

# HENRY

Hydraulic Engineering Repository

Ein Service der Bundesanstalt für Wasserbau

---

Article, Published Version

**Franke, Eberhard**

## **Die Standsicherheit der Böschungsabdeckung von Seedeichen**

Die Küste

Zur Verfügung gestellt in Kooperation mit/Provided in Cooperation with:  
**Kuratorium für Forschung im Küsteningenieurwesen (KFKI)**

---

Verfügbar unter/Available at: <https://hdl.handle.net/20.500.11970/101086>

Vorgeschlagene Zitierweise/Suggested citation:

Franke, Eberhard (1976): Die Standsicherheit der Böschungsabdeckung von Seedeichen. In: Die Küste 29. Heide, Holstein: Boyens. S. 8-22.

### **Standardnutzungsbedingungen/Terms of Use:**

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

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



# Die Standsicherheit der Böschungsabdeckung von Seedeichen

Von Eberhard Franke

## Zusammenfassung

Seedeiche werden heute fast ausschließlich aus Sand hergestellt bzw. wo immer möglich aufgespült. Zum Schutz gegen Erosion muß ein Deichkern aus Sand mit einer widerstandsfähigen Abdeckung gegen Wellenschlag geschützt werden. Solche Abdeckungen, ob wasserdurchlässig oder nicht, sind bisher in Deutschland auf Erfahrungsgrundlage entworfen und gebaut worden; oft war es nicht einmal Erfahrung, welche diese Grundlage bildete, sondern eine individuell-gefühlsmäßige Einschätzung. Mit diesem Beitrag soll gezeigt werden, wie man Deichabdeckungen exakter unter Anwendung der Gesetze der technischen Mechanik bemessen und entwerfen kann. Nur so werden die tatsächlichen Grenzen unseres Wissens erkennbar, und es zeigt sich, wo man weiterhin auf Erfahrung angewiesen bleibt und wo weitere Forschung ansetzen muß.

## Summary

*Dikes at the seaside to day mostly are constructed of sand, resp. they are built by hydraulic fill whenever possible. This sand core must be protected against erosion by a layer of material, resistant against wave action. Those protective layers, permeable or impermeable, have been designed and constructed up to now on an empirical basis in Germany, but mostly this basis was merely an individual feeling. The aim of this contribution is to show how to design protective layers more exactly using the laws of Soil and Structural Mechanics. Only in this way it will become clear, where the actual limitations of our knowledge are resp. an empirical and "sound engineering judgement" cannot be avoided, and where further research is needed.*

## Inhalt

1. Allgemeines . . . . .	8
2. Durchlässige (offene) Böschungsabdeckungen . . . . .	10
3. Dichte Böschungsabdeckungen . . . . .	11
4. Hinweise zur Ermittlung des Sickerwasserüberdrucks unter dichten Böschungsabdeckungen . . . . .	15
5. Druckschläge von Wellen . . . . .	17
6. Hinweise zur konstruktiven Gestaltung von Böschungsabdeckungen . . . . .	19
7. Schriftenverzeichnis . . . . .	22

### 1. Allgemeines

Reine Kleideiche mit Rasen als Böschungsbefestigungen, die keines besonderen Erosionsschutzes durch eine festere Böschungsabdeckung bedürfen, werden heute nur noch selten gebaut. Deiche mit Sandkern und einer festen Böschungsabdeckung lassen sich im allgemeinen schneller und wirtschaftlicher herstellen und sind heute der Regelfall (s. dazu

auch ERCHINGER, 1970, S. 165). Im folgenden werden nur die Böschungsabdeckungen dieses letzteren Falles behandelt.

Sowohl offene als auch dichte Böschungsabdeckungen von Seedeichen sind bisher fast ausschließlich auf Erfahrungsgrundlage, um nicht zu sagen „nach Gefühl“ dimensioniert worden. Hier soll gezeigt werden, inwieweit heute eine Dimensionierung nach den Regeln der technischen Mechanik bereits möglich ist.

Die Abdeckung der Außenböschung hat die Funktion, den Deichkern gegen Erosion durch Wellendruckschläge, Beschädigungen durch Eis und Treibzeug, im Falle von Kleideichen auch gegen Austrocknen zu schützen. Damit bis über die Deichkrone auflaufendes Wasser die Binnenböschung nicht erodiert, erhält auch diese eine leichtere Befestigung.

Bisher fehlen eindeutige terminologische Festlegungen zur Bezeichnung der Böschungsbefestigung; im Sprachgebrauch sind neben Böschungsabdeckung auch Böschungs-dichtung und Deckwerk, wobei letzteres aber oft nur für die Befestigung des Fußbereiches der Außenböschung von Deichen benutzt wird.

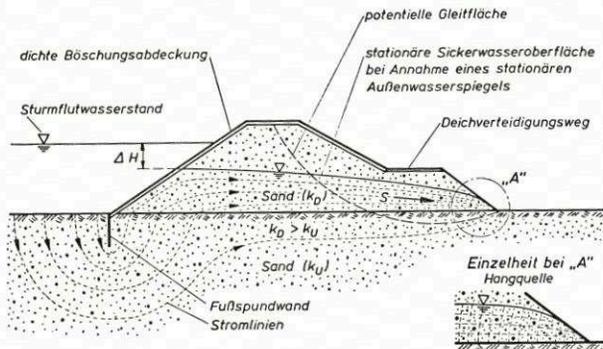


Abb. 1. Durchströmung eines Deiches nach der Binnenseite bei ungünstig als stationär angenommenem hohem Außenwasserstand. ( $\Delta H$  errechnet nach DAVIDENKOFF 1964;  $k_D$  und  $k_U$  = Durchlässigkeit von Deich bzw. Untergrund,  $S$  = Strömungskraft)

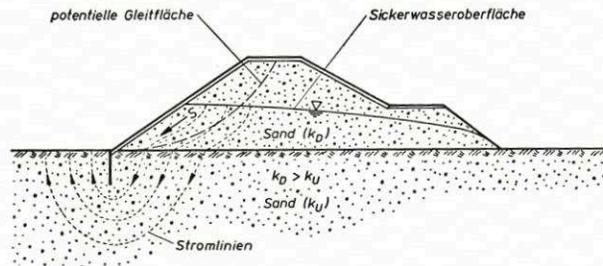


Abb. 2. Durchströmung des Deiches nach abgelaufenem Außenwasser. Schematische Darstellung. (Bezeichnungen s. auch Abb. 1)

Die Bezeichnung Böschungs-dichtung ist eigentlich nur dann berechtigt, wenn diese an dichtem Untergrund angeschlossen werden kann, so daß kein Außenwasser in den Deich einsickert. Da das nur in Ausnahmefällen möglich ist, sickert das Außenwasser bei hohen Wasserständen um das untere Ende auch von dichten Böschungsabdeckungen herum in den Deichkern ein, wie es auf Abb. 1 schematisch dargestellt wurde. Solche dichten Böschungsabdeckungen haben gegenüber durchlässigen dann sogar noch einen Nachteil: Das

Außenwasser fällt schneller als in einen Sanddeichkern eingesickertes Wasser (s. Abb. 2), und dadurch entsteht häufig ein Grundwasserüberdruck auf eine dichte Böschungsabdeckung gemäß Abb. 4, der diese auf Abheben beansprucht. Dadurch wird ihr Reibungsschluß mit dem Deichkern und ihre Standsicherheit gegen Abrutschen auf der Deichkernböschung vermindert. Aus diesen Überlegungen wäre die Schlußfolgerung zu ziehen, daß man durchlässige Böschungsabdeckungen den dichten grundsätzlich vorziehen sollte. Daß man in vielen Fällen gegen diese einleuchtende Regel verstößt, hat keine technischen, sondern wirtschaftliche Gründe: Die Herstellung offener Böschungsbefestigungen erfordert i. a. die Herstellung von Stufenfiltern und damit aufwendige und komplizierte Handarbeit. Außerdem sind die für die oberste Schicht einer offenen Böschungsbefestigung erforderlichen Steine an der Küste schwer zu beschaffen und entsprechend teuer. Dichte Böschungsbefestigungen, zum Beispiel aus Asphaltbeton, lassen dagegen bei der Herstellung eine stärkere Mechanisierung zu und gestatten es darüber hinaus, mit geringeren Belagstärken eine widerstandsfähige Befestigung herzustellen.

## 2. Durchlässige (offene) Böschungsabdeckungen

Hier sollen lediglich die Grundsätze der Standsicherheitsuntersuchung offener Böschungsabdeckungen behandelt werden. Dabei wird die Erfüllung der Bedingung vorausgesetzt, daß die Böschungsabdeckung gegenüber dem Boden des Deichkernes die Filterregeln erfüllt. (Zu den Filterregeln wird auf die einschlägige Literatur verwiesen, z. B. auf CISTIN (1967), DAVIDENKOFF (1973), ERB (1965), ISTOMINA (1956), LIST (1973), RAGUTZKI (1971) u. (1974), Empfehlungen für die Anwendung von Kunststoffen im Erd- u. Wasserbau (1975).) Die Kenntnis der verschiedenen Möglichkeiten der konstruktiven Ausbildung durchlässiger Böschungsabdeckungen wird hier vorausgesetzt.

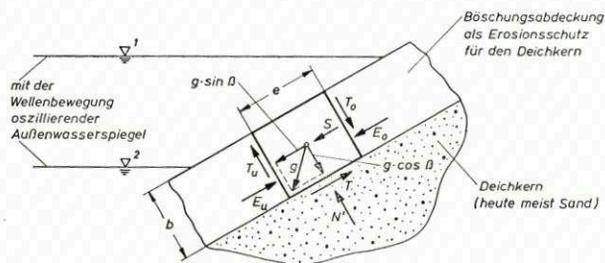


Abb. 3. Erläuterungsskizze zur Standsicherheitsuntersuchung

Die Standsicherheit  $\eta$  der Böschungsabdeckung gegen Abrutschen auf der Deichkernböschung kann als Verhältnis der zurückhaltenden zu den rutschungsfördernden Kräften mit Hilfe von Abb. 3 wie folgt angegeben werden:

$$\eta = \frac{T}{g \cdot \sin \beta + S} = \frac{N \cdot \tan \varphi + c \cdot e}{g \cdot \sin \beta + S} \quad (1)$$

Dabei ist  $g = b \cdot e \cdot \gamma'$  (mal Breite eins in Deichlängsrichtung wird hier weggelassen) mit  $\gamma'$  als Wichte unter Auftrieb, weil davon auszugehen ist, daß der Außenwasserspiegel zwischen den Lagen 1 und 2 nach Abb. 3 mit der Wellenbewegung oszilliert, das unterhalb

des Ruhewasserspiegels in den Poren der Böschungsabdeckung enthaltene Wasser jedoch dem schneller fallenden Außenwasser nicht folgen kann und daher in den Poren verbleibt, womit sich der kleinste Wert von  $N$  ergibt. Aus dem gleichen Grunde muß dann auch die Strömungskraft  $S$  als abtreibende Kraft zusammen mit  $g \cdot \sin \beta$  im Nenner von (1) angesetzt werden, weil das Wasser in den Poren der Böschungsabdeckung böschungsparell abzufließen bestrebt ist und dabei Reibung in der Größe von  $S = b \cdot e \cdot \gamma_w \cdot \sin \beta$  auf diese ausübt. (Gegebenenfalls ist hier noch eine Schleppkraft des auf der Böschungsoberfläche abfließenden Wassers zu addieren.)  $\varphi$  und  $c$  sind die Scherparameter von Böschungsabdeckung oder Deichkernboden, je nachdem welche ungünstiger sind und auf der sicheren Seite liegen; gegebenenfalls ist hier der Reibungsbeiwert zwischen einem Kunststofffilter und dem angrenzenden Material zu verwenden, sofern das zum ungünstigsten Wert  $T$  führt. Die Wirkung der Seitenkräfte  $T_o$ ,  $T_u$ ,  $E_o$ ,  $E_u$  auf das Teil der Böschungsabdeckung  $b \cdot e$  (mal Breite eins) wird vernachlässigt, was zulässig ist, wenn  $b \cdot e$  ein Teil aus einer langen, gleichartig beanspruchten Schicht ist, wo  $T_o = T_u$  und  $E_o = E_u$ . Da sich die Schichtdicke und die Beanspruchung der Schicht aus dem Sickerwasserüberdruck nur sehr allmählich ändern, darf das hier näherungsweise vorausgesetzt werden. Dann folgt aus (1) mit  $\gamma' \approx \gamma_w$

$$\eta \approx \frac{b \cdot \gamma' \cdot \cos \beta \cdot \tan \varphi + c}{2 \cdot b \cdot \gamma' \cdot \sin \beta} \quad (2)$$

und für  $c = 0$ , wie es bei offenen Abdeckungen stets der Fall sein wird,

$$\eta \approx \frac{\tan \varphi}{2 \cdot \tan \beta}$$

was für  $\eta = 1$  zu der bekannten Bedingung für die örtliche Standsicherheit des oberen Bereiches einer Hangquelle –  $\tan \beta < \tan \varphi/2$  – führt, wo das Sickerwasser ebenfalls eine böschungsparelle Richtung hat (s. Abb. 2, Einzelheit bei „A“, Hangquelle).

### 3. Dichte Böschungsabdeckungen

Mit Hilfe von Abb. 3, in der die Böschungsabdeckung jetzt als dicht angesehen werden soll, folgt aus einer Gleichgewichtsbetrachtung parallel zur Abdeckung für ein Teilchen mit dem Gewicht  $g$

$$g \cdot \sin \beta - N \cdot \tan \varphi - c \cdot e + E_o - E_u = 0 \quad (a)$$

Im Unterschied zum vorigen Abschnitt empfiehlt es sich, wegen der Schwierigkeiten, die hier mit der Anwendung des Archimedischen Prinzips verbunden sind,  $g = b \cdot e \cdot \gamma$  zu setzen und die auf  $b \cdot e$  wirkenden Wasserdrücke zu berücksichtigen, statt eine Strömungskraft  $S$  anzusetzen.  $\gamma$  ist dann die Wichte der Abdeckung ohne Auftriebsabzug. (Es versteht sich wieder, daß alle Betrachtungen für einen Streifen der Böschungsabdeckung mit der Breite eins in Längsrichtung des Deiches angestellt werden.)

Man kann nun wieder wie im vorigen Abschnitt das Volumen  $b \cdot e$  als Teil einer langen, näherungsweise gleichartig beanspruchten Schicht ansehen, so daß wieder  $E_o = E_u$  (und  $T_o = T_u$ ) wird. Ist die Böschungsabdeckung allerdings nicht tatsächlich dicht (wie z. B. Asphaltbeton mit geringem Porenraum um 5%, bei dem die Einzelporen noch keine Verbindung untereinander haben), sondern besitzt sie wie Klei oder Sandasphalt eine – wenn auch nur geringe – Wasserdurchlässigkeit, so sind in  $E_u$  und  $E_o$  Wasserdrücke  $W_u$  und  $W_o$  enthalten, und auf das betrachtete Volumen  $b \cdot e$  wirkt ein Wasserüberdruck

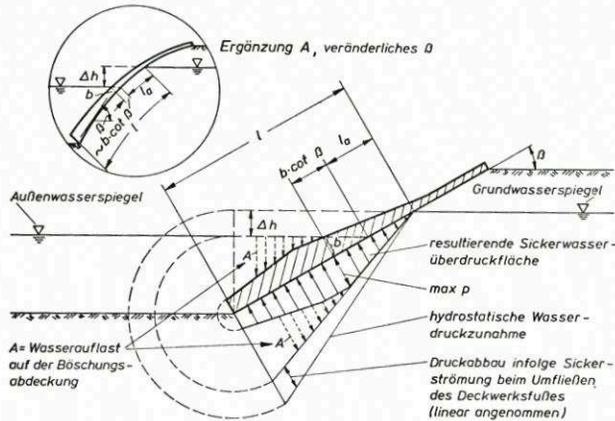


Abb. 4. Erläuterungsskizze zur Standsicherheitsuntersuchung einer dichten Böschungsabdeckung

$\Delta W = W_u - W_o$  böschungsaufwärts. Da dieser Wert jedoch im Vergleich zu  $\max p$  nach Abb. 4 klein ist, wird auch  $\Delta W$  im folgenden vernachlässigt. Die Normalkraft  $N$  (s. Abbildung 4) ist

$$N = g \cdot \cos \beta - \max p \cdot e$$

$$= b \cdot e \cdot \gamma \cdot \cos \beta - \max p \cdot e \quad (b)$$

Für die Scherparameter  $\varphi$  und  $c$  gilt wieder, daß die ungünstigsten der beteiligten Werte zu verwenden sind, unabhängig davon, ob sie dem Material der Böschungsabdeckung, dem Deichkern oder einer Zwischenschicht (z. B. vermörteltem Deichkernsand) zugehören. Die Kohäsion kann dabei praktisch immer gegenüber der Reibung vernachlässigt werden, weil bei Asphaltbeton potentiell Abscheren immer etwas unterhalb der Grenzschicht, in der Reibung und Kohäsion zusammen wirken, stattfindet; bei Böschungsabdeckungen aus Klei geht deren Kohäsion durch die Strukturstörungen beim Kleieinbau und Abstampfen (s. z. B. NAUJOKS, 1963) sicherlich soweit verloren, daß es zweckmäßig ist, nur mit dem Reibungswinkel aus der Erstbelastung zu rechnen, so daß  $c$  dann ebenfalls gleich Null zu setzen ist. (Man kann natürlich auch  $\varphi = 0$  und  $c = c_u$  setzen, wenn der Klei zum Beispiel durch Trocknungsprozesse im Laufe der Zeit Eigenfestigkeit gewinnt.)

Unter diesen Voraussetzungen ergibt sich aus (a) und (b)

$$\max p = b \cdot \gamma \cdot (\tan \beta - \tan \varphi) \cdot \frac{\cos \beta}{\tan \varphi} \quad (c)$$

Um die gesuchte Dicke der Böschungsabdeckung  $b$  ermitteln zu können, muß der maximale Grundwasserüberdruck  $\max p$ , in dem  $b$  ebenfalls enthalten ist, unabhängig von (c) ausgedrückt werden. Das geschieht mit Hilfe von Abb. 4 wie folgt:

$$\max p = \left[ (\Delta h + b \cdot \cos \beta) - \frac{l_a + b \cdot \cot \beta}{l} \cdot \Delta h \right] \cdot \gamma_w \quad (d)$$

Aus (c) und (d) folgt dann

$$b = \frac{\gamma_w \cdot \Delta h \cdot (1 - l_a/l)}{(\gamma_a - \gamma_b \cdot \frac{\tan \beta}{\tan \varphi} + \frac{\gamma_w \cdot \Delta h}{\sin \beta \cdot l}) \cdot \cos \beta} = b_1 \quad (e)$$

Diese Abdeckungsstärke  $b_1$  ist bei einfacher Standsicherheit gegen Abrutschen auf der Deichkernböschung an der Stelle des höchsten Sickerwasserüberdruckes  $\max p$  erforderlich,

sofern dieses Teilchen nicht von den Nachbarbereichen der Böschungsabdeckung gestützt wird, d. h., wenn diese nicht in der Lage ist, Längskräfte zu übertragen.

Diese Gleichung entspricht der bei FRANKE (1972) für Böschungsabdeckungen konstanter Stärke unter 1 g angegebenen Gleichung; bei praktischen Untersuchungen ist es erforderlich, auch geknickte oder gekrümmte Böschungsabdeckungen zu berechnen, so daß – unter näherungsweise linearer Annahme linearer Wasserdruckabbaus unter der dichten Böschungsabdeckung – der Bezug zu  $l_a/l$  hergestellt wurde.

Für den Fall, daß die Böschungsabdeckung Längskräfte überträgt, aber keine Biegesteifigkeit besitzt, muß an der Stelle des größten Sickerwasserüberdruckes  $\max p$  ausreichende Standsicherheit gegen Abheben der Abdeckung von der Deichkernböschung vorhanden sein. (Sonst wäre zu befürchten, daß sich unter den abgehobenen Abdeckungsteilen die Sandoberfläche der Deichkernböschung unter Sickerwassereinfluß verformt und die Böschungsabdeckung sich nach Abbau des Sickerwasserüberdruckes nicht wieder gleichmäßig auflegen kann, so daß z. B. Wellendruckschläge dann zu Zerstörungen führen.) Aus einer Gleichgewichtsbetrachtung senkrecht zur Böschungsabdeckung folgt

$$b = \frac{\max p}{\gamma \cdot \cos \beta} \tag{f}$$

und mit (d) für  $\max p$  ergibt sich

$$b = \frac{\gamma_w \cdot \Delta h (1 - l_a/l)}{(\gamma_a + \frac{\gamma_w \cdot \Delta h}{\sin \beta \cdot l}) \cdot \cos \beta} = b_2 \tag{g}$$

Für die Ergebniswerte der Formeln (e) und (g) lassen sich die Sicherheitswerte formulieren zu

$$\eta_1 = \frac{b_{\text{vorhanden}}}{b_1} ; \eta_2 = \frac{b_{\text{vorhanden}}}{b_2}$$

Hier sei darauf hingewiesen, daß bei der Ableitung entsprechender Formeln im VOORLOPIG RAPPORT (1961), S. 48, die Darstellung von  $\max p$  in Abhängigkeit von  $b$  unzutreffend ist und damit auch die dort angegebenen Formeln für die erforderliche Dicke der Böschungsabdeckungen fehlerhafte Werte ergeben.

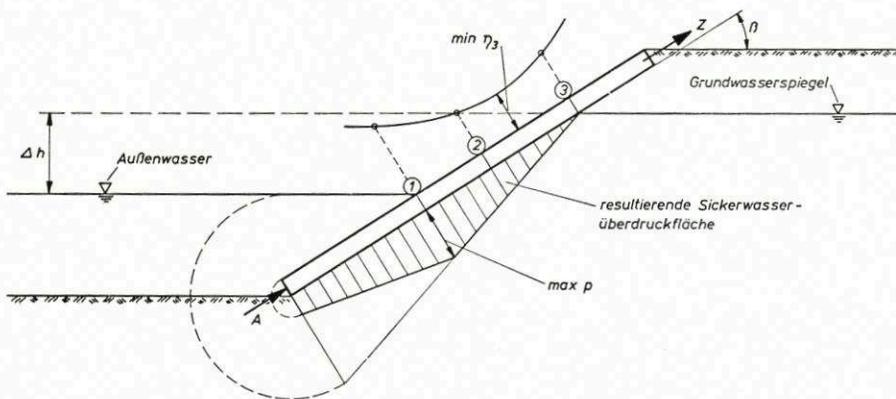


Abb. 5. Erläuterungsskizze zur Ermittlung der Standsicherheit einer dichten Böschungsabdeckung gegen Abrutschen als Ganzes

Die Anordnung der Abdeckungsstärke  $b_2$  an der Stelle des größten Sickerwasserüberdruckes  $\max p$  erfüllt allerdings nur eine notwendige Bedingung. Zusätzlich ist nach-

zuweisen, daß die Böschungsabdeckung als Ganzes ausreichende Standsicherheit gegen Abrutschen auf der Deichkernböschung besitzt. Wenn man dann wie bei Klei und Asphaltbeton keine Zugfestigkeit ansetzen darf, ist wie auf Abb. 5 gezeigt zu verfahren: Zunächst wird für verschiedene Stellen  $n$  die maßgebende Sickerwasserüberdruckfläche ermittelt (s. dazu auch die Ausführungen im folgenden Abschnitt 4). Auf Abb. 5 ist die Überdruckfläche für die Stelle  $n = 1$  dargestellt. Für den Bereich unterhalb der Stelle  $n$  wird dann die Abrutschsicherheit zu

$$\eta_{3n} = \frac{(G_n \cdot \cos \beta - P_{wn}) \cdot \tan \varphi + A}{G_n \cdot \sin \beta} \quad (h)$$

ermittelt.  $G_n$  ist dabei das Gewicht der Böschungsabdeckung unterhalb der Stelle  $n$  (ohne Auftriebsabzug),  $P_{wn}$  die entsprechende Resultierende der Sickerwasser-Überdruckfläche,  $A$  eine Stützkraft z. B. aus einer Fußspundwand und Wasserdruck an dieser Stelle. Maßgebend ist dann der Minimalwert von  $\eta_{3n} = \min \eta_3$ . Durch diese Verfahrensweise werden die Teile der Böschungsabdeckung ausgeschlossen, die ihre Reserve an Abrutsch-Standsicherheit oberhalb der Kote von  $\min \eta_3$  über Zug nach tiefer liegenden Bereichen abgeben müßten. Besitzt die Böschungsabdeckung Zugfestigkeit, so vereinfacht sich die Berechnung entsprechend, weil dann das Gewicht der gesamten Böschungsabdeckung  $G$ , gegebenenfalls auch eine Zugverankerungskraft  $Z$  angesetzt werden dürfen und lediglich die ungünstigste Wasserdruckfläche, die zu  $\max P_w$  führt, nach 4. zu ermitteln ist:

$$\min \eta_3 = \frac{(G \cdot \cos \beta - \max P_w) \cdot \tan \varphi + A + Z}{G \cdot \sin \beta} \quad (h_1)$$

Eine Untersuchung gemäß (h<sub>1</sub>) hat MAROTZ (1964) bereits veröffentlicht; allerdings sind die dort angegebenen Formelableitungen nicht fehlerfrei.

Man könnte nun noch den Fall untersuchen, daß die Böschungsabdeckung zusätzlich Biegesteifigkeit besitzt; dann wäre bei Berechnungen der Standsicherheit  $\eta_2$  gegen Abheben noch die Plattenwirkung der Böschungsabdeckung zu berücksichtigen. Bei Asphaltbeton ist eine solche Plattenwirkung bei schnellen Beanspruchungen sicher auch vorhanden, nur ist diese Wirkung in Abhängigkeit von der Belastungsdauer quantitativ nicht sehr sicher erfaßbar. Ganz Entsprechendes gilt bei Asphaltbeton übrigens auch für Druck- und Zugfestigkeit. Deshalb empfiehlt es sich, diese zeitabhängigen Festigkeitseigenschaften nur im Rahmen ihrer qualitativen Einschätzbarkeit zu berücksichtigen. Bei Asphaltbeton wird man z. B. die Biegesteifigkeit nur in Verbindung mit der Wellendruckschlag-Beanspruchung berücksichtigen dürfen, die in der 1/100-Sekunden-Größenordnung liegt. Die Annahme der Längskraftübertragung auf Druck dürfte im Rahmen der Dauer einer Tide zulässig sein, so daß bei Asphaltbeton der Nachweis von  $\eta_1$  entfallen kann und nur  $\eta_2$  und  $\min \eta_3$  berechnet werden müssen. (Längskräfte werden dann also über Druckbeanspruchung von Stellen ohne vollen Reibungsschluß zwischen Böschungsabdeckung und Deichkernböschung nach solchen mit Standsicherheitsreserven gegen Abrutschen übertragen.) Dabei ist beim Ansatz einer Stützkraft  $A$  gemäß Abb. 5 Vorsicht geboten. In der Praxis aufgetretene Schäden bei 1 : 3 geneigten Böschungen mit etwa 15 cm starken Asphaltbetonabdeckungen lassen vermuten, daß eine solche Stützkraft – allerdings bei Dauerbeanspruchung durch Grundwasserüberdruck – nur 2 bis 3 m böschungsaufwärts wirkt; in dieser Höhe sind dann mitunter Aufwölbungen und Faltungen der Böschungsabdeckungen aufgetreten, sofern lediglich Abhebesicherheit, aber keine Abrutschsicherheit zwischen Böschungsabdeckung und Deichkernböschung vorhanden war.

Über die Größe der zu wählenden Sicherheiten gibt es bis heute keine festen Vorstellungen. Man wird diese in Abhängigkeit davon entwickeln müssen, mit welcher Ge-

nauigkeit die Sickerwasserüberdrücke unter den dichten Böschungsabdeckungen ermittelt werden können. Trifft man mangels genauerer Kenntnisse für diese Überdrücke ungünstige Annahmen, wie es bei praktischen Aufgaben häufig geschieht, so wird bei Asphaltbetonabdeckungen  $\eta_2 = 1$  und min  $\eta_3 = 1,2$  empfohlen. Bei Kleiabdeckungen sollte wieder  $\eta_2 = 1$ , jedoch min  $\eta_3 = 1,4$  sein. Bei Pflasterungen mit dicht an dicht versetzten Betonformsteinen, die bei Sandkerndeichen sicherheitshalber als undurchlässig angesehen werden sollten, dürfte es empfehlenswert sein,  $\eta_1 = 1$  zu verlangen.

#### 4. Hinweise zur Ermittlung des Sickerwasserüberdrucks unter dichten Böschungsabdeckungen

Die zeitabhängige Ermittlung der nicht-stationären Sickerwasserströmung im Deichkern ist schwierig. Sie ist eine Funktion der wechselnden Außenwasserstände vor dem Deich. Man kann solche Untersuchungen unter Anwendung der rechnerischen Methode der finiten Elemente (EHLERS, 1973) oder mit Analogrechnern (BISCHOFF VAN HEEMSKERK, 1963; SAG ANALOGIETECHNIK IM KÜSTENSCHUTZ, 1970; PEUKERT et al., 1973) ausführen, wobei in jedem Falle die Berücksichtigung des kapillaren Wasserhaltevermögens des Bodens nur ungenau möglich ist. Zur Vereinfachung werden bei der Bemessung dichter Böschungsabdeckungen häufig hinreichend sichere Ansätze auf der Grundlage als stationär betrachteter Grenzzustände der Sickerwasserströmung gemacht, indem man den

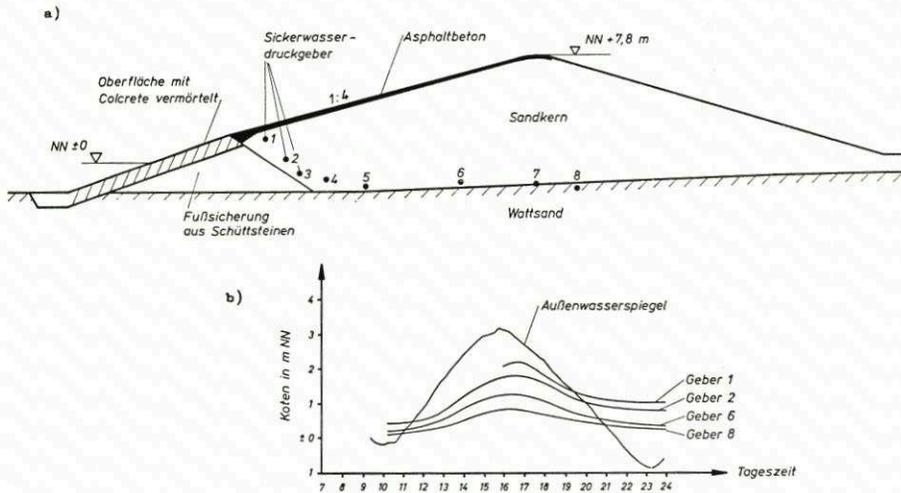


Abb. 6. Korrespondierende Wasserdrücke vor und hinter der Böschungsabdeckung am Ringdeich der Bauinsel für das Eidersperrwerk am 4. 1. 1968

- a) Anordnung der Sickerwasser-Druckgeber im Deichkern
- b) Ganglinie des Außenwasserspiegels und der Sickerwasserdrücke

Sickerwasserspiegel in ungünstiger Lage als konstant betrachtet, während der Außenwasserspiegel fällt (s. Abb. 2). Nur erhält man auf diese Weise besonders bei relativ großer Durchlässigkeit von Deichkern und -untergrund recht unwirtschaftliche Stärken der Böschungsabdeckung. Insofern lohnt sich in diesem Fall eine genauere Abschätzung der in Wirklichkeit zu erwartenden Verhältnisse mit den angegebenen genaueren Verfahren, wobei der Einfluß unsicherer Annahmen durch Alternativwerte – zum Beispiel nach

Abb. 7 – ermittelt werden kann. (Je größer die Durchlässigkeit ist, desto kleiner werden auch der Einfluß des kapillaren Wasserhaltevermögens und der entsprechende Fehler in den instationären Berechnungen!)

Zur Bemessung der Dicke  $b$  dichter Böschungsabdeckungen nach den Formeln (e), (g) und (h) des Abschnittes 3 müssen für die fallenden Außenwasserstände vor der Abdeckung die gleichzeitig hinter ihr auftretenden Sickerwasserdrücke  $\Delta h$  in m Wassersäule in der geodätischen Höhe der Außenwasserstände bekannt sein; eine vereinfachte Darstellung von  $\Delta h$  ist auf Abb. 4 für linearen Druckabbau bei der Umsickerung der Böschungsabdeckung angegeben. Dabei ist es ganz wesentlich, zu beachten, daß die geodätische Höhe

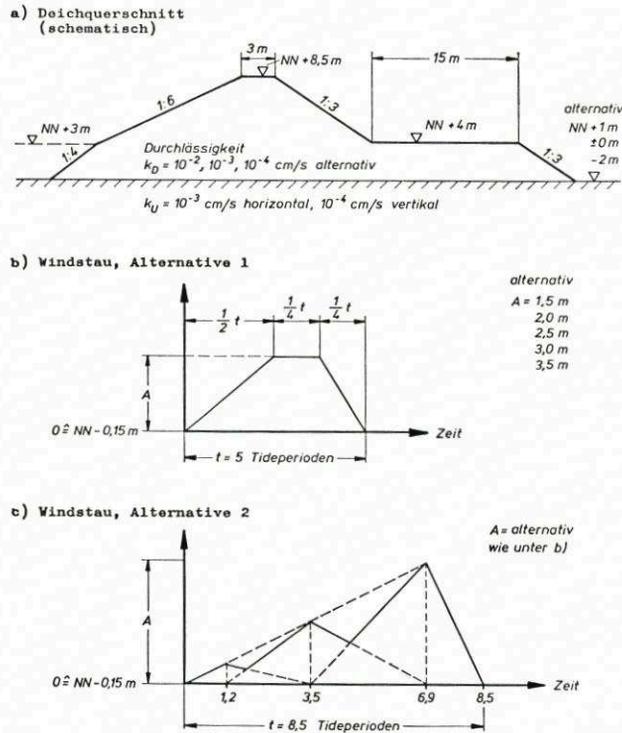


Abb. 7. Beispiel von der deutschen Nordseeküste für Eingabedaten von Sturmflutwasserständen zur Berechnung der Sickerwasserüberdrücke auf eine dichte Böschungsabdeckung des Deichquerschnittes a). Die Windstaualternativen 1 und 2 sind in ungünstigster Zeitkombination einer Sinusgrundschwingung um NN - 0,15 m mit einer Amplitude zwischen NN + 1,6 m und NN - 1,9 m zu überlagern (mittleres Springtidehoch- bzw. -niedrigwasser)

des Außenwasserspiegels nicht mit dem mittleren, sogenannten Ruhewasserspiegel der See vor dem Deich identisch ist, sondern der Außenwasserspiegel nach Ablauf einer Welle, d. h. entsprechend dem Wellental, berücksichtigt werden muß. Insofern sind die auf Abb. 6 angegebenen Meßwerte eines praktischen Beispiels nicht unmittelbar verwendbar; zur Ermittlung von  $\Delta h$  müssen die Differenzwerte zwischen den Ganglinien des Außenwasserspiegels und des Gebers 1 um die halbe Wellenhöhe vergrößert werden. Ähnliche Darstellungen von Meßergebnissen finden sich bei KLEMP (1966) für Hamburger Sandkerndeiche mit Kleiabdeckung und bei PEUKERT et al. (1973) für Ostseedeiche.

Zur Vorausermittlung der  $\Delta h$ -Werte muß eine maßgebende, ungünstige Ganglinie

der Außenwasserstände aufgesucht und idealisiert werden. Für den Fall der Eiderabdämmung sind die entsprechenden Angaben auf Abb. 7 zusammengestellt.

### 5. Druckschläge von Wellen

In Zusammenhang mit Deichen denkt man an sich zuerst immer an den Einfluß der Druckschläge von Wellen, die bei Sturmfluten auf die Außenböschung auflaufen bzw. aufschlagen. Leider ist diese Beanspruchung bisher nicht sehr gut erfaßbar. Es besteht auch der Eindruck, daß – wo Schäden an dichten Asphaltbetonabdeckungen aufgetreten sind – diese vorwiegend durch den in den ersten Abschnitten behandelten Sickerwasserüberdruck verursacht worden sind. Kleiabdeckungen, Pflasterungen und andere durchlässige Abdeckungen sind jedoch häufig durch Druckschläge von Wellen beschädigt worden. Im folgenden soll daher der jetzige Kenntnisstand, auch wenn er unzureichend ist, kurz beschrieben werden:

Nach FÜHRBÖTER (1966) treten die Druckschläge bei Böschungsneigungen zwischen 1 : 3 und 1 : 6 im Bereich zwischen dem Ruhewasserspiegel und dem Wellental auf, und das Wellental erreicht dabei eine Tiefe bis zur halben Wellenhöhe. Die Druckschläge wirken auf einen mehr oder weniger horizontalen Böschungstreifen von nur wenigen Dezimetern Breite. Ihre Wirkungszeit liegt in der Größenordnung von 1/100 Sekunden. Bei Brecherhöhen von 3 m können nach FÜHRBÖTER bei 1 : 3 geneigter Böschung Druckschläge von 90 m Wassersäule und bei 1 : 6 noch solche von 30 m Wassersäule auftreten, jedoch nimmt die Wahrscheinlichkeit, daß ein solcher Druckschlag den Böschungsbelag trifft und nicht durch eine auf der Böschung von der vorangegangenen Welle noch ablaufende Wasserschicht gemildert wird, mit flacher werdender Böschungsneigung stark ab.

In einem niederländischen Bericht (VOORLOPIG RAPPORT, 1961) wird die Druckschlaghöhe  $p_{\max}$  in Abhängigkeit von der Böschungsneigung 1 : n angegeben:

1 : n	H = Wellenhöhe $p_{\max}$	Bemerkungen
1 : 2	3 H	Laborversuche
1 : 3	4 H ... 5 H	Laborversuche
1 : 4	2,5 H ... 3 H	Laborversuche
1 : 5	2 H	Naturmessung

In diesem Bericht wird die Wirkungsbreite des Wellenschlages zu 0,5 m geschätzt. Außerdem werden im Hinblick auf diese Beanspruchungen Bemessungsüberlegungen für Asphaltbetonbeläge auf der Deichkernunterlage, also für ein Zweischichtensystem, wie es vom Straßenbau her bekannt ist, angestellt. Dem Verfasser ist jedoch aus seiner Praxis bekannt, daß hinsichtlich der Voraussetzungen für die Bemessung solcher kontinuierlicher Decken vor allem Erfahrungen über den Elastizitätsmodul des Deichkernmaterials fehlten. Diese Lücke kann mit den üblichen Plattendruckversuchen kaum geschlossen werden, weil der dynamische Effekt nicht simuliert werden kann.

Zur Dimensionierung von Böschungsabdeckungen aus Klei, Pflaster und dergl. könnten Grundbruchuntersuchungen nach DIN 4017 gemacht werden (Abb. 8). Bisher hat sich das jedoch noch nicht eingebürgert, vermutlich weil die Ausgangsdaten hinsichtlich Druckschlaggröße und -fläche noch nicht sicher genug beurteilt werden können. Hier soll jedoch dafür geworben werden, Zug um Zug mit der Verbesserung unserer Kenntnisse über den Druckschlag auch die Böschungsabdeckungen von Deichen gegen solche örtlichen Beanspruchungen nach den Regeln der technischen Mechanik zu bemessen.

Eine ganz wesentliche Wirkung der Druckschläge besteht vermutlich in der wiederholten örtlichen Scherbeanspruchung des Deichkernbodens in kurzen Zeitabständen (Größenordnung 5 bis 10 Sekunden). Diese Beanspruchung kann zum allmählichen Aufbau

Festigkeit $c_u$ des Klei (Mp/m <sup>2</sup> )	$D_{zul}$ (m WS)
2,5	12,9
5	25,8
7,5	38,7
10	51,4

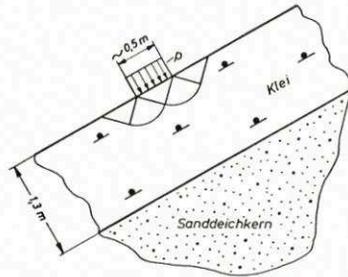


Abb. 8. Grundbruchuntersuchung für eine Böschungsabdeckung aus Klei unter Wellendruckschlag nach DIN 4017, Blatt 1, Vornorm

eines Porenwasserüberdruckes im Boden unter der Böschungsbefestigung führen, sofern dieser wassergesättigt ist. Da die Druckschläge unterhalb des Ruhewasserspiegels auftreten, wird dies häufig zutreffen. Das Porenwasser kann dann unter den sich relativ schnell wiederholenden Druckschlägen nicht so schnell abfließen, wie es zu einer entsprechenden Volumen- bzw. Porenraumverminderung des Bodens erforderlich wäre. Also baut sich unter jedem Wellendruckschlag – wenn der Boden des Deichkernes entsprechend locker und verdichtungsfähig gelagert ist – zusätzlicher Porenwasserdruck  $\Delta u$  auf und summiert sich. Schließlich wird  $\tau_f = (\sigma - \Sigma \Delta u) \cdot \tan \varphi' = 0$ , d. h., der Boden verliert seine Scherfestigkeit und beginnt zu fließen. Man kennt dieses Bild von Deichen, wo in der Wellendruckschlagzone die Böschung absackt und – sofern ein dichter Asphaltbetonbelag vorhanden ist – sich unterhalb dieser Zone eine Ausbauchung bildet (Abb. 9).

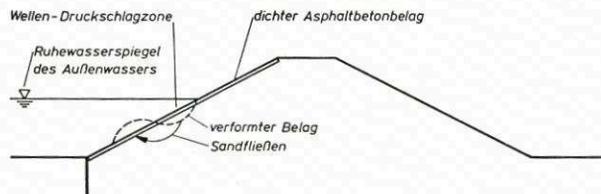


Abb. 9. Verformung der Außenböschung unter Druckschlägen von Wellen durch Sandfließen bei lockerem Deichsandkern. Schematische Darstellung

Untersuchungen über den Mechanismus dieser Porenwasser-Überdruckbildung – auch unter Laborbedingungen – sind in den letzten Jahren zur Aufklärung großer Rutschungen bei Erdbeben besonders in den USA angestellt und veröffentlicht worden. Inwieweit dieser Mechanismus bei Seedeichen wirksam wird, läßt sich bis heute nur vermuten. Einzelheiten über die Entstehung solcher aufsummierten Porenwasserüberdrücke infolge Wellenwirkung auf Seebauwerke finden sich bei BJERRUM (1973, S. 347 bis 353) und bei FRANKE und SCHUPPENER (1976). Eine Verbesserung unserer quantitativen Kenntnisse über diese Fragen könnte nur durch Großversuche erzielt werden. Aus der Kenntnis der qualitativen Zusammenhänge muß gefolgert werden, daß der Verdichtung des Sandkernes

von Deichen große Bedeutung zukommt, denn je weniger verdichtungsfähig der Sand ist, desto geringer ist die Gefahr, daß sich gefährliche Porenwasserüberdrücke ausbilden.

### 6. Hinweise zur konstruktiven Gestaltung von Böschungsabdeckungen

Böschungsabdeckungen von Deichen mit Sandkern, die nicht völlig dicht gegen das Außenwasser an dichten Untergrund angeschlossen werden können, sollten grundsätzlich entweder als offene Abdeckungen, die einwandfrei die Filterbedingungen erfüllen, oder aber als vollkommen dichte Böschungsabdeckungen ausgeführt werden. Zwischenformen, wie sog. halbdurchlässige Abdeckungen, führen zu unberechenbaren Rückstauüberdrücken

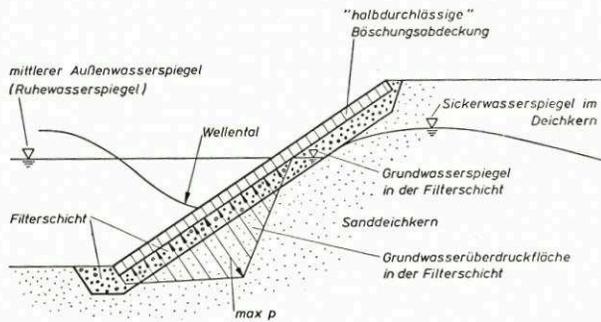


Abb. 10. Grundwasserüberdruck unter einer „halboffenen“ Böschungsabdeckung auf einer Filterschicht, d. h. bei Nichteinhaltung der Filterregeln in der obersten Schicht der Böschungsabdeckung

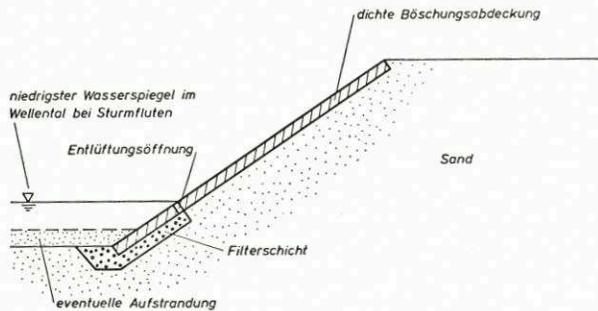


Abb. 11. Filter im Böschungsfußbereich unter einer dichten Böschungsabdeckung

des aus dem Deichkern austretenden Sickerwassers und sind weder hinsichtlich ihrer Abbruchsicherheit noch ihrer Abhebsicherheit beurteilbar; sie bilden somit ein nicht kalkulierbares Risiko. Dem kann auch nicht dadurch abgeholfen werden, daß man unter solchen „halbdurchlässigen“ Böschungsabdeckungen eine Filterschicht mit Anschluß an das freie Außenwasser anordnet (s. Abb. 10). Solche Maßnahmen haben schon öfter zu Mißerfolgen geführt, weil sich in einer solchen Filterschicht, etwa in Höhe des tideveränderlichen mittleren Außenwasserspiegels, ein Grundwasserspiegel einstellt, und zwar ziemlich unabhängig vom Sickerwasserspiegel im feineren Sand des Deichkernes. Dieser Grundwasserspiegel kann wegen der Reibung des Grundwassers am Korngerüst der Filterschicht aber seine

Lage natürlich nicht so schnell verändern, wie sich der Außenwasserspiegel mit der Wellenperiode ändert. Entsteht vor dem Deckwerk ein Wellental, so bleibt der Grundwasserspiegel in der Filterschicht also auf der Höhe des mittleren Außenwasserstandes, und es tritt ein entsprechender Überdruck des Wassers im Filter auf die „halbdurchlässige“ Böschungsabdeckung ein. Da das Gewicht solcher Abdeckungen unter Auftrieb i. allg. kaum größer als  $0,5 \text{ Mp/m}^2$  ist, die Wellentäler vor der Abdeckung aber leicht über 1 m tief reichen und entsprechende Grundwasserüberdrücke von über  $1 \text{ Mp/m}^2$  unter der Abdeckung auslösen, ist es nicht überraschend, wenn Schäden auftreten.

Ein Nachteil der offenen und natürlich auch der „halboffenen“ Böschungsabdeckungen ist nach FÜHRBÖTER (1966) darin zu sehen, daß Wellendruckschläge mit 30 bis 90 m Wassersäule Überdruck (s. Abschn. 5) in Fugen und Poren der Abdeckungen unterhalb des mittleren Außenwasserspiegels (Ruhewasserspiegels), wo die Poren der Abdeckung voll wassergesättigt sind, hineinwirken und deren Einzelteile wie eine hydraulische Presse vor allem seitlich auseinandertreiben. (Bei einer aufwärts gerichteten Bewegung – zum Beispiel eines „halboffenen“, verzahnten Deckwerkes aus Formsteinen – entspannt sich ja der Überdruck sofort, selbst wenn diese Bewegung nur sehr klein ist, weil die Dauer des Überdruckes nur in der 1/100-Sekunden-Größenordnung liegt. Allerdings muß in diesem örtlichen Abhebezustand der Böschungsabdeckung die Stützung in Böschungsebene über Längskraftwirkung intakt bleiben.)

Bei ebenen, dichten Böschungsabdeckungen entfällt die Gefahr solcher in die Böschungsebene umgelenkter Druckschlagwirkungen der Wellen, und es hat – wie schon erwähnt – den Anschein, als ob im Falle von Asphaltbetonabdeckungen auf gut verdichtetem Sanduntergrund, sofern Schäden aufgetreten sind, diese nicht durch Druckschläge, sondern durch Grund- bzw. Sickerwasserüberdrücke verursacht worden sind.

Aus den in Verbindung mit Abb. 10 erläuterten Gründen dürfen auch unter dichten Böschungsabdeckungen keine Filterschichten angeordnet werden, es sei denn lediglich bis zu der Höhe, bis zu der bei Sturmflutbeanspruchungen die tiefsten Wellentäler vor der Böschung hinabreichen können (Abb. 11). Solche Filter im Böschungsfußbereich können bei dichten Böschungsabdeckungen die Sickerweglänge mitunter nicht unwesentlich verkürzen und damit die Sickerwasserüberdrücke und die erforderliche Stärke der Abdeckung reduzieren. Bei ihrer Anwendung ist jedoch folgendes zu beachten: Bei Niedrigwasser kann Luft in die Filterstrecke eindringen. Bei steigendem Wasser wird diese Luft unter Druck gesetzt. Bevor die im Filter eingeschlossene Luft in den feineren Sand des Deichkernes entweichen kann, muß der Druck so groß sein, daß die Kapillarität dieses Sandes überwunden wird. Bei Feinsand ist dazu ein Überdruck bis zu einem Meter Wassersäule erforderlich. Es wäre unwirtschaftlich, die Deckwerksstärke für diesen Druck zu dimensionieren, und es ist besser, am oberen Ende des Filters für eine Entlüftungsmöglichkeit zu sorgen. Ein weiteres Problem stellt sich, wenn man berücksichtigen muß, daß am Deckwerksfuß über der am unteren Ende des Filters angeordneten Drainage eine Aufstrandung stattfinden kann. Je nachdem, wie groß man diese Aufstrandung annimmt, wird dann ein Teil des Grundwasserüberdruckes von dem aus dem Filter abfließenden Wasser erst bei der Sickerung durch die Aufstrandung abgebaut. Dieser Druckanteil wirkt dann im Filter als Überdruck auf das Deckwerk. Es ist schwierig anzugeben, ob die mit diesem Vorgang verbundenen Wasserüberdrücke im Filter schon gefährlich werden können oder nicht, weil man das genaue Maß der Aufstrandung i. allg. nicht kennt. In solchen Fällen ist es ratsam, Wasseraustrittsöffnungen in der Böschungsabdeckung über der Filterfläche verteilt anzuordnen.

In diesem Zusammenhang ist eine Bemerkung über Fußspundwände, wie sie z. B. auf den Abbildungen 1 und 2 eingezeichnet worden sind, zu machen. Sie können unumgänglich

sein, wo starke Erosionen vor dem Böschungsfuß befürchtet werden müssen, die mit flexiblen Sinkstück-Konstruktionen nicht mehr gut beherrschbar sind (Daß ihre Stützwirkung bei Asphaltbeton nicht sehr hoch in die Böschung reicht, war schon in Abschnitt 3 besprochen worden.) Die Verlängerung des Sickerweges zwischen Außenwasser und Sickerwasser im Deichkern durch Fußspundwände ist immer als Nachteil zu betrachten, weil die ungünstigsten Sickerwasserüberdrücke ja immer dann entstehen, wenn nach länger dauernden Sturmflut-Hochwasserständen, d. h. bei hohem Sickerwasserspiegel im Deichkern, der Außenwasserspiegel in Verbindung mit einer Windrichtungsänderung besonders schnell fällt. Dann stellt die Spundwand ein zusätzliches Stauedlement dar, das zusätzliche Abdeckungsstärke erfordert. Druckentlastungsöffnungen in der Größe von Entlüftungsöffnungen der Abb. 11 helfen da – wie Modellversuche gezeigt haben – nicht sehr, es sei denn, man legt sehr große filterstabile Flächen an, da die Durchlässigkeitswerte für Luft und Wasser sich wie etwa 80 zu 1 verhalten.

Im übrigen ist die größte Stützung einer dichten Böschungsabdeckung, d. h. ihre größte Stärke, auch nie am Böschungsfuß erforderlich. Diese ergibt sich wie der größte Sickerwasserüberdruck  $\max p$  immer in einer mittleren Höhenlage zwischen höchstem Sickerwasserspiegel hinter der Abdeckung und tiefstem Außenwasserspiegel, wie aus Abb. 12 hervorgeht.

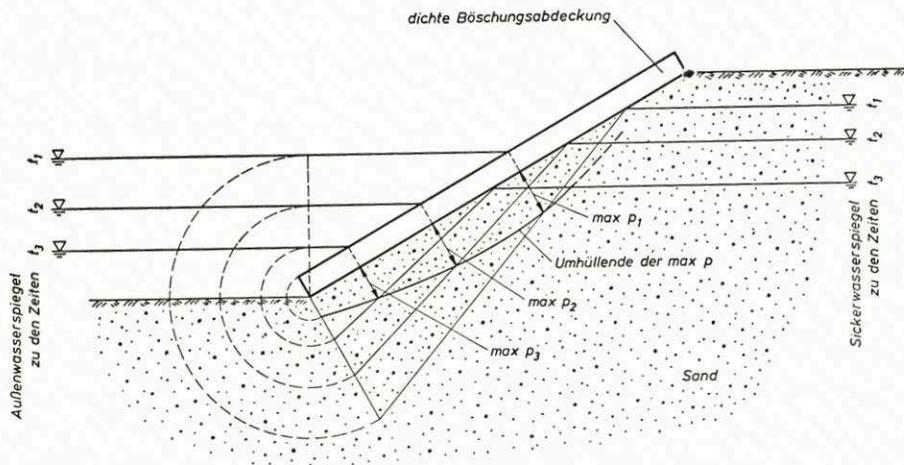


Abb. 12. Ermittlung der maximalen Sickerwasserüberdrücke  $\max p$  nach Größe und Ort für korrespondierende Sicker- und Außenwasserspiegellagen

Zusammenfassend ist festzustellen, daß bei der konstruktiven Gestaltung von Böschungsabdeckungen eine Reihe von konträren Forderungen zu berücksichtigen sind. So wäre die an sich wünschenswerte Lösung bei Deichen auf durchlässigem Untergrund, in die unvermeidlich das Außenwasser einsickert, eine durchlässige Böschungsabdeckung, die das bei fallendem Außenwasser aus dem Deichkern wieder austretende Sickerwasser rückstaufrei abführt. Andererseits sollte eine Böschungsabdeckung jedoch keine Poren oder Fugen besitzen, in denen Wellendruckschläge von 30 bis 90 m Wassersäule die Teile der Abdeckung auseinandersprenge können. Wendet man daraufhin dichte Böschungsabdeckungen an, so werden diese bei schnell fallendem Außenwasserspiegel durch den Überdruck vorher in den Deichkern eingesickerten Wassers auf Abheben beansprucht und der Gefahr des Abrutschens auf der Deichkernböschung ausgesetzt. Man muß deshalb von Fall zu Fall unter Berücksichtigung der örtlichen und wirtschaftlichen Bedingungen die geeignetste Lösung

suchen, bei der Vor- und Nachteile in ein annehmbares Verhältnis gebracht werden können. In diesem Sinne wird zum Beispiel im VOORLOPIG RAPPORT (1961) empfohlen, dichte Böschungsabdeckungen nur oberhalb von Mitteltidehochwasser, unterhalb dagegen durchlässige Deckwerke anzuordnen.

## 7. Schriftenverzeichnis

- ARBEITSKREIS 14 DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR ERD- UND GRUNDBAU (1975): Empfehlungen für die Anwendung von Kunststoffen im Erd- und Wasserbau, 2. Filter. Bautechnik, Heft 12, S. 397.
- BISCHOFF VAN HEEMSKERK (1963): Wasserspannungen unter Asphaltdeckwerken von Deichen. Wasser u. Boden, S. 183.
- BJERRUM (1973): Geotechnical problems involved in foundations of structures in the North Sea. Geotechnique, S. 319.
- CISTIN (1967): Zum Problem mechanischer Deformationen nicht-bindiger Lockergesteine durch Sickerwasserströmung in Erdämmen. Wasserwirtschaft und Wassertechnik, H. 2.
- DAVIDENKOFF (1973): Anwendung von Bodenfiltern im Wasserbau. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Nr. 35.
- EHLERS (1973): Berechnung instationärer Grund- und Sickerwasserströmungen mit freier Oberfläche nach der Methode finiter Elemente. Wasserwirtschaft, H. 2.
- ERB (1965): Die Sickerströmung in Erdstaudämmen geringer Höhe. Mitteilungen aus dem Institut für Wasserwirtschaft und Landwirtschaftlichen Wasserbau der TH Hannover, Heft 7.
- ERCHINGER (1970): Küstenschutz durch Vorlandgewinnung, Deichbau und Deicherhaltung in Ostfriesland. Die Küste, H. 19, 1970.
- FRANKE (1972): Grundsätze für die Bemessung von dichten Deckwerken und Dichtungen auf Böschungen gegen Grundwasserüberdrücke. Bauingenieur, H. 1.
- FRANKE u. SCHUPPENER (1976): Besonderheiten beim Gründungsgutachten für ein flachgegründetes off-shore-Bauwerk. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Nr. 41.
- FÜHRBÖTER (1966): Der Druckschlag durch Brecher auf Deichböschungen. Mitteilungen des Franzius-Instituts für Grund- und Wasserbau der TH Hannover, H. 28.
- ISTOMINA (1956): Untersuchung der Erosion entlang der Trennfläche zwischen Sand- und Kiesboden (russisch). Sammelband VODGEO, Fragen der Durchsickerung von Wasserbauten, Nr. 2, Moskau.
- KLEMP (1966): Wasserstandsbeobachtung in Deichen. Wasser und Boden, H. 11.
- LIST (1973): Untersuchung von instationär belasteten Kunststoff-Filtern für den Wasserbau. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Nr. 35.
- MAROTZ (1964): Beitrag zur Frage der Standfestigkeit von dichten Asphaltbelägen im Großwasserbau. Mitteilungen des Instituts für Wasserwirtschaft, Grundbau und Wasserbau der TH Stuttgart, H. 2.
- NAUJOKS (1963): Vorschläge für die Verdichtung von Klei. Wasser und Boden, H. 7, 1963.
- PEUKERT, QUAST u. WEISE (1973): Ergebnisse von Untersuchungen der nichtstationären Filterströmung in und unter Seedeichen. Wasserwirtschaft und Wassertechnik, H. 4.
- RAGUTZKI (1971): Einige Versuchsergebnisse über Filtereigenschaften von Kunststoffgeweben und deren Verwendung im Lahnungsbau. Jahresbericht 1969, Band XXI, der Forschungsstelle für Insel- und Küstenschutz, Norderney.
- RAGUTZKI (1974): Beitrag zur Ermittlung der Filterwirksamkeit durchlässiger Kunststoffe. Jahresbericht 1973, Band XXV, der Forschungsstelle für Insel- und Küstenschutz, Norderney.
- SAG „Analogietechnik im Küstenschutz“ (1970): Innenprobleme bei dichten Böschungsbefestigungen scharliegender Hochwasserschutzanlagen an der Ostseeküste. Wasserwirtschaft und Wassertechnik, H. 5.
- VOORLOPIG RAPPORT (1961): Rijkswaterstaat, Direction Waterhuishouding en Waterbeweging. Arbeidsgruppe „Geschlossene Abdeckungen von Deichböschungen“. Hrsgb. v. d. DGEG e. V., Essen.