

Dammscharten in Lockerbauweise - Deckwerke aus Steinsatz auf steil geneigten Böschungen

Kurzfassung

Die Anwendung von Dammscharten in Lockerbauweise ist bisher auf flache Böschungsneigungen mit $\cot \alpha > 4$ beschränkt. Anhand von Modellversuchen an einem überströmbaren Damm wurden kritische Abflüsse für steil geneigte Deckwerke ermittelt und insbesondere die Einzelsteinstabilität von Steinsatz auf steilen Böschungen untersucht. Mit den Versuchsergebnissen war die Entwicklung einer Bemessungsgleichung für überströmbare Deckwerke aus gesetzten Bruchsteinen mit Neigungen $\cot \alpha < 4$ möglich.

1 Einleitung

Dammscharten können bei kleineren Stauanlagen, Vorsperren und Regenrückhaltebecken eine kostengünstige und landschaftsverträgliche Alternative zu massiven Entlastungsbauwerken aus Beton darstellen. Deckwerke aus gesetzten Bruchsteinen sind hier aufgrund der einfachen Herstellung sowie durch die Anpassungsfähigkeit an die Setzungen des Untergrundes als Erosionsschutz im Überflutungsbereich vorteilhaft. Sie erfordern nur einen geringen Eingriff in den Dammquerschnitt und eignen sich deshalb auch für einen nachträglichen Einbau an bestehenden Stauanlagen zur Erweiterung der Entlastungskapazität.

Der gegenwärtige Kenntnisstand zu überströmbaren Deckwerken aus Bruchsteinen ist in dem 1997 veröffentlichten Leitfaden "Dammscharten in Lockerbauweise bei Hochwasserrückhaltebecken" der Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg (LfU) zusammengefaßt. Neben Überlegungen zur Planung und Sicherheit von Dammscharten werden hier Verfahren zur hydraulischen und geotechnischen Bemessung des Deckwerks vorgestellt und Hinweise für die konstruktive Ausbildung gegeben.

Die Anwendung der Lockerbauweise beschränkt sich auf Erdschüttdämme. Für Steinschüttdämme werden undurchlässige Deckwerke (z.B. Steinsatz in Beton) oder aber konventionelle Entlastungsanlagen gefordert [3]. Für die Sohlneigung der Dammscharte und die zulässige hydraulische Belastung gelten folgende Grenzen (Tabelle 1):

Anwendungsgrenzen	
Steinsatz	$\cot \alpha > 6 \text{ (4)}$
Steinschüttung	$\cot \alpha > 8$
max. spez. Bemessungsabfluß bei gerader Linienführung und Verwendung unregelmäßiger Bruchsteine	$q \leq 1,0 \text{ m}^3/\text{sm}$

Tabelle 1: Anwendungsgrenzen für Dammscharten mit Deckwerk aus Steinsatz oder Steinschüttung nach [3]

Insbesondere die sehr flachen Neigungen schränken die Anwendbarkeit dieser Bauweise bei bestehenden Dämmen mit zumeist deutlich steileren Böschungen ($\cot \alpha < 4$) ein. Sie sind darüber hinaus unwirtschaftlich, da sie zu größeren Dammkubaturen und Deckwerkflächen führen.

Im Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik laufen gegenwärtig Untersuchungen zur überströmbaren Ausbildung von Deckwerken aus Steinsatz, die die Entwicklung eines Bemessungskonzepts für Dammscharten mit steilen Sohlneigungen von $\cot \alpha < 4$ zum Ziel haben.

2 Bemessung überströmbarer Deckwerke auf steilen Dammböschungen

Die Unterschiede zu Überflutungsstrecken mit niedrigen Gefällen bestehen hauptsächlich in der Lastabtragung des Deckwerks und in der Gefährdung der Böschungsstandsicherheit infolge der Sickerwasserströmung.

Durch die Überschreitung der über die Sohlreibung aufnehmbaren Schubkräfte aus Überströmung und Gewichtskraft resultiert eine Längskraft im Deckwerk, die durch ein Stützbauwerk am Dammfuß, ggf. auch durch Querriegel auf der Böschung aufgenommen werden muß. Die Längskraftabtragung bewirkt Zwängungskräfte in den Kontaktstellen der Deckwerksteine, die die Verringerung der böschungsnormalen Gewichtskraftkomponente der Steine möglicherweise kompensieren und damit die Erosionssicherheit des Deckwerks erhöhen können. (Unter Erosion wird hier der Verlust der Lagestabilität und das anschließende Herausreißen von Steinen aus dem Deckwerkverband verstanden.)

Die vorhandenen Bemessungsgleichungen für die erosionssichere Ausbildung überströmbarer Deckwerke sind für Böschungsneigungen $\cot \alpha > 4$ entwickelt worden. Da bei niedrigen Gefällen keine oder nur eine geringe Längsspannung im Deckwerk entsteht, wird der Einfluß der resultierenden Zwängungskräfte hier nicht erfaßt. Darüber hinaus ist die Anwendbarkeit der diesen Gleichungen

zugrundeliegenden Abflußformeln nicht gesichert. Die überwiegend verwendete Fließformel nach Gauckler/Manning/Strickler ist bei den vorliegenden Rauherinnerverhältnissen und der Selbstbelüftung des Abflusses nur eingeschränkt gültig. Das Fließgesetz von Scheuerlein erfaßt zwar die Abflußbelüftung, gilt aber nur für den schießenden Normalabfluß des Wasser-Luft-Gemisches. Es ist zu prüfen, ob diese Abflußverhältnisse für die Erosionssicherheit maßgebend sind.

2.1 Ermittlung und Vergleich kritischer Abflüsse

Im Hubert-Engels-Labor des Instituts wurden die kritischen spezifischen Abflüsse an einem überströmten Damm experimentell ermittelt. In den Versuchen konnte festgestellt werden, daß der Bruch des Steinsatzes nicht zwangsläufig mit dem Verlust des ersten Steins eintritt, sondern anschließend noch deutliche Abflußsteigerungen möglich sind. Als Versagenszustand des gesetzten Deckwerks wurde deshalb das schlagartige Zusammenbrechen und der Abtrag des gesamten Deckwerks infolge der Überströmung betrachtet.

Das Diagramm in Bild 1 zeigt die Ergebnisse der eigenen sowie der Versuche anderer Autoren und gibt zum Vergleich berechnete Bemessungskurven an. Die spezifischen Abflüsse beim Bruch des Deckwerks sind in dimensionsloser Form als steinbezogene Froudezahl angegeben:

$$Fr_s = q / \sqrt{g \cdot d_s^3} \quad (1)$$

d_s ... äquivalenter Steindurchmesser, $d_s = \sqrt[3]{(m_s \cdot 6) / \rho_s \cdot \pi}$

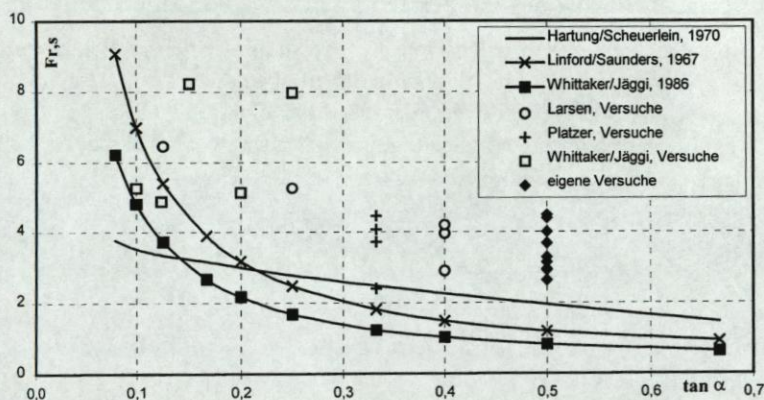


Bild 1: Steinbezogene Froudezahlen beim Bruch eines Deckwerks aus Steinsatz (Bemessungskurven und Versuchsergebnisse ($\rho_s = 2.650 \text{ kg/m}^3$))

Der Vergleich zeigt, daß die Versuchsergebnisse z.T. erheblich über den berechneten Froudezahlen liegen. Im Gegensatz zum Steinwurf, wo auch bei steilen Neigungen eine recht gute Übereinstimmung von Versuchsergebnissen und Rechenwerten beobachtet wurde, können für den Steinsatz mit den vorhandenen Bemessungsgleichungen keine zufriedenstellenden Ergebnisse erzielt werden.

Es ist zu vermuten, daß die in diesen Formeln nicht erfaßten Zwängungskräfte zu der größeren Stabilität eines gesetzten Deckwerks gegenüber Erosion deutlich beitragen. Mit den nachfolgend dokumentierten Untersuchungen sollten diese Kraftwirkungen quantifiziert und in einer Bemessungsgleichung für den Steinsatz berücksichtigt werden.

2.2 Bemessung überströmbarer Deckwerke auf steilen Dammböschungen

Die Beurteilung der Erosionssicherheit erfolgt unter Berücksichtigung eines Verlustansatzes. Die Größe des zulässigen Steinverlustes wurde in Versuchen an einem überströmbar Dam zu $V_{zul} \approx 0,5 \%$ ermittelt. Anhaltspunkt hierfür war die Anzahl der vor dem Bruch (bei Abflüssen $q < q_{cr}$) gelösten Steine, bezogen auf die Anzahl der Deckwerksteine auf der überströmten Dammböschung:

$$V_{zul} = \frac{\text{Anzahl der vor dem Bruch gelösten Steine}}{\text{Anzahl der Steine im Deckwerk}} \quad [\%] \quad (2)$$

2.2.1 Lagestabilität des Einzelsteins - Kraftwirkungen

Über einen statischen Kräfteansatz am Einzelstein wird eine Bestimmungsgleichung für die kritische Fließgeschwindigkeit abgeleitet. Die Darstellung der wirkenden Kräfte und die angenommene Drehbewegung um den Abstützpunkt P am Nachbarstein stimmt weitgehend mit dem Ansatz von Hassinger [2] überein, wurde jedoch um die Reibungskraft infolge Zwängung F_{RZ} erweitert (Bild 2).

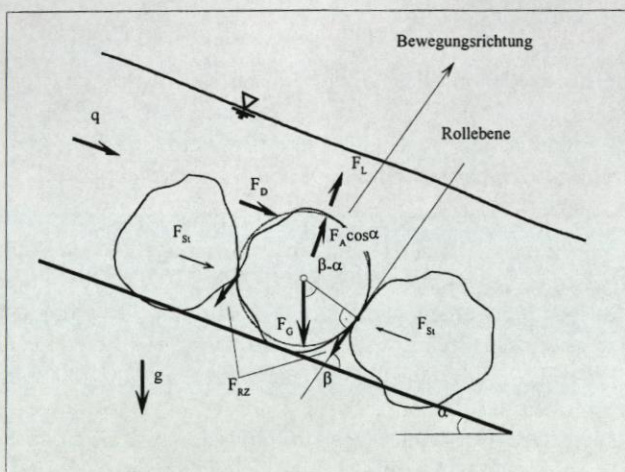


Bild 2: Skizze zu den Kraftwirkungen am Einzelstein

In Bild 2 bedeuten:

Gewichtskraft $F_G = \rho_s \cdot g \cdot \frac{\pi}{6} \cdot d_s^3$ (4) $\rho_s \dots$ Dichte des Bruchsteinmaterials

Auftriebskraft $F_A = \rho_w \cdot g \cdot \frac{\pi}{6} \cdot d_s^3$ (5) $\rho_w \dots$ Dichte des Wassers

Schubkraft $F_D = c_D \cdot \frac{\rho_w}{2} \cdot A_D \cdot v^2$ (6) mit $c_D = 0,5$ und $A_D \approx 0,33 \cdot \frac{\pi}{4} d_s^2$

Liftkraft $F_L = c_L \cdot \frac{\rho_w}{2} \cdot A_L \cdot v^2$, (7) $F_L \approx 0,6 \cdot F_D$

Stützkkräfte Stützkkräfte F_{St} entstehen durch die Längskraftabtragung in Böschungsfalldirection. In der Stabilitätsuntersuchung werden nicht die Stützkkräfte F_{St} , sondern die daraus resultierenden Reibungskräfte F_{RZ} angesetzt.

Reibungskraft $F_{RZ} = \mu \cdot F_{St}$ (8)

Für die Berechnung der Stützkraft kann folgende Beziehung formuliert werden:

$$F_{St} = f_1 \cdot f_2 \cdot (F'_G \cdot \sin \alpha + F_D - F'_G \cdot \cos \alpha \cdot \tan \delta) \quad (9)$$

(mit $\delta \dots$ Sohlreibungswinkel).

Die in der Sohlfläche des Deckwerks aktivierbaren Reibungskräfte sind infolge der hydrodynamischen Kraftwirkungen geringer als bei statischer Beanspruchung des Steins. Der Reibungsbeiwert ist deshalb nicht wie bei statischer Belastung üblich mit dem wirksamen Reibungswinkel φ' zwischen Deckwerk und Unterlage zu berechnen - der Reibungsbeiwert $\tan \delta$ ist hier geringer als $\tan \varphi'$. Die Abminderung gegenüber $\tan \varphi'$ kann ausgedrückt werden als

$$\tan \delta = c_{\delta} \cdot \tan \varphi' \quad \text{mit } 0 \leq c_{\delta} < 1,0 \quad (10)$$

In Gleichung (9) werden mit der Funktion f_1 die Kraftwirkungen aus dem oberhalb des betrachteten Steins befindlichen Deckwerk berücksichtigt, wobei f_1 im wesentlichen Funktion der Böschungslänge ist. Weitere Einflüsse wie z.B. die Lagerungsbedingungen sind in einer Funktion f_2 zusammengefaßt.

Die Reibungskraft F_{RZ} wirkt infolge Längskraftabtragung und mechanischer Verklammerung in den Kontaktstellen der Deckwerksteine. Sie wird durch die Strömungsbelastung der Einzelsteine aktiviert und ist der Resultierenden aus dieser Beanspruchung entgegengerichtet. Da aufgrund der ungleichmäßigen Form und Lagerung der Steine weder der Reibungsbeiwert μ noch die Stützkraft F_{St} theoretisch exakt zu bestimmen sind, werden die Größe und die funktionale Abhängigkeit der Reibungskraft F_{RZ} durch Zugversuche ermittelt. Diese werden an einem Deckwerk ohne Überströmung durchgeführt (Abschn. 2.2.2). Hier entfallen die Strömungskräfte F_D , die Gewichtskräfte wirken ohne Auftrieb. Für diese Bedingungen wurde aus der Gleichung (9) folgende Beziehung abgeleitet:

$$F_{St} = f_1 \cdot f_2 \cdot F_G \cdot \sin \alpha \quad (11)$$

Gleichung (11) gilt unter der Voraussetzung, daß am Versuchsstand die Reibungskräfte in der Sohle des Deckwerks durch eine Vorbelastung und Kräfteumlagerung auf die Fußstützung stark vermindert werden ($\delta \approx 0$).

2.2.2 Abstützwinkel in Deckwerken aus Steinsatz

Für die Untersuchung des Momentengleichgewichts am Einzelstein muß weiterhin die Größe des Abstützwinkels β bekannt sein. Er entspricht dem Grenzneigungswinkel α_{gr} einer Böschung, bei dem für einen Deckwerkstein ohne Strömungsbelastung der Gleichgewichtszustand erreicht wird. In diesem Fall verläuft die Gewichtskraft durch den Abstütz- bzw. Drehpunkt P, dessen Lage durch den Abstützwinkel β zur böschungsnormalen Komponente des Steingewichts festgelegt ist (Bild 3). Die Tangente durch P beschreibt die Richtung der Steinbewegung beim Beginn der Erosion.

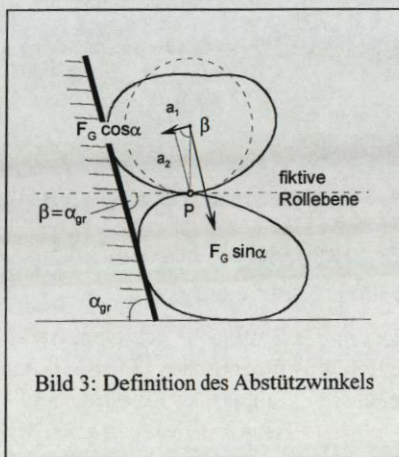


Bild 3: Definition des Abstützwinkels

Ulrich [5] ermittelte den Abstützwinkel für die Steine in der oberen Schicht eines zweilagigen Deckwerks in Kippversuchen zu $\alpha_{gr} = \beta \approx 75^\circ$. Bei diesem Wert waren bereits ca. 50% der Steine aus dem Deckwerk gelöst. Für den einlagigen Steinsatz mußte der Abstützwinkel erneut bestimmt werden, da sich hier die Lagerung und der Ungleichförmigkeitsgrad der Steine und damit die Stabilität grundlegend von der eines zweilagigen Deckwerks unterscheiden. Darüber hinaus führt die Verwendung eines Wertes mit einer Unterschreitungswahrscheinlichkeit von 50% in einem Stabilitätsansatz zu entsprechend großen Unsicherheiten bei der Bemessung.

Mit einem Verlustansatz von $V_{zul} = 0,5\%$ ergaben die durchgeführten Kippversuche einen Abstützwinkel von $\beta = 75^\circ$ für einen einlagigen Steinsatz [1].

2.2.3 Ermittlung der Reibungskraft F_{RZ}

Zur Quantifizierung der Reibungskraft F_{RZ} wurden Zugversuche in Richtung der fiktiven Rollbewegung durchgeführt (Bild 4). Sie erfolgten bei Neigungen $10 \leq \cot \alpha \leq 0,5$ sowie bei unterschiedlichen Böschungslängen L_{B0} (gemessen von der Dammkrone). Bei diesen Versuchen wird davon ausgegangen, daß die zur Erosion führende Resultierende aus der hydromechanischen Belastung durch eine mechanische Zugkraft an einem nicht überströmten Deckwerk als Analogiemodell ersetzt werden kann [6]. Die Untersuchungen zur Gültigkeit des Analogiemodells sowie die Durchführung und Auswertung dieser und weiterer Versuche hierzu sind in [1] dokumentiert.

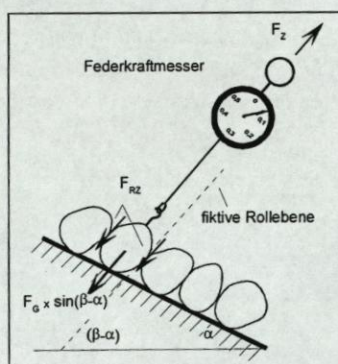


Bild 4: Zugversuche zur Bestimmung der Reibungskraft F_{RZ}

Das Ergebnis eines Zugversuchs ist ein Meßwert für die Zugkraft F_Z , die einen Stein gerade aus dem Deckwerk herauslöst. Für die Auswertung der Versuche wird die Zugkraft F_Z auf die ihr entgegengerichtete Gewichtskraftkomponente

des Probesteins $F_G \cdot \sin(\beta - \alpha)$ bezogen, um mit der weiteren Untersuchung dieser dimensionslosen Größe unabhängig vom verwendeten Steingewicht zu einer Aussage über die Wirkung der Reibungskräfte zu gelangen.

Die Reibungskraft entspricht der Differenz aus der experimentell ermittelten Zugkraft F_Z und der Gewichtskraftkomponente $F_G \cdot \sin \delta$ ($\delta = \beta - \alpha$). Mit Einführung von C_{RZ} erhält man damit

$$\frac{F_{RZ}}{F_G \cdot \sin \delta} = \frac{F_Z}{F_G \cdot \sin \delta} - 1 = C_{RZ} \quad (12)$$

und weiter

$$F_{RZ} = C_{RZ} \cdot F_G \cdot \sin \delta \quad (13)$$

Das Gleichsetzen der Beziehungen (8) und (13) führt mit $\mu \cdot f_2 = f_3$ zu der Gleichung

$$\frac{F_{RZ}}{F_G} = C_{RZ} \cdot \sin \delta = f_1 \cdot f_3 \cdot \sin \alpha \quad (14)$$

zur Bestimmung der Reibungskraft F_{RZ} . Die Werte C_{RZ} wurden in Meßreihen mit je 50 Versuchen ermittelt. Aufgrund der großen Streubreite der Ergebnisse erfolgte eine statistische Auswertung der Versuche und eine Bestimmung von Quantilwerten mit der zulässigen Unterschreitungswahrscheinlichkeit $P_U(C_{RZ})$. Diese entspricht dem zuvor ermittelten zulässigen Steinverlust $V_{zul} = 0,5\%$.

Die Versuchsauswertung ergab bei den verschiedenen Neigungen eine sehr unterschiedliche Häufigkeitsverteilung der Meßwerte (Bild 5) und eine entsprechend große Streuung der berechneten Quantilwerte C_{RZ} . Für die folgenden Untersuchungen wurden deshalb auch die Mindestwerte aus den Versuchen sowie Ergebnisse einer weiteren Regressionsanalyse verwendet.

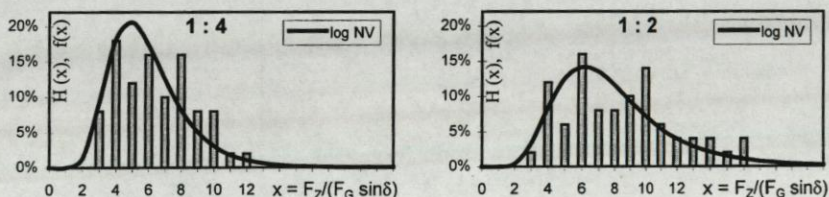


Bild 5: Relative Häufigkeiten der bezogenen Meßwerte und Dichtefunktion der angepassten log-Normalverteilung bei $\cot \alpha = 4$ und $\cot \alpha = 2$

In Bild 6 sind die Werte $C_{RZ} \cdot \sin \delta$ in Abhängigkeit von der Böschungsneigung dargestellt. Die untere Hüllkurve der Meßwerte entspricht der Funktion $\sin \alpha$ und bestätigt die in der Beziehung (14) enthaltene Abhängigkeit vom Böschungswinkel.

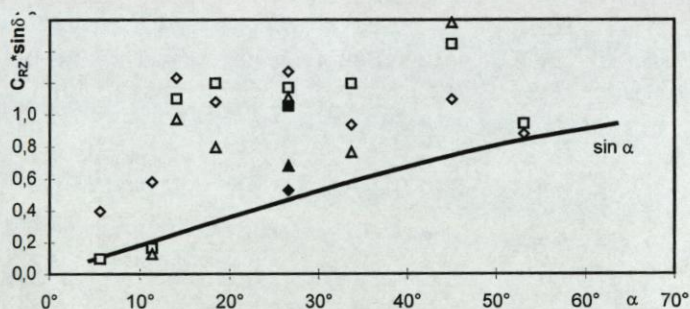


Bild 6: Werte $C_{RZ} \cdot \sin \delta$ in Abhängigkeit vom Böschungswinkel

Entgegen den Erwartungen konnte bei der Untersuchung zum Einfluß der Böschungslänge kein Zusammenhang zwischen der Böschungslänge oberhalb des Steins und den anrechenbaren Reibungskräften am Einzelstein nachgewiesen werden. Es wird darauf hingewiesen, daß diese Feststellung nur für die interessierenden Reibungskräfte mit einer Unterschreitungswahrscheinlichkeit $P_U < 0,5\%$ gilt. Die Mittelwerte aus den Versuchen hingegen weisen den vermuteten Trend $F_{RZ} \sim L_{B0}$ auf, sie sind jedoch nicht maßgebend für die Erosions-sicherheit.

Aufgrund der fehlenden (bzw. nicht nachweisbaren) Abhängigkeit $F_{RZ} = f_1(L_{B0})$ ist diese Funktion $f_1 = 1$. Die Funktion f_3 in der Gleichung (14) wurde in der weiteren Auswertung der Versuchsergebnisse zu einer Konstanten $K = 0,91$ ermittelt, so daß die Gleichung zur Berechnung der Reibungskraft F_{RZ} folgendermaßen lautet:

$$F_{RZ} = 0,91 \cdot F_G \cdot \sin \alpha \quad (15)$$

Diese Beziehung gilt für Böschungsneigungen $\cot \alpha \geq 1$ und deckt damit den interessierenden Gefällebereich ab. Bei steileren Böschungswinkeln können die theoretisch möglichen Kräfte F_{RZ} vom Deckwerk nicht mehr aufgenommen werden. Der Bruch tritt dann durch Abheben des Deckwerks von der Unterlage oder durch Kippen um den Fußpunkt ein.

2.2.4 Stabilitätsansatz

Es wird davon ausgegangen, daß durch die Zwängungskräfte in steilen überströmten Deckwerken keine Steinbewegungen wie Rütteln und wiederholtes Anheben und Zurückfallen auftreten. Trägheitsreaktionen aufgrund von Steinbewegungen werden somit nicht berücksichtigt. Die Gleichgewichtsbetrachtung erfolgt für den Ruhezustand des Einzelsteins.

In Bild 7 sind die in die Stabilitätsbetrachtung eingehenden Kräfte dargestellt. Für die Hebelarme gelten näherungsweise folgende Beziehungen [2]:

$$a_G = d_S / 2 \cdot \sin(\beta - \alpha) \quad (16)$$

$$a_D = d_S / 2 \cdot (\cos \beta + c_a) \quad (17)$$

$$a_A = a_L = d_S / 2 \cdot \sin \beta \quad (18)$$

$$a_{ZR} = d_S / 2 \quad (19)$$

Die Strömungskraft F_D greift in einem Abstand $c_a \cdot d_S / 2$ vom Schwerpunkt des Steins an. Der Faktor c_a in der Gl. (17) variiert in Abhängigkeit von der Steinform und den Anströmbedingungen sehr stark und wurde von Hassinger (1991) für längliche Steine mit $l_S/d_S \approx 1,6$ zu $c_a = 0,75$ abgeschätzt. Die Resultierende der Reibungskraft F_{RZ} wird im Schwerpunkt des Steins angesetzt.

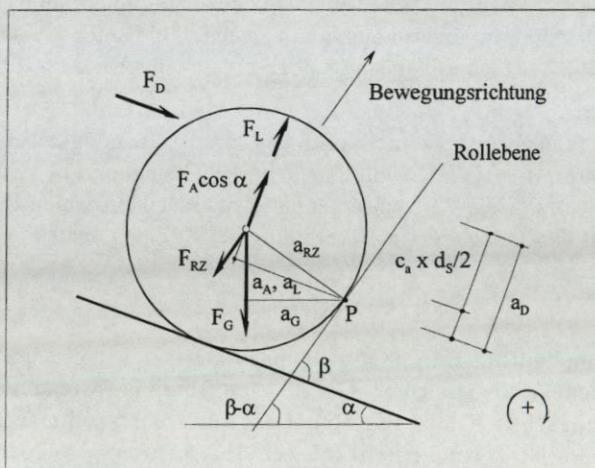


Bild 7: Stabilitätsansatz - Kräfte und Abstände

Damit läßt sich folgende Gleichgewichtsbedingung aufstellen:

$$F_G \cdot a_G + F_{RZ} \cdot a_{RZ} = F_A \cos \alpha \cdot a_A + F_D \cdot a_D + F_L \cdot a_L \quad (20)$$

Nach Einsetzen der Ausdrücke für Kräfte und Abstände und anschließendem Umformen erhält man die Gleichung (21) zur Berechnung der kritischen Fließgeschwindigkeit v_{cr} :

$$v_{cr} = \sqrt{\frac{2}{3} \cdot \frac{\Delta \rho}{\rho_w} \cdot 2g \cdot d_s \cdot \cos \alpha} \cdot \left[\frac{\tan \beta + \frac{\rho_s}{\Delta \rho} \left(\frac{K \cdot \tan \alpha}{\cos \beta} - \tan \alpha \right)}{c_D \cdot c_{AD} \cdot \left(\frac{F_L}{F_D} \cdot \tan \beta + \frac{c_a}{\cos \beta} + 1 \right)} \right]^{0,5} \quad (21)$$

Mit den getroffenen Annahmen für die verschiedenen Beiwerte c kann Gl. (21) weiter vereinfacht werden zu

$$v_{cr} = \sqrt{\frac{2}{3} \frac{\Delta \rho}{\rho_w} \cdot 2g \cdot d_s \cdot \cos \alpha \cdot \left(3,68 + 2,5 \frac{\rho_s}{\Delta \rho} \cdot \tan \alpha \right)} \quad (22)$$

2.2.5 Bemessungsgleichung

Der Bruch eines überströmten Steinsatzes beginnt kurz oberhalb des kritischen Punktes für die Selbstbelüftung in der Zone des luftfreien, beschleunigten Abflusses. In diesem Bereich ist Anwendung der Fließformel von Gauckler/Manning /Strickler (GMS)

$$Q = A \cdot k_{St} \cdot r_{hy}^{2/3} \cdot I_E^{1/2} \quad (23)$$

mit dem Ansatz von Strickler für den Reibungsbeiwert k_{St}

$$k_{St} = \frac{a}{k^{1/6}} \quad (24)$$

für die Berechnung der Fließgrößen möglich. Unter der Annahme, daß ein repräsentativer Korndurchmesser als maßgebendes Rauheitselement angesehen werden kann, wird die hydraulische Rauheit k durch die Steingröße d_s ersetzt. Der Koeffizient a in diesem Reibungsansatz wird für Rauhgerinnebedingungen nach Olivier [4] zu $a = 19$ angenommen. Das Fließgesetz von Scheuerlein ist aufgrund der erforderlichen iterativen Berechnung weniger praktikabel und hier wegen der fehlenden Abflußbelüftung im interessierenden Bereich nicht geeignet.

Setzt man anstelle der Fließgeschwindigkeit am Ende der Zone mit beschleunigtem Abfluß die Geschwindigkeit des unbelüfteten Normalabflusses als maßgebend für die Erosionssicherheit an, dann läßt sich durch die Kombination der Gleichung (22) mit der GMS-Formel folgende Bemessungsgleichung für ein überströmbares Deckwerk ableiten:

$$\max Fr_s = \left(0,564 \cdot \frac{\Delta \rho}{\rho_w} \cdot \tan^{-0,6} + 0,384 \cdot \frac{\rho_s}{\rho_w} \cdot \tan^{0,4} \right)^{1,25} \cdot \sqrt{\cos \alpha} \quad (25)$$

In Bild 8 ist die mit dieser Formel berechnete Bemessungskurve eingetragen. Sie weist nicht nur - wie angestrebt - im Bereich steiler Neigungen, sondern auch bei flachen Gefällen eine gute Übereinstimmung mit den vorliegenden Versuchsergebnissen auf und ist damit über einen weiten Bereich anwendbar.

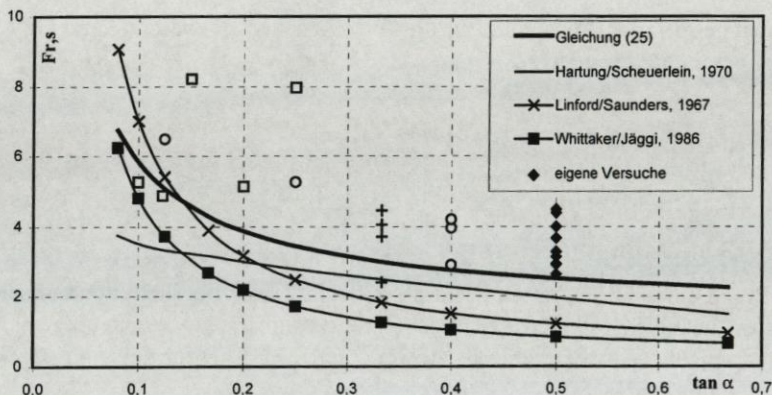


Bild 8: Vergleich berechneter und gemessener Werte $\max Fr_s$ ($\rho_s = 2.650 \text{ kg/m}^3$)

2.3 Standsicherheit überströmter Böschungen

Die überströmbare Ausbildung eines Dammes erfordert konstruktive Maßnahmen, die eine standsicherheitsgefährdende Durchströmung der luftseitigen Böschung sicher ausschließen. Da sich eine Überströmung in Abhängigkeit von den Erdstoffeigenschaften unterschiedlich auf die Böschungsstandsicherheit auswirkt, ist bei der konstruktiven Gestaltung des Überflutungsbereiches und der Böschungen zwischen kohäsiven und kohäsionslosen Dammbaustoffen zu unterscheiden.

2.3.1 Böschungen aus nichtbindigem Erdstoff

Es ist davon auszugehen, daß eine homogene Böschung aus nichtbindigem, relativ durchlässigem Schüttmaterial bei einer Überflutung schon nach kurzer Zeit vollständig durchströmt wird. Für die standsichere Ausbildung dieser Böschung bestehen folgende Möglichkeiten:

1. Aufbringen eines Auflastfilters
2. Böschungsentwässerung durch Dränagen
3. Abdichtung an der Oberfläche
4. Kombination 1.-3.

Diese Varianten sind als Maßnahmen zur Sicherung wasserseitiger Böschungen für den Lastfall der schnellen Stauspiegelsenkung bekannt und grundsätzlich auch für die überströmbare Ausbildung der luftseitigen Böschung geeignet.

Das auf Dammkrone und Böschung aufgebrachte Deckwerk ist in den meisten Fällen wesentlich durchlässiger als das Stützkörpermaterial und wirkt als Auflastfilter (Möglichkeit 1). Die örtliche Standsicherheit der belasteten Böschung nimmt hier mit zunehmender Tiefe der Gleitebene ab, so daß die Stabilität der Böschung auf tiefer liegenden Gleitflächen zu untersuchen ist. Als alleinige Maßnahme zur Böschungssicherung wird das Deckwerk als Auflast in der Regel nicht ausreichen, es trägt jedoch zur Stabilisierung der Böschung bei.

Mit der Böschungsentwässerung durch Sohldränagen (Möglichkeit 2) wird eine für die Standsicherheit ungefährliche vertikale Durchsickerung der Böschung angestrebt. Mit der Kombination von Deckwerk und Sohldränage ist eine stand-sichere Ausbildung überflutbarer Böschungen bei stationärer Durchströmung nur dann möglich, wenn ein gegenüber dem Böschungsmaterial wesentlich durchlässigerer Filter eingebaut werden kann. Bei sehr durchlässigen Damm-baustoffen (Steinschüttdämmen) ist diese Variante damit nicht anwendbar. Darüber hinaus bestehen bei räumlichen Sickerströmungen, turbulenter Durchströmung der grobdurchlässiger Filtererdstoffe und aufgrund von Inhomogenitäten der eingebauten Erdstoffe Unsicherheiten über die volle Wirksamkeit der Entwässerungseinrichtung. Nachteilig ist der relativ hohe Bauaufwand für den Einbau starker, u.U. mehrlagiger Filterschichten. Für den nachträglichen Einbau einer Dammscharte an bestehenden Dämmen scheidet diese Variante aufgrund des erheblichen Eingriffs in den Dammquerschnitt aus.

Sand-, Kiessand- und Steinschüttdämme werden aufgrund der hohen Durchlässigkeit der Dammbaustoffe mit einer außen- oder innenliegenden Dichtung ausgebildet. Die Oberflächenabdichtung der Überflutungsstrecke verläuft auf Dammkrone und Böschung unterhalb des überströmbaren Deckwerks und ist an das Dichtungselement des Staudammes anzuschließen. Um die Entstehung von Auftriebskräften und ein Aufbrechen des gedichteten Überlaufbereichs zu verhindern, ist anfallendes Sickerwasser am Böschungsfuß zu fassen und an das Unterwasser abzuleiten. Die Abdichtung ist stets mit einer Dammfußentwässerung zu kombinieren.

Bei dieser Variante sind die infolge Überströmung resultierenden Kraftwirkungen auf die Böschung am geringsten. Sickerströmung und Böschungsstabilität unterscheiden sich nur unwesentlich vom Ausgangszustand ohne Überflutung. Da der nachträgliche Einbau einer Dammscharte mit Oberflächenabdichtung einen vergleichsweise geringen Eingriff in einen bestehenden Dammquerschnitt erfordert, eignet sich diese Lösung auch für die Kapazitätserweiterung vorhandener Entlastungsanlagen. Als Dichtung ist neben dem Einbau bindiger Erdstoffe der Einsatz von faserarmierten mineralischen Dichtungsmatten (bentonitgefülltes Geotextil) denkbar, die z.B. als Deponieoberflächenabdichtung Verwendung finden. Für die Anwendung bei überströmbaren Dämmen sind jedoch noch Untersuchungen zur Eignung unter diesen Bedingungen erforderlich.

Aufgrund des niedrigeren Bauaufwandes und hinsichtlich der Böschungsstandsicherheit ist die Oberflächenabdichtung - kombiniert mit einer Dammfußentwässerung - gegenüber den anderen Varianten für die überströmbare Ausbildung einer Böschung zu bevorzugen.

2.3.2 Böschungen aus bindigem Erdstoff

Für die Gestaltung der Böschung ist die zeitabhängige Entwicklung der Sickerströmung während der Überflutungsdauer zu untersuchen. Die bestimmenden Einflußgrößen sind die Durchlässigkeit des Erdstoffs und die Dauer der Hochwasserwelle. Anhand einer instationären Strömungsberechnung ist einzuschätzen, ob sich während der Überströmung standsicherheitsgefährdende Strömungsverhältnisse im Dammquerschnitt ausbilden.

Je nach Damm und der Dauer der Überströmung können vom Ausgangszustand mit stationärer Sickerströmung über Zwischenstufen bis zur vollständigen Durchströmung der Böschung verschiedene Strömungssituationen maßgebend für die Bemessung und konstruktive Ausbildung der Böschung werden. Wenn im Ergebnis der instationären Strömungsberechnung eine Verringerung der Standsicherheit durch eine wesentliche Veränderung der Sickerströmung ausgeschlossen werden kann, ergeben sich für den Böschungsaufbau keine grundlegenden Änderungen gegenüber dem Ausgangszustand ohne Überströmung. Andernfalls ist abzuwägen, welche der im vorangegangenen Abschnitt aufgeführten Maßnahmen zur Gewährleistung der Böschungsstandsicherheit auszuführen sind.

3 Zusammenfassung

Bei der Überströmung von steil geneigten Deckwerken aus gesetzten Steinen entstehen infolge der Längskraftabtragung stabilisierende Zwängungskräfte. Die aus der Zwängung resultierenden Reibungskräfte wurden durch Zugversuche quantifiziert und in der Stabilitätsbetrachtung des Einzelsteins angesetzt. Durch die Kombination der aus dem Momentengleichgewicht abgeleiteten Beziehung zur Bestimmung der kritischen Fließgeschwindigkeit mit der Fließformel nach Gauckler/Manning/Strickler konnte eine Gleichung zur Bemessung überströmbarer Deckwerke aus Steinsatz abgeleitet werden. Die Übereinstimmung berechneter und experimentell ermittelter kritischer Abflüsse bestätigt die Anwendbarkeit der Bemessungsgleichung über einen weiten Gefällebereich.

Die überströmbare Ausbildung eines Dammes erfordert konstruktive Maßnahmen, die eine standsicherheitsgefährdende Durchströmung der luftseitigen Böschung sicher ausschließen. Hierfür wurden prinzipielle Lösungsmöglichkeiten angegeben.

4 Literatur

- [1] Dornack, S.: Untersuchungen zur überströmbar Ausbildung von Deckwerken in lockerer Bauweise. Technische Universität Dresden, 1998 (Veröffentlichung in Vorbereitung)
- [2] Hassinger, R.: Beitrag zur Hydraulik und Bemessung von Blocksteinrampen in flexibler Bauweise. Mitteilungen des Instituts für Wasserbau, H. 74, Universität Stuttgart, Stuttgart 1991
- [3] Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg (LfU): Dammscharten in Lockerbauweise bei Hochwasserrückhaltebecken. Handbuch Wasser 2, 1. Aufl., Karlsruhe 1997
- [4] Olivier, H.: Through and Overflow Rockfill Dams - New Design Techniques. Proceedings I.C.E., Vol. 36, Paper No. 7012, 1967
- [5] Ulrich, T.: Stability of Rock Protection on Slopes. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 113, No. 7, July 1989
- [6] Wagner, H.: Bemessung von Steingrößen in geschütteten Deckwerken. Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen, Heft 9, Technische Universität Dresden, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, 1996

Anschrift des Verfassers:

Dipl.-Ing. S. Dornack
Landesamt für Umwelt und Geologie
Referat 21
Postfach 800 100
01101 Dresden