidrittel der Deiche an Gewässern erster und zweiter Ordnung einen homogenen Querschnitt ohne Dichtung und

ohne Dränvorrichtung auf. An und in Flutpoldern können drei Arten von Erdbauwerken unterschieden werden (Abb. 1):

- Trenndeich zwischen Gewässer und Becken
- Absperrdeich zwischen Becken und Hinterland
- Polderdeich zur Untergliederung des Beckens

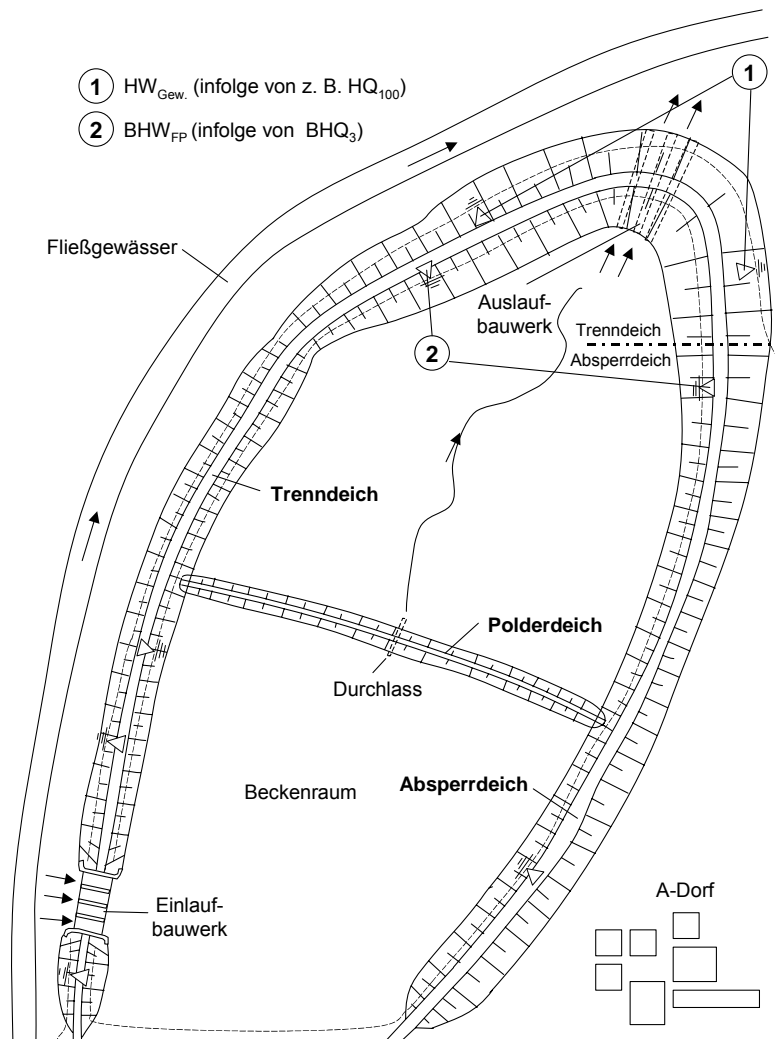


Abb. 1: Skizzierter Lageplan eines Flutpolders mit Bauwerken

Die Lage, Aufgabe und hydraulische Beanspruchung beeinflussen die Gestaltung der Dammbauwerke. Eine Auswahl von möglichen Dammschnitten ist in Abb. 2 angegeben.

2.2 Homogene Dämme

„Staudämme aus homogenem Schüttmaterial, das zugleich dichtet und stützt, werden im Allgemeinen nur für kleine Stauhöhen und kurzzeitigen Stau ausgeführt.“ (DIN 19700-10/2004) Grundlage für die Entscheidung für einen homogenen Querschnitt ist jedoch in erster Linie die Tatsache, dass der Dammkörper bei dem auftretenden kurzen Einstau nur entsprechend gering durchströmt wird (siehe Abschnitt 3.2).

Tritt eine stationäre Durchströmung auf, müssen bei homogenen Dämmen die Böschungsneigungen entsprechend flach ausgebildet werden. Um einen Austritt des Sickerwassers aus der Deichböschung zu verhindern, können am landseitigen Deichfuß unterschiedliche Formen von Dräns angeordnet werden (siehe Abschnitt 2.3). Auf einen landschaftsverträglichen, naturhaushaltlich wertvollen und der Standsicherheit des Erdbauwerks zuträglichen Bewuchs auf den Böschungen sollte geachtet werden.

Bei Polderdeichen, die lediglich die Aufgabe haben den Polder bzw. das Becken zu unterteilen, ist eine Begrenzung der Sickerwassermenge i. Allg. nicht notwendig, so dass auch hier homogene Querschnitte ausgeführt werden können. Um die Schäden an Polderdeichen infolge von Durchströmung und geringer Überströmung gering zu halten, sollte auch hier auf einen entsprechend widerstandsfähigen Bewuchs, i. d. R. eine geschlossene, gut verwurzelte Grasnarbe, geachtet werden.

2.3 Dämme mit Dichtungen

Es kann unterschieden werden in vollkommene und unvollkommene Dichtungen. Vollkommene Dichtungen binden in eine wasserundurchlässige Schicht ein und reduzieren die Durchströmung im Deich (siehe Kapitel 3). Es gibt eine Vielzahl unterschiedlicher Dichtungen, die im Damm- und Deichbau eingesetzt werden können (siehe Abschnitt 4.2.3). Dichtungen können kontrollierbar mit dahinterliegender Dränschicht und Sickerwasserfassung ausgebildet werden. Mit geeigneter Schotteinteilung ist so im Zuge der Überwachung eine Lokalisierung möglicher Fehlstellen in der Dichtung möglich.

Dichtungen sollten i. d. R. Durchlässigkeitsbeiwerte von $k_f \leq 10^{-7}$ m/s aufweisen. Der innerhalb der Dichtung auftretende Potentialabbau und die dadurch entstehenden hydraulischen Gradienten sind jedoch vom Verhältnis der Durchlässigkeiten von Dichtung und angrenzendem Boden abhängig, weniger von der Lage und der Dicke der Dichtungen. Durchlässigkeitsverhältnisse $k_{\text{Dichtung}}/k_{\text{Boden}} > 1.000$ führen zu einem weitgehenden Potentialabbau in der Dichtung (vgl. HASELSTEINER 2007a).

Dichtungen sorgen zum einen für einen Potentialabbau in der Dichtung und für eine Reduktion der Sickerwassermenge und zum anderen aufgrund ihrer geringen Durchlässigkeit eine Verlängerung der Durchströmzeit, d. h. die Durchströmung des Damm- oder Deichsystems benötigt mehr Zeit bzw. eine längere Einstaudauer.

Je nach Dichtung und Querschnittsgestaltung sind vor und hinter der Dichtung Übergangs- und Filterschichten und ggf. noch hinter der Dichtung Dränageschichten notwendig.

2.4 Dämme mit Dränagen

Dränagen werden an Dämmen und Deichen i. d. R. am landseitigen Deichfuß angeordnet und können dabei je nach Konzeption in den Erdkörper als Kamindrän oder Dränteppich hineinreichen. Dadurch wird ein Austritt der Sickerlinie bei hohen hydraulischen Gradienten verhindert. Bei beidseitigem Einstau, wie dies bei Trenndeichen an Flutpoldern vorkommen kann (Abschnitt 2.4), oder bei starken Rückströmungen infolge von fallendem Wasserstand kann ein Drän auch am wasserseitigen Deichfuß notwendig werden (vgl. Abb. 3).

An den Übergängen von Dammkörper zu Dränkörper ist die Filterstabilität nachzuweisen. Dräns sollen nach BRAUNS & RAJU (1993) 100fach durchlässiger sein als das zu dränierende Bodenmaterial.

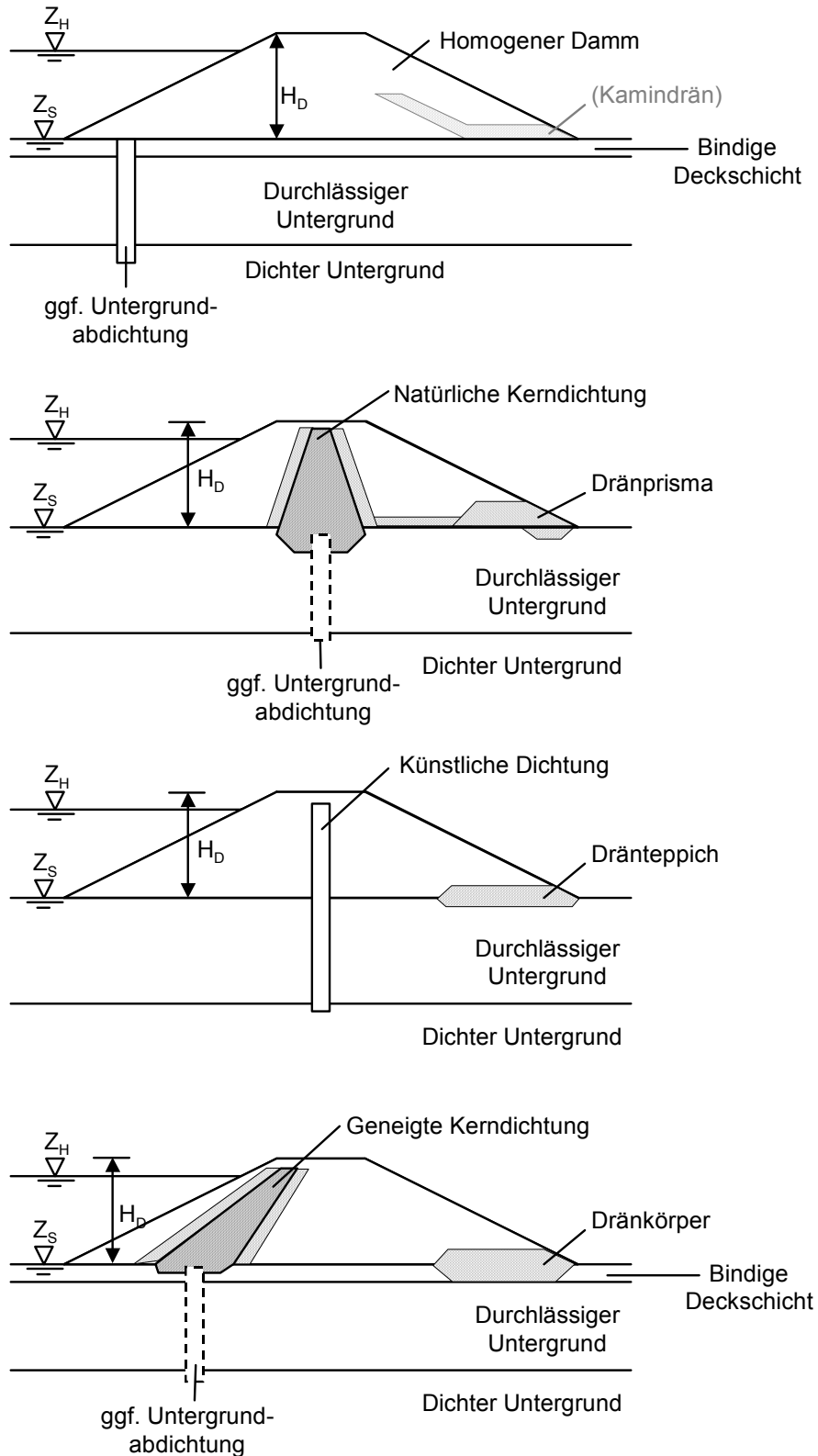
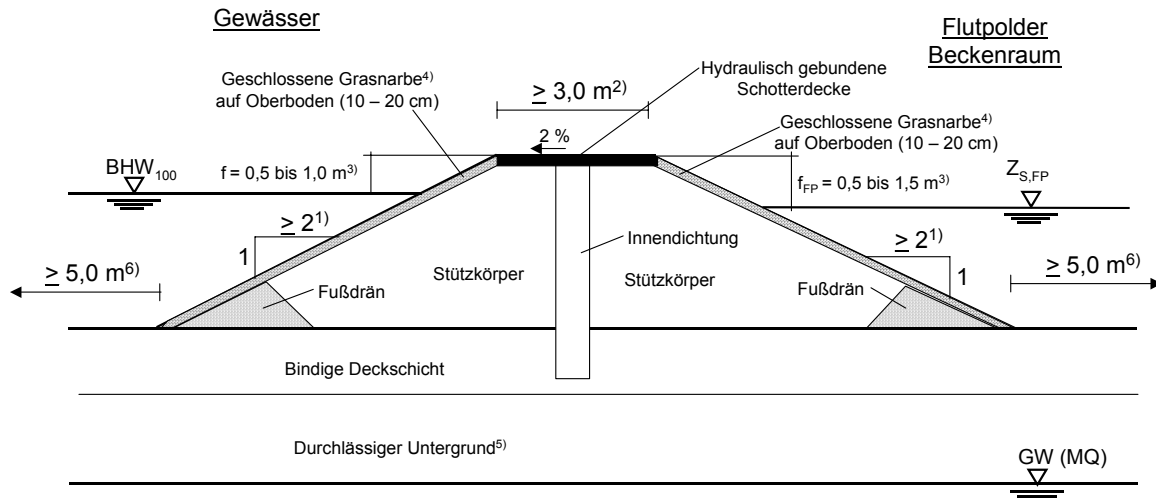


Abb. 2: Übersicht möglicher Dammquerschnitte

2.5 Beidseitig eingestauter Trenndeich

Der Trenndeich zwischen Becken und Gewässer kann beidseitig eingestaut werden. Je nach Topographie des Beckens können sich unterschiedliche Einstauhöhen und Freiborde einstellen (Abb. 2).



¹⁾ Je nach hydraulischer Belastung können auch flachere Böschungslängen von 1:3 und flacher notwendig werden.

²⁾ Falls die Krone im Hochwasserfall befahrbar sein soll, schlagen STROBL et al. (2004) eine Kronenbreite von mindestens 5,0 m vor.

³⁾ Die Freibordmaße sind im Gewässer und Beckenbereich i. d. R. unterschiedlich. Die absolute Kronenlänge des Trenndeiches ergibt sich aus dem Maximum des Wasserstands zzgl. Freibords im Gewässer und Beckenbereich.

⁴⁾ Bei zu erwartender starker hydraulischer Beanspruchung aus Wellen und/oder Strömung ist eine Sicherung z. B. mit Steinen an Teilen oder der gesamten Böschung vorzusehen.

⁵⁾ Da der Beckenraum i. d. R. ein Feuchtgebiet darstellt, kann beim Vorhandensein einer ausreichend mächtigen Deckschicht auf eine Abdichtung des Untergrundes verzichtet werden, sofern die Standsicherheit von Trenndeich und Untergrund gewährleistet bleiben.

⁶⁾ Wie bei Hochwasserschutzdeichen ist die Einhaltung eines Schutzraumes mit beschränkter Nutzung vorteilhaft.

Abb. 3: Beispielhafter Querschnitt eines Trenndeiches (vgl. Strobl et al. 2004)

Bei Einstau des Deiches durch das vorbeifließende Gewässer stellt sich eine Strömung zum Becken ein. Sobald das Becken geflutet wird, tritt beidseitiger Einstau auf. Wenn das Hochwasser im Gewässer abklingt bzw. bei fallendem Wasserstand im Fließgewässer, kann sich auch eine Strömung im Trenndeich in Richtung des Gewässers einstellen.

Aufgrund der beidseitigen hydraulischen Beaufschlagung und der Tatsache, dass auch ein vorhandener Deichkörper in diesen „neuen“ Trenndeich integriert werden kann, verringert eine mittig angeordnete Innendichtung die Strömungskräfte im Deich. Da beidseitig eine Belastung aus fallendem Wasserstand auftreten kann, ist zu überprüfen, ob an den Trenndeichfüßen ein Dränkörper angeordnet werden soll, um die Rückströmung in den Böschungsbereichen schadlos anleiten zu können.

2.6 Massiv- und Durchlassbauwerken in Dämmen

Der Anschluss von Massivbauwerken an geschüttete Erdkörper und die Durchdringung von Erdkörpern mit Durchlassbauwerken aus Stahlrohren oder kanalartigen Betonquerschnitten stellen häufig eine Schwachstelle von Dämmen dar. Dort können im Anschlussbereich entlang von Bauwerksfugen konzentrierte Leckagen auftreten, die zu schadhaftem Materialtransport führen kann. Auslöser für derartige Prozesse können unterschiedliches Setzungsverhalten, schlechte Verdichtung im Nahbereich des Massivbauwerks, die Wahl von ungeeignetem Schüttmaterial und eine fehlerhafte Ausführung oder Planung sein.

Deshalb sind derartige Bereiche mit besonderer Sorgfalt zu planen und auszuführen. Diese besondere Sorgfalt sollte sich auch in der Bauüberwachung niederschlagen.

Im Falle von Flutpoldern sind das Einlaufbauwerk, das Auslaufbauwerk und Grund- sowie Betriebsauslässe in die bestehenden Dämme zu integrieren. Unterschieden werden können Massivbauwerke, die im Damm selbst stehen und der Erdkörper an deren Wände angeschlossen werden muss, und Durchdringungen von Rohren oder Betonquerschnitten, welche in den Damm eingebettet sind.

Die Wände von Massivbauwerken sollen etwa 1:10 vertikal und horizontal geneigt sein, so dass sich im Falle von Setzungen der Erdkörper auf die Wandfläche „setzt“ und bei Einstau der Erdkörper gegen die Wand gedrückt wird. Ähnliche geometrische Vorgaben gelten auch bei Durchdringungen, deren Formen ebenfalls mit einer Neigung von 1:10 und flacher auszubilden sind (RISSLER 1998). Bei der Anordnung der Bauwerke ist auf die umgebenden Materialien zu achten und auf das Spannungs-Setzungs-Verhalten des betroffenen Dammbereichs.

Für den Anschluss der Damm- und Untergrunddichtung wurden in der Vergangenheit viele Ausführungsvarianten entwickelt (SCHADE 1979). Werden steife Massivbauteile, wie z. B. Grundablässe mit einer steifen Untergrundabdichtung, wie z. B. einer Schlitzwand verbunden, wird i. d. R. eine konstruktive Lösung für den Anschlussbereich notwendig, der häufig als plastische Tonplombe ausgeführt wird.

Im Anschlussbereich können Niederdruckinjektionen für einen fugenlosen Anschluss zwischen Erdbauwerk und Massivbauwerk sorgen. Auch die Verbindung von Untergrundabdichtungen, von z. B. Spundwänden im Bereich von Massivbauwerken und Bodenvermörtelungswänden, unter und innerhalb von Dämmen und Deichen kann durch Lockergesteinsinjektionen und/oder durch ein Überschneiden der Dichtwände sichergestellt werden, um ein durchgängig dichtes Bauwerk zu erhalten.

3 Durchströmung von Dammbauwerken

Die Durchsickerung von Dammbauwerken hängt maßgebend von der Gestaltung der Dammquerschnitte und den Gegebenheiten im Untergrund im Zusammenspiel mit den hydraulischen Randbedingungen ab.

Grundlegende Aussagen zur Durchströmung von Dämmen und Deichen sind in HASELSTEINER (2007b) bereits enthalten (vgl. HASELSTEINER 2007a), weshalb hier lediglich einige Hilfsmittel zur praktischen Abschätzung der Durchsickerung angeführt werden.

In DIN 19700-12/2004 wird gefordert, dass die *„Sickerlinie... in keinem Belastungsfall auf der luftseitigen Böschung austreten“* darf. Dieses Austreten auf einer ungesicherten, landseitigen Böschung kann nur durch die Anordnung von Dichtungen oder Dräns verhindert werden. Bei der Betrachtung von homogenen Dämmen und instationären Verhältnissen würde dies bedeutet, dass die Durchlässigkeit unter Berücksichtigung der Einstauzeit verhältnismäßig gering sein darf.

3.1 Stationäre Durchströmung

Eine stationäre Durchsickerung von Dämmen und Deichen tritt dann ein, wenn der Einstau lange genug dauert, bis dass die Durchströmung ihr maximales Ausmaß erreicht und theoretisch keine Änderungen der Durchströmungsverhältnisse mehr auftreten. Ob eine stationäre Durchströmung auftritt, kann anhand Abb. 4 durch Betrachtung der eindimensionalen Verhältnisse nach DARCY und ERB (1965) abgeschätzt werden.

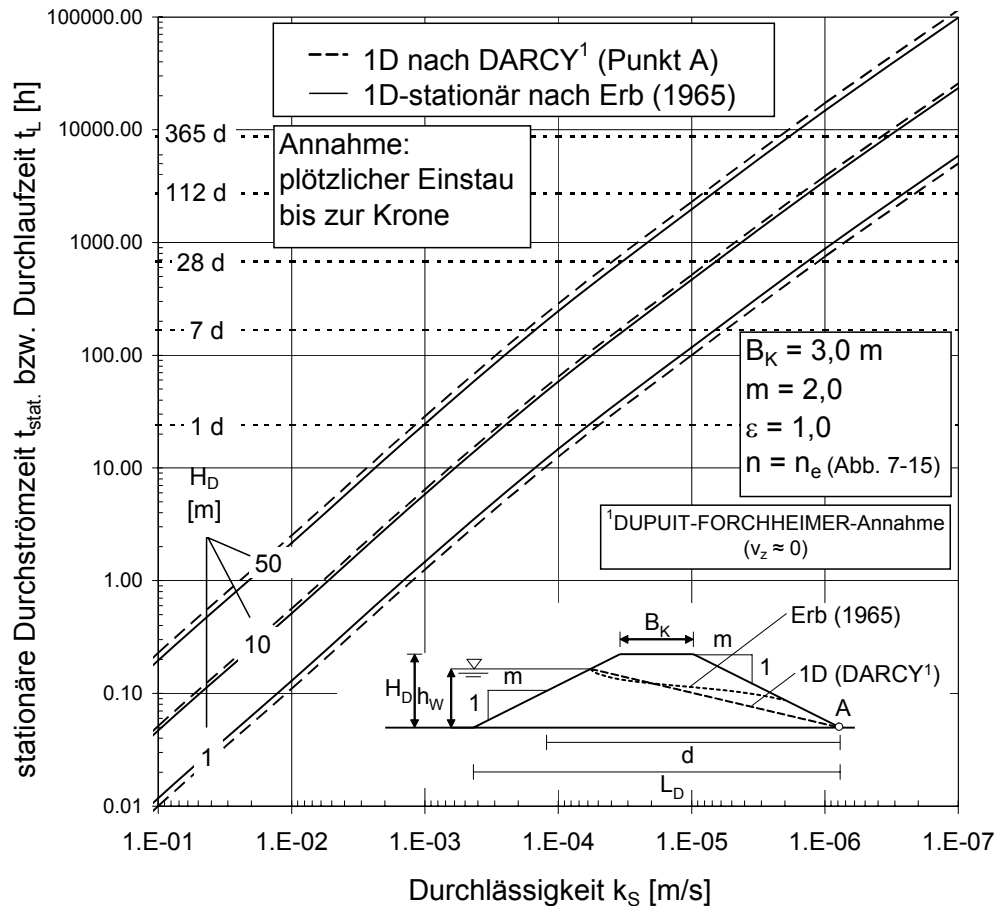


Abb. 4: Stationäre Durchsickerungszeit t_{stat} . Und Durchlaufzeit t_L für unterschiedliche Bodendurchlässigkeiten von homogenen Dämmen bei plötzlichem Einstau (aus HASELSTEINER 2007a)

Nach Abb. 4 treten stationäre Verhältnisse an einem homogenen Damm der Höhe $H_D = 5,0$ m mit der gesättigten Durchlässigkeit von etwa $k_S = 10^{-5}$ m/s erst etwa nach 7 Tagen auf. Wird die gesamte Einstauzeit des Flutpolders mit der stationären Durchströmzeit t_{stat} oder der Durchlaufzeit t_L verglichen, kann in einem ersten Schritt abgeschätzt werden, inwiefern stationäre Verhältnisse eintreten können und ob eine instationäre Betrachtung zur Bemessung herangezogen werden kann.

Ein Vergleich von unterschiedlichen Abschätzungsverfahren zur Bestimmung der stationären Durchsickerungsverhältnisse ist in HASELSTEINER (2007a) enthalten. Wie dort dargelegt wird, stellt das Verfahren nach KOZENY-CASAGRANE eine i. d. R. für praktische Belange analytische Lösung zur Bestimmung der Sickerlinie in homogenen

Dämmen, Dämmen mit Dichtungen und/oder Dräns dar. Andere Verfahren sind i. Allg. auch anwendbar, besonders wenn es sich im niedrige Einstauhöhen handelt.

Die Durchströmung von Dämmen oder Deichen mit Dichtungen und deren Potentialverteilung hängt maßgebend von dem Durchlässigkeitsverhältnis $k_{\text{Damm/Deich}}/k_{\text{Dichtung}}$ ab. Wie im Beispiel in Abb. 5 zu sehen ist, findet ein nahezu kompletter Druckabbau in der Dichtung erst bei einem Verhältniswert $k_{\text{Deich}}/k_{\text{Dichtung}} \geq 1.000$ statt. Ähnliches gilt für Oberflächendichtungen (vgl. HASELSTEINER 2007a).

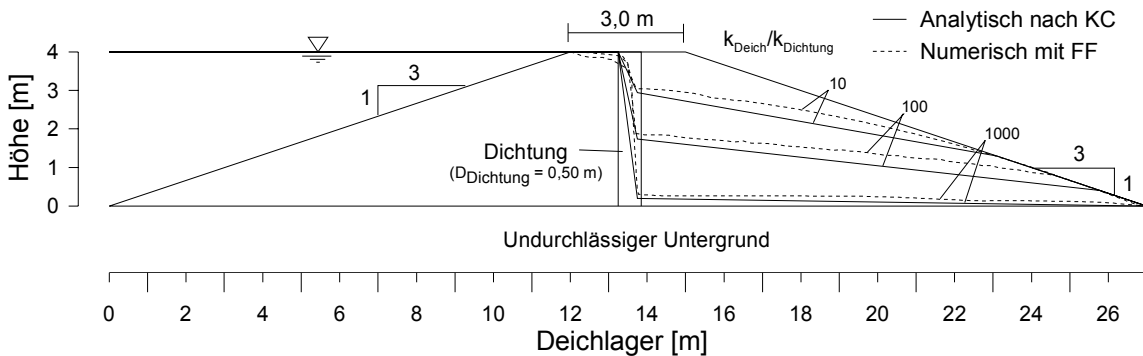


Abb. 5: Verlauf von Sickerlinien in einem Deich mit Innendichtung bei unterschiedlichen Verhältnissen $k_{\text{Deich}}/k_{\text{Dichtung}}$ (aus HASELSTEINER 2007a)

Die oft angeführte Forderung, dass eine Dichtung eine Durchlässigkeit vom maximal einem Hundertstel des angrenzenden Bodens haben sollte, sichert im Prinzip nur ab, dass ein nicht unwesentlicher Teil der Potentialabbaus in der Dichtung stattfindet.

Unvollkommene Dichtungen verlieren je nach Mächtigkeit des Untergrundes H_D und Höhe des abgedichteten Anteils des Untergrundes t_D ihre Abdichtungswirkung, wie in Abb. 6 an einem Beispiel dargelegt wird. Selbst wenn 90 % des Untergrundes abgedichtet sind, wird der landseitige Dammkörper je nach Untergrundmächtigkeit noch weitgehend durchströmt.

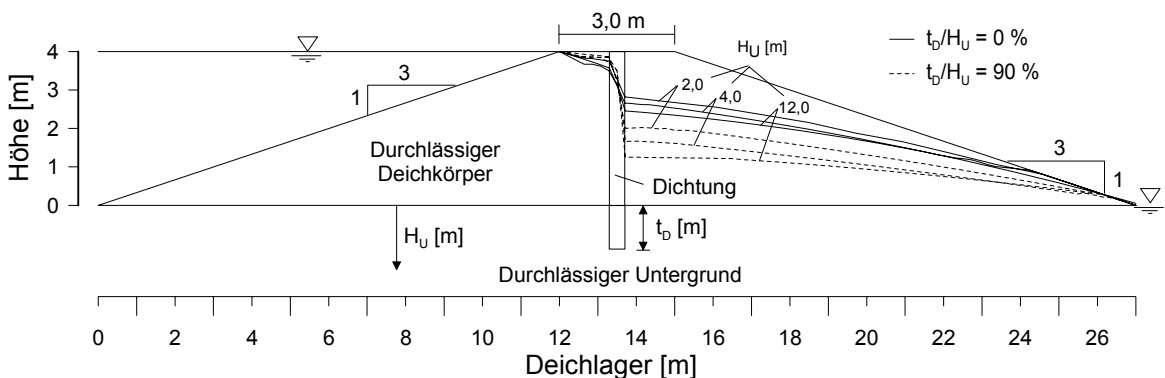


Abb. 6: Sickerlinien in einem Deich mit unvollkommener Innendichtung bei unterschiedlichen Untergrundmächtigkeiten H_U und Verhältnissen t_D/H_U

Der Ausfall einer maßgeblichen der baulichen Einrichtungen, wie dies z. B. Dichtungen darstellen, wird in der Tragwiderstandsbedingung C betrachtet. Nach Überlagerung mit den Einwirkungen der Gruppe 1 (DIN 19700-11/2004) wird die Bemessungssituation III gebildet, in dem dann die entsprechenden Nachweise zu führen sind. Besonders bei

temporär eingestauten Bauwerken mit Dichtungen sollte abgeschätzt werden, inwiefern die vorhandene Dichtung komplett versagen kann und inwiefern dies auf die Durchströmungsverhältnisse Auswirkungen hat.

In Abb. 6 ist der Sickerwasserdurchfluss von einem Deich mit Dichtung und Fehlstelle dargestellt. Die Sickerwassermengen nehmen mit höherer Durchlässigkeit des Bodens zu. Zusätzlich wurden die Verhältnisse von Deichen mit Dichtungen mit erhöhter Durchlässigkeit eingefügt.

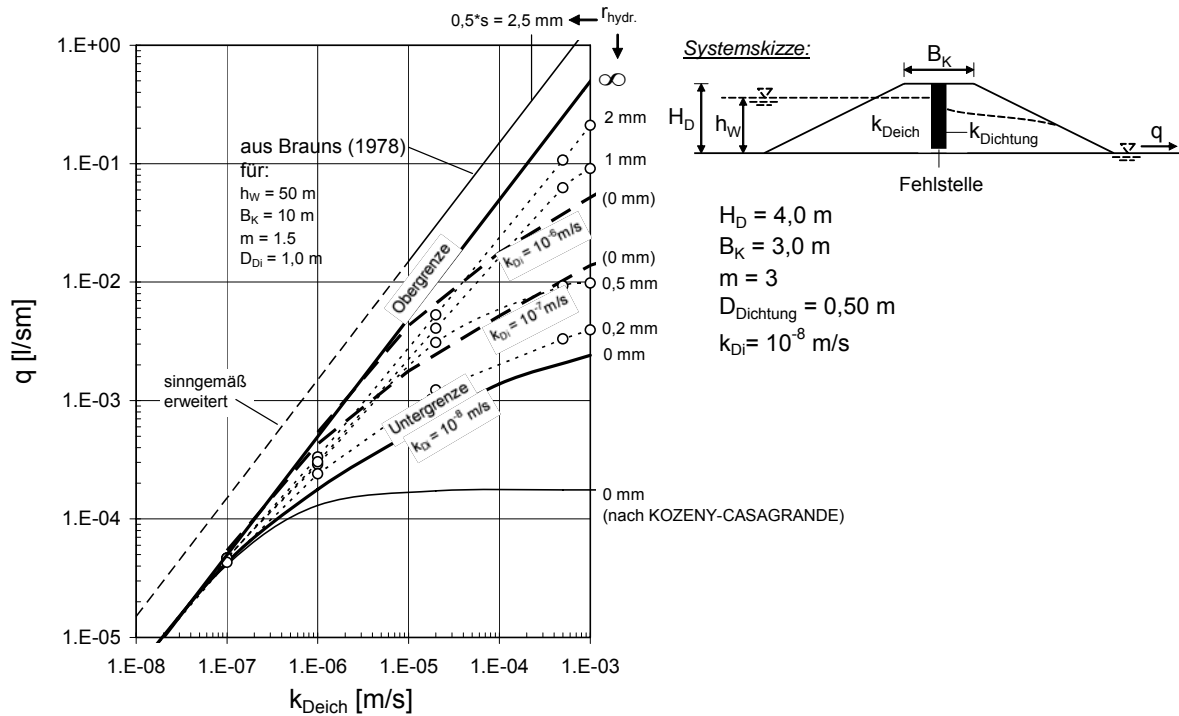


Abb. 7: Durchsickerungsmenge q durch einen Deich mit Innendichtung und Fehlstelle in Abhängigkeit der Stützkörperdurchlässigkeit k_{Deich} und des hydraulischen Fehlstellenradius $r_{hydr.}$ (aus HASELSTEINER 2007, vgl. BRAUNS 1978)

Bei Betrachtung der zweidimensionalen Durchströmung und einer linienhaften Fehlstelle am Fuß der Dichtung mit dem Fehlstellenradius $r_{hydr.} = 0,5 \text{ mm}$ wird die Ausgangsdurchlässigkeit der Dichtwand von $k_{DI} = 10^{-8} \text{ m/s}$ um den Faktor 10 auf $k_{DI} = 10^{-7} \text{ m/s}$ erhöht. Falls $r_{hydr.} = 1 \text{ mm}$ entspricht die Erhöhung etwa den Faktor 100 auf $k_{DI} = 10^{-6} \text{ m/s}$.

Hilfestellung kann hierbei die Betrachtung von der dreidimensionalen stationären Durchströmung eines Dammes mit Dichtung und Fehlstelle in der Dichtung geben (Abb. 8). Die Ausbreitung der Sickerwasseroberfläche hinter der Dichtung hängt dabei in erster Linie von der Durchlässigkeit des anstehenden Bodens ab.

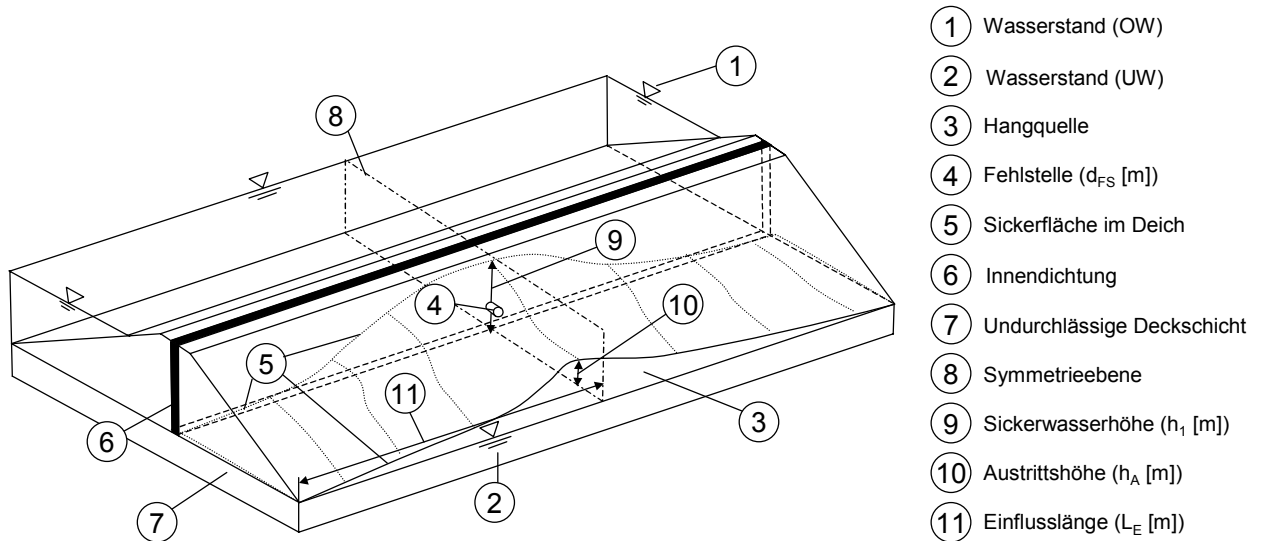


Abb. 8: Skizze eines Deiches mit Innendichtung und Fehlstelle und der Sickerwasseroberfläche im unterwasserseitigen Deichkörper (aus HASELSTEINER 2007a)

Stehen durchlässige Kiese an, so kann die Ausbreitung je nach angenommener Größe der Fehlstelle nur wenige Meter betragen. Ist die Fehlstelle groß und das Bodenmaterial undurchlässig kann dieser Einfluss weitaus größer sein. Berechnungsbeispiele hierfür sind in HASELSTEINER (2007b) enthalten. Eine zweidimensionale Betrachtung von lokal begrenzten Fehlstellen überschätzt die Durchströmung zum Teil erheblich, was bedeutet, dass zweidimensionale Betrachtung hier eine zusätzliche Sicherheit bergen.

3.2 Instationäre Durchströmung

Bei der Betrachtung der instationären Durchströmung von Dammbauwerken müssen neben den Einflussgrößen der stationären Durchströmung noch das Saugspannungsverhalten von Böden und die Sättigungs-Durchlässigkeits-Beziehung bekannt sein. Analytische Abschätzungen und numerische Berechnungen bedürfen der Angabe einer Ausgangssättigung. Nach SCHEUERMANN (2005) ist hierzu die Verwendung der Feldkapazität eines Bodens geeignet. Je nach Randbedingungen können auf der sicheren Seite liegend auch feuchtere Verhältnisse angesetzt werden. In besonderen Aufgabengebieten, wie z. B. bei Deponien, ist die Verwendung von Wasserhaushaltsmodellen gerechtfertigt und sachgemäß.

Eine Abschätzung der instationären Durchströmung von homogenen Dämmen oder Deichen ist anhand des Diagramms in Abb. 9 möglich.

Die Referenzdurchströmzeit t^* muss für Einstauhöhen $h_W \neq$ Referenzeinstauhöhe $h_W^* = 1,0$ m mit h_W multipliziert werden. Durch diese einfache Betrachtung eindimensionaler Ansätze kann ebenso wie anhand Abb. 4 abgeschätzt werden, inwiefern instationäre Durchströmungszustände als Bemessungsgrundlage in Frage kommen könnten und deswegen näher betrachtet werden sollten.

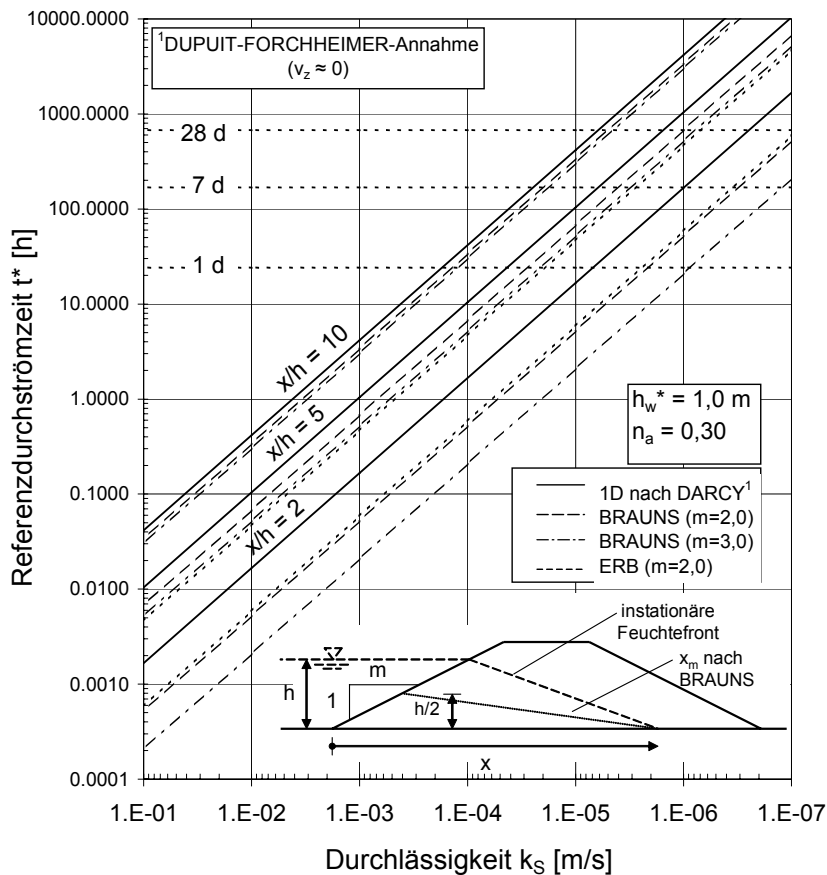
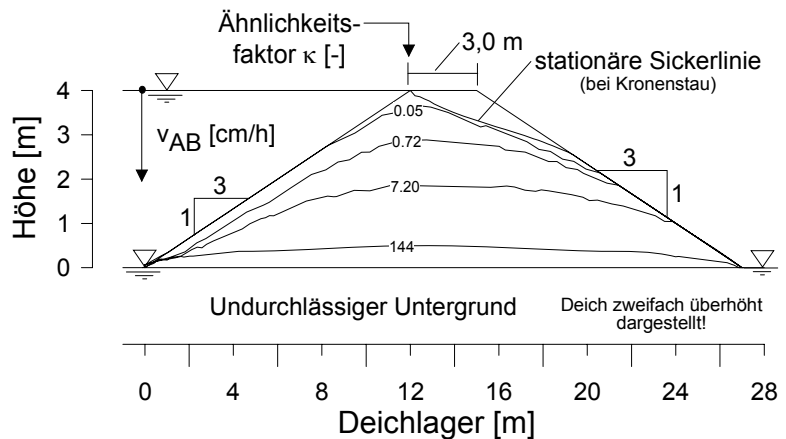


Abb. 9: Referenzdurchströmzeit t^* für homogene Dammbauwerke auf undurchlässiger Untergrundsicht für die Referenzeinstauhöhe $h_w^* = 1,0 \text{ m}$ (aus HASELSTEINER 2007a, nach CEDERGREN 1977)

Für die wasserseitige Böschung kann die Rückströmung infolge des fallenden Wasserstandes vor dem Absperrbauwerk für ihre Standsicherheit maßgebend sein. In Abb. 10 sind Sickerlinien für unterschiedliche Ähnlichkeitsfaktoren κ (Glg. 1) bei Rückgang des Wasserstandes bis zum wasserseitigen Deichfuß dargestellt, was i. d. R. auch den ungünstigsten Fall darstellt. Je größer der Ähnlichkeitsfaktor κ ist, desto geringe bildet sich eine nachhängende Sickerlinie mit entsprechender Rückströmung aus.

Abb. 10: Sickerlinien eines Beispieldeichs bei fallendem Wasserstand für ausgewählte Ähnlichkeitsfaktoren κ (Ausgangszustand: stationäre Durchsickerung bei Kronenstau) (aus HASELSTEINER 2007a)



$$\kappa = \frac{k_S}{n_e \cdot v_{AB}}$$

Glg. 1

k_S gesättigte Durchlässigkeit [m/s]

n_e effektive Porosität [-]

v_{AB} Abstiegsgeschwindigkeit des Wasserstands [m/s] ($1 \text{ cm/h} = 2,78 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$)

In Abb. 11 ist eine Bereichseinteilung der κ -Werte anhand von Literaturstellen (z. B. UHLIG 1962) und Ergebnisse aus den Berechnungen an einem Beispieldeich angegeben. Für $\kappa > 100$ tritt demnach an homogenen Dämmen nur eine unwesentliche Rückströmung auf, für $\kappa < 0,25$ dagegen eine maximale Rückströmung.

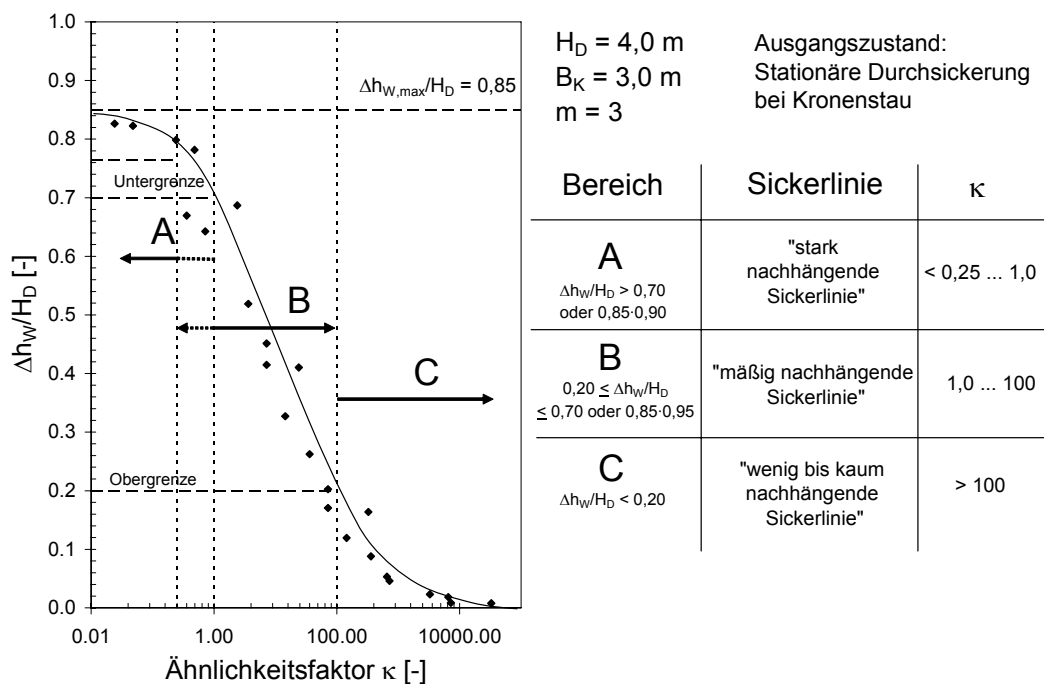


Abb. 11: Druckunterschied bei fallendem Wasserstand Δh_w im Verhältnis zur Deichhöhe H_D in Abhängigkeit vom Ähnlichkeitsfaktor k und daraus abgeleitete κ -Bereiche zur Beurteilung der Durchsickerung bei fallendem Wasserstand (Ausgangszustand: stat. Kronenstau) (aus HASELSTEINER 2007a)

4 Erkundung und Dammbaumaterialien

4.1 Baugrunderkundung

Der Umfang der Baugrunderkundung richtet sich nach Art und Bedeutung der Stauanlage. In DIN 4020/2003 sind etliche Einflüsse, welche die Art und den Umfang von Erkundungsmaßnahmen beeinflussen, genannt, wie z. B. die bauliche Anlage selbst, Grundwasser, Oberflächenwasser, Topographie, Geologie und angewandte Bauverfahren. Staudämme nach DIN 19700-10/11/12/2004 werden nach DIN 4020/2003 der Geotechnischen Kategorie 3 (GK 3) zugeordnet. Die Erkundung müssen alle Bereiche miteinbeziehen, die von der Talsperre bzw. vom Aufstau beeinflusst werden. Alle notwendigen Bodenparameter und Untergrundhorizonte müssen dabei erkundet,

bestimmt und entsprechend des Bauvorhabens ausgewertet werden (DIN 19700-12/2004).

Die Baugrunderkundung umfasst u. a. folgende Punkte (vgl. DIN 4020/2003):

- Sichtung und Bewertung von vorhandenen Unterlagen
- Gründungsverhältnisse
- Geologische Beurteilung
- Ermittlung der maßgebenden Eigenschaften und Kennwerte von Lockergesteinen und Felsen
- Direkte und indirekte Aufschlüsse
- Boden- und felsmechanische Feldversuche und Laboruntersuchungen
- Ggf. Probelastungen (Schüttungen, Rammungen, Bohrungen etc.)

Bei den Aufschlüssen ist nach DIN 4020/2003 u. a. zu beachten, dass sie in Raster und/oder Schnitten angeordnet werden, dass die geologischen Gegebenheiten berücksichtigt werden und dass die Eckpunkte des Baufelds durch direkte Aufschlüsse belegt werden und somit Extrapolationen vermieden werden.

Für Staudämme nach DIN 19700-10/11/2004 sieht DIN 4020/2003 einen Abstand von direkten Aufschlüssen von 25 bis 75 m in maßgebenden Schnitten vor, wovon je nach Baugrundverhältnissen abgewichen werden kann. Die Tiefe der Aufschlüsse z_a bei Dämmen für HRB richtet sich nach DIN 4020/2003 nach der Stauhöhe und den hydrogeologischen Verhältnissen. Im Falle von Dichtwänden soll bis zu 2 m unterhalb des Grundwasserhemmers erkundet werden.

In DIN 4020/2003 wird in Vor- und Hauptuntersuchung unterschieden. Da von Vorneherein nicht immer klar ist, ob es sich um schwierige oder relativ einfache Baugrundverhältnisse handelt, sollte eine stufenweise Erkundung mit entsprechenden Anpassungsmöglichkeiten des Umfangs und der Erkundungsmethoden erfolgen. Dabei kann in einem ersten Schritt mit grobem Raster und großen Abstand eine Vorerkundung durchgeführt werden, worauf mit geophysikalischen Erkundungsmethoden flächig homogene und inhomogene Bereiche erkundet werden können. Abschließend kann die Anzahl der Aufschlüsse der Haupterkundung in den relativ homogenen Bereichen reduziert und in den inhomogenen Bereichen dementsprechend erhöht werden (vgl. DWA 2005).

Da Flutpolder i. d. R. an Mittelläufen angeordnet werden, sind in diesen Bereichen zumindest im bayrischen Raum nicht selten feine Hochwasserablagerungen, auch als Auenlehme bezeichnet, vorzufinden. Diese werden meist von durchlässigen Kiesen unterlagert, welche von Schichten aus Sanden oder Schluffen durchzogen sein können. Unterhalb steht i. d. R. in begrenzter Tiefe ein Grundwasserstauer aus z. B. Mergel oder Ton an. Die vorhandene bindige Deckschicht kann je nach Mächtigkeit große und zahlreiche Fehlstellen aufweisen, was sowohl auf die Erkundung als auch auf die Bauausführung Auswirkungen haben kann.

Ist am Gewässer ein Deich vorhanden, der ggf. in den neu zu dimensionierenden Trenndeich zwischen Gewässer und Flutpolderbecken integriert werden sollte, ist dieser Deich mit entsprechender Sorgfalt mit zu erkunden. Die Erkundung von bestehenden Deichen ist z. B. in HASELSTEINER & STROBL (2005) erläutert.

4.2 Dammbaumaterialien

4.2.1 Allgemeine Anforderungen

Dammbaumaterialien müssen dauerbeständig sein und dürfen deshalb u. a. keine oder nur sehr geringe Anteile an wasserlöslichen Stoffen aufweisen. Ist dies nicht der Fall, kann durch eine Anordnung einer Dichtung auf der Wasserseite eine Durchströmung des Stützkörpers weitgehend verhindert werden. Für Stützkörper, Dichtungen, Dräns und sonstige Übergangs-, Filter- und Dränageschichten ergeben sich je nach Aufgabe unterschiedliche Anforderungen. Eine Übersicht von Anforderungen an Dammbaumaterialien ist in Tab. 1 angegeben.

Tab. 1: Übersicht der Anforderungen an Dammbaumaterialien

			Stützkörper			Dichtung	
			nicht-bindiges	bindiges		bindiges	
Anforderungen			Material				
			nach ²⁾	nach ¹⁾	nach ²⁾	nach ¹⁾	nach ²⁾
Steinanteil	[-]	≤	20%	35%	20%	35%	-
natürlicher Kalkgehalt	[-]	≤	10%	10%	10%	10%	10%
organische Bestandteile	[-]	≤	5%	5%	5%	3%	3%
Fließgrenze w_L	[-]	≤	nicht-bindiges Material	50%	50%	80%	80%
Ausrollgrenze w_P	[-]	≤		20%	25%	20%	25%
Plastizität I_P	[-]	≥		10%	10%	10%	10%
Tongehalt ($d \leq 0,002$ mm)	[-]	≥	10%	10%	10%	20%	20%
Luftporengehalt	[-]	≤	12%	12%	12%	12%	12%
Größtkorn	[mm]	≤	100	150	60	80 ³⁾	20
Durchlässigkeit k_f	[m/s]	≤	10^{-5}	-	10^{-3}	10^{-7}	10^{-6}
Verdichtungsgrad ⁴⁾	[-]	≥	100%	100%	100%	100%	100%
Schütthöhe vor Verdichtung	[cm]	≤	30 - 50 ⁵⁾	40	30 - 50 ⁵⁾	-	30 - 50 ⁵⁾

¹⁾ DVWK 202/1991 (übernommen von LUA BW 2006)

²⁾ SCHAFER & HÖFER (2006)

³⁾ Größtkorn ≤ 10% der Schüttlage ≤ 80 mm

⁴⁾ Innerhalb einer Schüttlage darf 97% nicht unterschritten werden.

⁵⁾ Untersuchte Schüttlagenhöhe bei der Probeverdichtung

4.2.2 Stützkörper

Nach DIN 19700-10/2004 müssen folgende Eigenschaften von Lockergesteinböden ermittelt werden:

- Kornverteilung
- mineralogische Zusammensetzung
- Glühverlust (organische Bestandteile)

- Natürlicher Wassergehalt
- Proctordichte und optimaler Wassergehalt
- Durchlässigkeit
- Erosionsbeständigkeit
- Verwitterungsbeständigkeit
- Scherfestigkeit
- Verformungseigenschaften

Lockergesteinsböden sollten einen stetigen Kornaufbau (ohne Fehlkorn) bzw. eine stetig verlaufende, steigende Sieblinie aufweisen. Die Verdichtbarkeit und andere einbauspezifische Bodenparameter, wie z. B. auch die erzielbare Durchlässigkeit, sollten frühzeitig im Vorfeld von Ausführung und endgültiger Planung stattfinden (Probeschüttung, Großversuch), da deren Ergebnisse noch wesentlichen Einfluss auf die Gestaltung des Dammes nehmen können. Ebenso können Steinschüttungen als Baustoffe verwendet werden. Näheres hierzu ist in DIN 19700-10/2004 Abschnitt 9.2.2 zu finden.

4.2.3 Dichtungen

Baustoffe für Dichtungen müssen erosionsstabil sein, Verformungen schadlos aufnehmen und den Anforderungen entsprechend dicht bzw. undurchlässig sein.

Die Anforderungen an und Untersuchungen von natürlichen Dichtungsmaterialien entsprechen im Großen und Ganzen den Anforderungen an Lockergesteine (siehe Abschnitt 4.2.2).

Für den Einbau des Materials ist es wichtig, dass keine Entmischungen auftreten. Hierzu sollte die Kornverteilung einen stetigen Verlauf aufweisen. Der Einbauwassergehalt sollte *„nahe, besser etwas über dem optimalen Wassergehalt liegen.“* (DIN 19700-10/2004) Mit der Zugabe von Tonmehl, Bentonit, Feinkorn, Kalk oder Zement können die Bodeneigenschaften entsprechend angepasst werden. In diesem Zusammenhang sollten neben Laborversuchen auch Probeschüttungen durchgeführt werden, um die Auswirkungen relativ exakt abschätzen zu können.

Neben natürlichem Boden können zahlreiche künstliche Baustoffe zur Erstellung von Dichtungen herangezogen werden. Hierzu zählen u. a.:

- Asphaltbeton
- Ton- / Erdbeton
- Beton / Stahlbeton
- Stahl (Spundwände)
- Kunststoffe

Im Erd- und Dammbau haben in kürzerer Vergangenheit besonders die Verfahren der Bodenvermörtelung (MIP, FMI) Einzug gehalten. Technisch wie wirtschaftlich stellen sie zu den klassischen Abdichtungen, wie z. B. Schlitzwänden, Spundwänden,

Bohrpfahlwänden oder Asphalt dichtungen, eine effiziente Alternative dar. Näheres zu Dichtungen ist in DIN 19700-10/2004 Abschnitt 9.2.3, DWA (2005) und DVWK 215/1990 zu finden.

4.2.4 Dränagekörper / Filter / Übergangszonen

Für natürliche Baustoffe für Übergangs-, Filter- und Dränageschichten gelten die Abschnitte 4.2.1 bis 4.2.3 analog. Natürliche Filter- und Dränbaustoffe sollten weniger als 5% Massenanteil an Korn kleiner dem Durchmesser 0,02 mm aufweisen. Wasserseitig angeordnete Übergangs- oder Filterzonen auf der Wasserseite sollten ausreichend Feinkorn aufweisen, um etwaig auftretende Risse in der Dichtung durch Bodentransportvorgänge wieder schließen zu können (Kolmation).

Die Aufgabe von Filter-, Übergangszonen und auch Dränageschichten kann auch von einer einzelnen Schicht übernommen werden. Die Anzahl, die Art und die Anordnung der unterschiedlichen Schichten hängt von der Notwendigkeit der Verhinderung von Materialtransport (Filterstabilität), der Eingrenzung von Setzungs- und der schadlosen Abfuhr von Sickerwasser ab.

Als Filter- und Dränagebaustoffe können u. a. auch Geokunststoffe verwendet werden. Diese bieten sich vor allem bei kleinen Dämmen an, bei dem der lagenweise Einbau von natürlichem Material aufgrund von beengten Platzverhältnissen nicht in Frage kommt. Weiteres hierzu kann DIN 19700-10/2004 Abschnitt 9.2.5 entnommen werden.

5 Geotechnische Standsicherheit & Gebrauchstauglichkeit von Staudämmen

5.1 Allgemeines / Nachweiskonzepte

Geotechnische Nachweise in Zusammenhang mit Talsperren nach DIN 19700-10+11+12/2004 können sowohl unter Verwendung des Konzeptes mit globalen Sicherheitsfaktoren nach DIN 19700/2004 als auch unter Verwendung des Teilsicherheitskonzeptes nach DIN 1054/2005 geführt werden. In zahlreichen Publikationen, auch in DIN 19700-11/2004, wird deshalb und aufgrund von fehlenden Erfahrungen mit dem neuen Konzept empfohlen, die Nachweise für beide Konzepte vergleichend durchzuführen.

Eine Übersicht zu den Ausführungen dieses Kapitels ist auch in LUA BW (2006) Anhang 2 enthalten, wo die Einzelnachweise auch einem Grenzzustand (1 A – C, 2) nach DIN 1054/2005 zugeordnet werden.

5.2 Lastfälle / Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit

Eine Übersicht der zu berücksichtigenden Lastfälle 1 bis 3 ist in HASELSTEINER (2007b) enthalten. Hierzu werden Tragwiderstandsbedingungen (A bis C) mit den Gruppen (1 bis 3) der Einwirkungen zu Bemessungssituationen überlagert. Die Systematik zur Bildung der Lastfälle entspricht in etwa der in DIN 1054/2005, in der Einwirkungen und Tragwerkszustände auch zu Lastfällen überlagert werden.

Die Gruppen der Einwirkungen (1 bis 3) und deren Kombinationen legen die Lastfälle (1 bis 3) fest. Lastfall 1 wird durch alle maßgebenden Einwirkungen der Gruppe 1 gebildet. Lastfall 2 summiert alle maßgebenden Einwirkungen der Gruppe 1 und zuzüglich je eine

Einwirkung aus Gruppe 2 auf Lastfall 3 wird durch die Überlagerung der maßgebenden Einwirkungen der Gruppe 1 und je einer Einwirkung aus Gruppe 3 gebildet (vgl. HASELSTEINER 2007b, Abb. 3).

Zu den maßgebenden, zu berücksichtigenden Einwirkungen zählen nach DIN 19700-11/2004:

- Gruppe 1: Eigenlast, Verkehrs- und Auflast, Wasserdruck und Strömungskraft bei Vollstau ZV
- Gruppe 2: Wasserdruck und Strömungskraft bei Hochwasserstauziel 1 Z_{H1} , schnellstmögliche Wasserspiegelsenkungen, außerplanmäßige Betriebs- und Belastungszustände, Betriebserdbeben (Erdbebenfall 1)
- Gruppe 3: Wasserdruck und Strömungskraft bei Hochwasserstauziel 2 Z_{H2} , Bemessungserdbeben (Erdbebenfall 2)

Die anzusetzenden Erdbeben, Betriebs- und Bemessungserdbeben, unterscheiden sich in Jährlichkeit und je nach zu betrachtender Stauanlage in Notwendigkeit. Das Bemessungserdbeben muss nach DIN 19700-11/2004 eine Jährlichkeit von $T = 2.500$ a für Talsperren der Klasse 1 (TK 1) und eine Jährlichkeit von $T = 1.000$ für TK 2 aufweisen, das Betriebserdbeben hingegen $T = 500$ für TK 1 und $T = 100$ a für TK 2.

An Flutpoldern mit Trockenbecken darf nach DIN 19700-12/2004 auf das Betriebserdbeben verzichtet werden. Der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit kann nach DIN 19700-11/2004 auch dadurch erbracht werden, dass konstruktive Lösungen derart gestaltet werden, dass *„eine ausreichende Fähigkeit zur Kraftübertragung unter zyklischen Bedingungen“* gewährleistet ist. DIN 4149/2005 regelt die Lastannahmen und Tragwerksnachweise von Bauwerken in Deutschland.

Außer bei großen HRB dürfen nach LUA BW (2006) zur Nachweisführung quasi-statische Ersatzlasten herangezogen werden. Sofern die Bodenbeschleunigung infolge des Bemessungserdbebens (Erdbebenfall 2) unter 4 % der Erdbeschleunigung liegt, darf auf die Berücksichtigung von geologisch induzierte Erdbeben verzichtet werden. LUA BW (2006) schlägt im Umgang mit den Erdbeben eine von DIN 19700-12/2004 etwas abweichende Handhabung vor, indem einzelne Vereinfachungen nur für gewisse Klassen von HRB zulässig sind.

5.3 Globale Standsicherheit / Böschungsbruch / Gleitsicherheit

Der Böschungsbruch bzw. Geländebruch beschreibt das Abgleiten eines Erdkörpers entlang einer beliebig geformten Bruchfuge. Für den Dammkörper ist in den maßgebenden Schnitten nachzuweisen, dass entlang der ungünstigsten Bruchfuge die geforderte Sicherheit eingehalten wird. I. d. R. ist die Überprüfung von Gleitkreisen ausreichend. Je nach Aufbau und Belastung des Dammes müssen jedoch auch andere Gleitfugen untersucht werden. Weitere Hinweise und Ergänzungen bieten die geltende DIN 4084/1981 und DIN E 4084/2002, die im Entwurf vorliegt.

DIN 4084/2002 stellt für den Nachweis der Böschungsstabilität vier unterschiedliche Fälle vor (Tab. 2).

Die Gleitsicherheit bzw. das Abschieben des Dammkörpers entlang einer Aufstandsfläche ist i. d. R. nicht maßgebend.

Tab. 1: Übersicht der möglichen Bruchmechanismen nach DIN E 4084/2002

Bezeichnung	Randbedingungen nach E DIN 4084 (2002)	Angenommene Gleitfläche / Bruchmechanismus
Fall 1 Kreisförmige Gleitlinie mit einem Gleitkörper	Bei homogenen oder annähernd homogenen Böden ohne konstruktiven Elementen und bei mächtigem weichen Untergrund	
Fall 2 Gerade Gleitlinie	Bei Vorhandensein von konstruktiven Elementen	
Fall 3 Nicht kreisförmige, überwiegend böschungsparelle Gleitlinie	Bei Böschungen mit ebener Oberfläche in nichtbindigen homogenen Böden	
Fall 4 Bruchmechanismus mit geraden Gleitlinien	Bei Vorhandensein von konstruktiven Elementen	

5.4 Lokale Standsicherheit

Die lokale Standsicherheit betrachtet das Abrutschen eines Erdkörpers an lokal begrenzten oberflächennahen, böschungsparellen Gleitfugen. Je nachdem, ob die Böschung durchströmt wird oder nicht und welche Art der Durchströmung – böschungsparell, waagrecht oder normal zur Böschung – auftritt, stellt sich das nachzuweisende Gleichgewicht unterschiedlich dar.

Da die lokale Standsicherheit i. d. R. kein globales Versagen verursacht – deswegen wird dieser Nachweis auch der dem Grenzzustand 1A der Lagesicherheit nach DIN 1054/2005 zugewiesen – kann z. B. auch die Festigkeit einer vorhandenen Grasnarbe in Form einer Wurzelkohäsion in Ansatz gebracht werden.

BAW MSD (2005) gibt als Wert für die Wurzelkohäsion $c_w = 7 \text{ kN/m}^2$ an. Für den Fall, dass die lokale Standsicherheit unter Zuhilfenahme einer Wurzelkohäsion nachgewiesen wurde, muss die globale Standsicherheit zusätzlich nachgewiesen werden. Bei nichtbindigem Boden wird, sofern homogene Verhältnisse vorliegen, die lokale Standsicherheit maßgebend, so dass im Fall, dass die lokale Standsicherheit erfüllt wäre, auf den Nachweis der globalen Standsicherheit verzichtet werden kann, sofern keine außerordentlichen Lasten aus z. B. Verkehr oder Erdbeben angesetzt werden müssen.

5.5 Spreizspannungen

In Bereichen mit weichen Böden mit geringer Scherfestigkeit kann der Böschungsfuß versagen. Hinweise zum Nachweis „Spreizen am Dammfuß“ und Nachweisdiagramme sind z. B. in KAST (1985) zu finden.

5.6 Auftriebssicherheit von bindigen Deckschichten

Bei Dämmen und Deichen, die auf einer bindigen undurchlässigen Deckschicht gelagert sind, wird z. B. nach DIN 19712/1997 gefordert, dass die Auftriebssicherheit dieser bindigen Deckschicht am landseitigen Böschungsfuß nachgewiesen wird.

Da bei einer durchgängigen bindigen Deckschicht sich annähernd der gesamte Wasserdruck unter dieser aufbauen kann, ist der Nachweis i. d. R. nicht erfüllt. Häufiger treten in diesem Bereich Auswurftrichter durch den Vorgang der rückschreitenden Erosion auf, die entweder infolge des Aufbrechens der Deckschicht durch den anstehenden Wasserdruck oder an vorhandenen Fehlstellen entstehen.

Bei temporär eingestauten HRB bzw. Flutpolder spielt es auch eine Rolle, inwiefern die bindige Deckschicht durchströmt wird bzw. gesättigt ist, da ein teilgesättigter bindiger Boden relativ stark Kohäsion aufweisen kann. Eine Betrachtung der instationären Durchströmung der bindigen Deckschicht kann zu der Erkenntnis führen, dass eine Aufsättigung bei vorgegeben Einstaudauern nicht erreicht werden kann.

Aufgrund der nicht abschätzbaren, teilweise sehr unterschiedlichen Mächtigkeit dieser bindigen Deckschicht sollten im Zweifelsfall die entsprechenden Nachweise ohne die Deckschicht geführt werden. Ggf. sollte einem Aufbrechen an empfindlicher Stelle konstruktiv durch z. B. der Anordnung einer Auflastberme entgegengewirkt werden.

5.7 Wasserdruck auf eine Böschungsdichtung

Bei fallendem Wasserstand oder bei Einstau des Dammes von der Landseite kann unter einer oberflächlich liegenden Böschungsdichtung Wasserdruck auftreten, die zu einer Anhebung der Dichtung führen können.

Je nach Randbedingung ist hier eine Betrachtung der instationären Durchströmungsverhältnisse zur Abschätzung der möglichen Wasserdrücke notwendig. Eine einfache Abschätzung analog zum fallenden Wasserstand auf der Wasserseite nach Abschnitt 3.2 kann Hinweise bieten, ob generell ein erhöhter Wasserdruck unter der Dichtung auftreten kann.

5.8 Setzungen und Verformungen

Setzungen und Verformungen werden i. d. R. im Zusammenhang mit der Beurteilung der Gebrauchstauglichkeit betrachtet. Setzungen sind bei günstigen Verhältnissen weitgehend mit dem Bau bzw. dem Schütten von Dämmen abgeschlossen. Diesen Setzungen kann durch eine Überhöhung des Dammes begegnet werden. Setzungsberechnungen sind in DIN V 4019/1996 beschrieben und geregelt.

Für die Berechnung von Spannungen im Untergrund infolge von Trapezlasten (Dammbauwerke) hat KEZDI (1964) eine analytische Lösung entwickelt, deren Anwendung für praktische Belange und kleinen Dammhöhen ausreichend sein kann.

Schwieriger wird die Beurteilung, wenn wenig durchlässige Böden vorhanden sind, die Zeit zur Konsolidierung benötigen. Hierbei sind auch die Auswirkungen von Porenwasserüberdrücken auf die Standsicherheit zu berücksichtigen.

Schwierig ist es auch, verbindliche Grenzwerte für zulässige Verformungen und Setzungsunterschiede anzugeben. SCHULTZE & HORN (1990) geben z. B. für aneinandergrenzenden Sand und Ton einen Grenzwert für Setzungsunterschiede von 5 cm an.

5.8 Hydrodynamische Bodendeformation

Unter dem Begriff „Hydrodynamische Bodendeformation“ versteht sich ein durch Strömungskräfte im Boden verursachter Partikeltransport. Er subsumiert in diesem Sinne Suffosion, rückschreitende Erosion, Kontakterosion und Schichterrosion.

Dem Verständnis äußerst zuträglich ist eine Aufgliederung von Erosions- und Suffosionsprozessen nach FELL et al. (2005) in vier Phasen:

- Erosionsbeginn
- Erosionsentwicklung
- Erosionsfortschritt
- Versagen / Breschenbildung

Durch diese Untergliederung ist eine prozessorientierte Beurteilung der hydrodynamischen Bodendeformation möglich (PERZLMAIER & HASELSTEINER 2006), was u. a. die Vorteile hat, dass zum einen alle möglichen Systeme untersucht und bis zu einem gewissen Grad auch mittels Kriterien überprüft (!) und dass zum anderen Erfahrungen eingebracht und konstruktive sowie betriebliche Maßnahmen an maßgebender Stelle vorgesehen werden können.

Zum Nachweis möglicher Transportvorgänge kommen hydraulische und geometrische Kriterien zur Anwendung. Eine Übersicht von in Deutschland gebräuchlichen Kriterien bietet SAUCKE (2006). Das prinzipielle Vorgehen und weitere, aktuellere Herangehensweisen zur Beurteilung von Suffosion und Erosion insbesondere im Zusammenhang mit der Berücksichtigung der prozessorientierten Beurteilung ist in FELL et al. (2005) und der dort zu findenden Literatur beschrieben.

Zur Beurteilung der hydrodynamischen Bodendeformation ist die Kenntnis der Durchströmungsverhältnisse, der Baustoffe und insbesondere der inneren Stabilität (Suffosion) und der Wirksamkeit von Filtern (Kontakterosion) notwendig. Es gibt zahlreiche Suffosions- (siehe z. B. WAN & FELL 2004) und Filterkriterien (siehe z. B. KUTZNER 1996), deren Gültigkeit z. T. auf im Labor untersuchte Böden beschränkt ist.

5.9 Sonstige Nachweise und Berechnungen

Überströmbar ausgebildete Überlaufstrecken sind entsprechend der angesetzten Belastung (q [$\text{m}^3/\text{s}\cdot\text{m}$]) zu bemessen. Eine Übersicht möglicher Bauweisen und dazugehörige Bemessungsverfahren hierzu bietet LUA BW (2004).

Hinweise zur Ermittlung des Freibords sind in HASELSTEINER (2007b) zu finden, wo auch eine Übersicht für weitere ggf. notwendiger Nachweise zu finden ist.

Literatur

- BAW MSD (2005): Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen (MSD). Merkblatt, Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Karlsruhe
- BRAUNS, J.; RAJU, V. (1993): Bemessung von Sohldräns unter Staudämmen. Wasserwirtschaft 83, Heft 5, S. 286 – 290
- CEDERGREN, H. R. (1977): Seepage, Drainage and Flownets. Wiley, New York
- DIN 1054/2005: Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau. Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN)
- DIN V 4019/1996: Baugrund; Setzungsberechnungen, Teil 100: Berechnung nach dem Konzept mit Teilsicherheitsbeiwerten. Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN)
- DIN 4149/2005: Bauten in deutschen Erdbebengebieten - Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten. Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN)
- DIN 4084/1981: Baugrund; Gelände- und Böschungsbruchberechnungen. Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN)
- DIN E 4084/2002: Baugrund; Geländebruchberechnungen. Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN)
- DIN 19700/2004: Stauanlagen. Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN)
- DIN 19700-10/2004: Stauanlagen. Gemeinsame Festlegungen. Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN)
- DIN 19700-11/2004: Stauanlagen. Talsperren. Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN)
- DIN 19700-12/2004: Stauanlagen. Hochwasserrückhaltebecken. Deutsches Institut für Normung e.V. (DIN)
- DVWK 202/1991: Hochwasserrückhaltebecken. Merkblätter zur Wasserwirtschaft, Heft 202, Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau, Verlag Paul Parey, Hamburg und Berlin
- DVWK 215/1990: Dichtungselemente im Wasserbau. Merkblätter zur Wasserwirtschaft, Heft 215, Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau, Verlag Paul Parey, Hamburg und Berlin
- DWA (2005): Dichtungssysteme in Deichen. DWA-Themen, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (DWA), Hennef
- ERB, CH. (1965): Die Sickerströmungen in Erdstaudämmen geringer Höhe. Mitteilungen aus dem Institut für Wasserwirtschaft und landwirtschaftlichen Wasserbau der Technischen Hochschule Hannover, Heft 7, Hannover
- FELL, R.; FOSTER, M.; WAN, C. F. (2005): A Framework for Assessing the Likelihood of Internal Erosion and Piping of Embankment Dams and their Foundation. Workshop on Internal Erosion and Piping of Dams and Foundations, Aussois (France)
- HASELSTEINER, R.; STROBL TH. (2005): Abgeschlossenes Forschungs- und Entwicklungsvorhaben "Deichsanierung". Mitglieder-Rundbrief 2/2005, S. 39 - 43, DWA

Landesverband Bayern, Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (DWA), München 2005

HASELSTEINER, R. (2007a): Hochwasserschutzdeiche an Fließgewässern und ihre Durchsickerung. Dissertation, Lehrstuhl und Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft, Technische Universität München, Band 111

HASELSTEINER, R. (2007b): Normative Neuerungen der DIN 19700-12/2004 „Hochwasserrückhaltebecken“. Tagungsband zur Fachtagung "Flutpolder", Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft der Technischen Universität München, Band Nr. 113, 18./19. Juli, Wallgau

KAST, K. (1985): Spreizsicherheit von Böschungen bei geneigtem Gelände und Durchströmung. Bauingenieur 60, S. 519 – 522

KEZDI, A. (1964): Bodenmechanik. VEB Verlag für Bauwesen, Berlin

KUTZNER, CH. (1996): Erd- und Steinschüttdämme für Stauanlagen. Ferdinand Ende Verlag Stuttgart

LUA BW (2004): Überströmbare Dämme und Dammscharten. Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg (LUA BW), Karlsruhe

LUA BW (2006): Hochwasserrückhaltebecken in Baden-Württemberg – Arbeitshilfe zur DIN 19700. Landesanstalt für Umwelt, Messungen und Naturschutz Baden-Württemberg (LUA BW); Karlsruhe (Gelbdruck)

PERZLMAIER, S.; HASELSTEINER, R. (2006): Die prozessorientierte Beurteilung der hydrodynamischen Bodendeformation. Geotechnik 29, Heft 4, S. 335 – 348

RISSLER, P. (1998): Talsperrenpraxis. Oldenbourg Verlag, München Wien

SCHADE (1979): Massivbauwerke in Staudämmen – konstruktive Gestaltung der Anschlüsse an Damm und Untergrund. Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft, Dienstbesprechung 1978 „Talsperren und Hochwasserrückhaltebecken“, Heft 6/79, S. 83 – 101

SCHÄFER, R.; HÖFER, U. (2006): Qualitätssicherung im Deichbau am Beispiel des HRBs am Dattelner Mühlenbach. Sicherung von Dämmen, Deichen und Stauanlagen. Handbuch für Theorie und Praxis. S. 207 – 222, Hrsg. Hermann und Jensen, Universitätsverlag Siegen – universi, Siegen

SCHEUERMANN, A. (2005): Instationäre Durchfeuchtung quasi-homogener Erddeiche. Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik, Universität Karlsruhe, Heft 164

SCHULTZE, E. , HORN, A. (1990): Setzungsberechnungen. Grundbautaschenbuch, Vierte Auflage, 1. Teil, Abschnitt 1.8, S. 241 – 270, Ernst & Sohn Verlag, Berlin

WAN, C. F.; FELL, R. (2004): Experimental investigation if internal instability of soils in embankment dams and their foundations. UNICIV Report No. R-429. School of Civil and Environmental Engineering, The University of New South Wales. ISBN: 85841 396 5

Verfasser

Dr.-Ing. Ronald Haselsteiner

RMD-Consult GmbH

Bautechnik

Blutenburgstraße 20

80636 München

ronald.haselsteiner@rmd-consult.de