

# Steinsatz für überströmbare Dämme

## Dimensionierung

### Inhalt

1	Aufgabenstellung.....	1
2	Verwendete Fachliteratur.....	1
3	Dimensionierungsgrundlagen .....	2
3.1	Deckwerkstypen.....	2
3.2	Kräftebilanz .....	2
3.3	Verschiedene Bemessungsansätze .....	5
3.3.1	WHITTAKER & JÄGGI (1986).....	5
3.3.2	Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg LFU (1997) und LFU (2004) .....	6
3.3.3	Untersuchungen bei grossen Deckwerkneigungen.....	6
3.3.4	Vergleich der Bemessungsansätze.....	7
4	Zusammenfassung und Folgerungen .....	8

Anhang: Bemessungsdiagramme für  $D_s = 0.50, 0.75, 1.00, 1.25, 1.50, 1.75$  und  $2.00$  m

*April 2012*

***beffa tognacca gmbh***

Wasserwirtschaft und Flussbau  
Postfach 28, CH-6431 Schwyz  
Tel. 041 810 07 35

## 1 Aufgabenstellung

QUEISSER (2006) erarbeitete Bemessungsgrundlagen für die Auslegung von Steinsätzen zum Schutz von überströmbaren Dämmen vor Strömungserosion, basierend auf verschiedenen bestehenden Untersuchungen. Bei den Ansätzen SOMMER (1997) und DORNACH (2001) handelt es sich um empirische Verfahren, welche anhand von Laborversuchen abgeleitet wurden. Das Verfahren LFU (2004) basiert auf einer Stabilitätsbetrachtung und berücksichtigt das Versagen des Einzelsteins (Ausbrechen infolge Auftrieb). Es erfordert eine iterative Bestimmung der einwirkenden Kräfte in Abhängigkeit von Fliesstiefe und Fließgeschwindigkeiten. Das Abgleiten des Deckwerks auf dem Untergrundmaterial wird mit einem zusätzlichen Nachweis behandelt.

Die Bemessungsdiagramme in QUEISSER (2006) wurden für Steingrößen bis 0.3 m und entsprechend kleinen Belastungen ausgeführt. Diese Bemessungsdiagramme sind für die Steingrößen  $D_s = 0.5 \text{ m}$ ,  $0.75 \text{ m}$ ,  $1.0 \text{ m}$ ,  $1.25 \text{ m}$ ,  $1.5 \text{ m}$ ,  $1.75 \text{ m}$  und  $2.0 \text{ m}$  zu erstellen. Die Darstellungsform ist identisch wie in QUEISSER (2006) zu wählen, jedoch mit Sicherheitsbeiwert 1.0 (Bruchzustand). Zu diesem Zweck sind die Bemessungsverfahren in einem Computerprogramm umzusetzen. Die Grundannahmen und Resultate sind in einem kurzen Bericht darzustellen.

## 2 Verwendete Fachliteratur

- ABT S. R., JOHNSON T. L. 1991. Riprap design for overtopping flow. J. Hydraul. Eng., Vol. 117 (8).
- ABT S. R., THORNTON C. I., GALLEGOS H. A., ULLMANN C. M. 2008. Round-shaped riprap stabilization in overtopping flow. J. Hydraul. Eng., Vol. 134 (8).
- BEZZOLA G. R. 2003. Flussbau. Vorlesungsmanuskript, Professur für Wasserbau, ETH Zürich.
- DORNACH S. 2001. Überströmbare Dämme – Beitrag zur Bemessung von Deckwerken aus Bruchsteinen. Dresdner wasserbauliche Mitteilungen Heft 20, Institut für Wasserbau und technische Hydromechanik, Universität Dresden.
- GALLEGOS H. A. 2001. Design criteria for rounded/angular rock riprap in overtopping flow. MS thesis, Dept. of Civil Engineering, Colorado State Univ. , Fort Collins.
- LFU (Landesamt für Umweltschutz Baden-Württemberg) 1997. Dammscharten in Lockerbauweise bei Hochwasserrückhaltebecken. Handbuch Wasser, 1. Auflage, Karlsruhe.
- LFU (Landesamt für Umweltschutz Baden-Württemberg) 2004. Überströmbare Dämme und Dammscharten. 1. Auflage, Karlsruhe.
- QUEISSER J. 2006. Entwicklung landschaftsverträglicher Bauweisen für überströmbare Dämme. Heft 233, Mitteilung des Instituts für Wasser und Gewässerentwicklung, Universität Karlsruhe.
- RATHGEB A. 2001. Hydrodynamische Bemessungsgrundlagen für Lockerdeckwerke an überströmbaren Erdämmen. Dissertation, Institut für Wasserbau, Universität Stuttgart.
- RAUDKIVI A. J., ETTEMA R. 1982. Stability of armour layers in rivers. J. Hydr. Div. ASCE, Vol. 108, No HY 9.

- SOMMER P. 1997. Bericht zum DFG-Forschungsvorhaben "Überströmbare Deckwerke". Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik, Universität Karlsruhe (unveröffentlicht).
- ULLMANN C. M. 2000. Rounded riprap in overtopping flow. MS thesis, Dept. of Civil Engineering, Colorado State Univ. , Fort Collins.
- WHITTAKER J., JÄGGI M. 1986. Blockschwellen. Mitteilung Nr. 91, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, ETH Zürich.

### **3 Dimensionierungsgrundlagen**

#### **3.1 Deckwerkstypen**

LFU (2004) unterscheidet verschiedene Bauwerkstypen für den Schutz von Dämmen vor Strömungserosion:

- Deckwerke in Lockerbauweise: Steinsatz und Steinschüttung
- kohärente Deckwerke: Geogittermatrasen, Mastix-Schotter-Deckwerke, verbundene Rasengittersteine.

Der Erosionsschutz kann auch durch eine Bodenverfestigung (Einmischen von Bindemittel in einen natürlichen bindigen Dammbaustoff) oder durch Verbundbauweisen (z.B. rückverankerte Geogewebe oder Geogewebeschläuche).

Im weiteren werden Deckwerke aus Steinsatz betrachtet. Ein Steinsatz besteht aus regelmässigen oder unregelmässigen Steinen, die einlagig auf Kontakt (kraftschlüssig) gesetzt werden. Damit unterscheidet er sich von der Steinschüttung, die mit einer bestimmten Stärke lose geschüttet wird.

LFU (2004) unterscheidet weiter zwischen selbsttragenden Deckwerken und nicht selbsttragenden Deckwerken, die durch Stützelemente zusätzlich gesichert sind. Bei einem selbsttragenden Deckwerk müssen die Kräfte aus Durch- und Überströmung über die Reibung in den Dammkörper abgeleitet werden. Bei einem nicht selbsttragenden Deckwerk nehmen in regelmässigen Abständen angeordnete Querriegel einen Teil der hangabwärts gerichteten Kräfte auf.

#### **3.2 Kräftebilanz**

Infolge der Überströmung sind die Steine eines Deckwerks der dynamischen Kräfte der Strömung ausgesetzt. Die Strömungsbeanspruchung kann aufgeteilt werden in eine Kraft in Fliessrichtung (Schleppkraft) und in eine Komponente senkrecht zur Fliessrichtung (dynamische Auftriebskraft). Als beharrende Kraft wirkt das um den statischen Auftrieb reduzierte Gewicht des Steins, das diesen gegen die Auflagefläche drückt sowie allfällige Zwängungskräfte der benachbarten Steine.

WHITTAKER & JÄGGI (1986) stellen nach Auswertung der vorhandenen Fachliteratur fest, dass eine zuverlässige rechnerische Abschätzung der Kräfte am Einzelkorn kaum möglich ist. Um den Transportbeginn zu

bestimmen, empfehlen sie deshalb die Anwendung des bekannten Kriteriums von Shields (z.B. in BEZZOLA 2003). Grundlage dazu bildet die dimensionslose Sohlenschubspannung

$$\theta = \frac{\tau}{g(\rho_s - \rho)D} = \frac{hS}{g(s-1)D} \quad \text{Gleichung 1}$$

auch als Shields-Zahl bezeichnet. Bei einer natürlichen Sohle aus relativ gleichförmigem Material geraten ab einer Belastung mit  $\theta = 0.05$  die ersten Körner in Bewegung. Bei geringer Exposition (Kornscheitel auf selber Höhe wie die umliegenden Körner) ist hingegen erst ab  $\theta = 0.10$  mit Bewegung der Körner zu rechnen (vgl. BEZZOLA 2003). Mit zunehmendem Böschungswinkel verändern sich die Auflagebedingungen und der Erosionswiderstand nimmt ab. Die kritische Sohlenschubspannung für Bewegungsbeginn wird gemäss WHITTAKER & JÄGGI (1986) wie folgt reduziert

$$\theta_c^i = \theta_c (\cos \alpha \tan \psi - \sin \alpha) \quad \text{Gleichung 2}$$

mit  $\alpha$  = Böschungswinkel und  $\psi$  = Ruhewinkel des Steinmaterials. Für grobe Körner ( $D > 8$  cm) beträgt der Ruhewinkel zwischen  $38^\circ$  (rundes Material) und  $41^\circ$  (kantiges Material) (vgl. BEZZOLA 2003).

Gleichung (1) ist für die Bemessung eines Steinsatzes nicht direkt einsetzbar. Den Zusammenhang zwischen dem Abfluss  $q$  über das Deckwerk und der Fliesstiefe  $h$  liefert das logarithmische Fließgesetz

$$q = uh = 2.5 \ln \left( \frac{11h}{k_s} \right) \sqrt{gh^3 S} \quad \text{Gleichung 3}$$

mit  $k_s$  = äquivalente Sandrauhigkeit. Diese hängt von der Korngrösse  $D$  ab gemäss der Beziehung  $k_s = \beta D$ . Für die eigentliche Bemessung kann die steinbezogene Froude-Zahl gebildet werden. Diese drückt das Verhältnis zwischen antreibender Strömungskraft und rückhaltenden Kraft (Gravitation) aus

$$q^* = \frac{q}{\sqrt{g(s-1)D^3}} \quad \text{Gleichung 4}$$

mit  $D$  = Korndurchmesser. Gleichungen (1), (2) und (3) eingesetzt in (4) führt für die steinbezogene Froude-Zahl bei Bewegungsbeginn zu folgendem Ausdruck

$$q^* = 2.5 \ln \left( \frac{11\theta_c^i (s-1)}{\beta S} \right) \frac{(s-1)\theta_c^{i3/2}}{S} \quad \text{Gleichung 5}$$

Diese Gleichung ist in Abbildung 1 ausgewertet worden. Entscheidend dabei ist der Wert der kritischen Shields-Zahl. Der Einfluss des Rauigkeitswertes ist hingegen von untergeordneter Bedeutung.

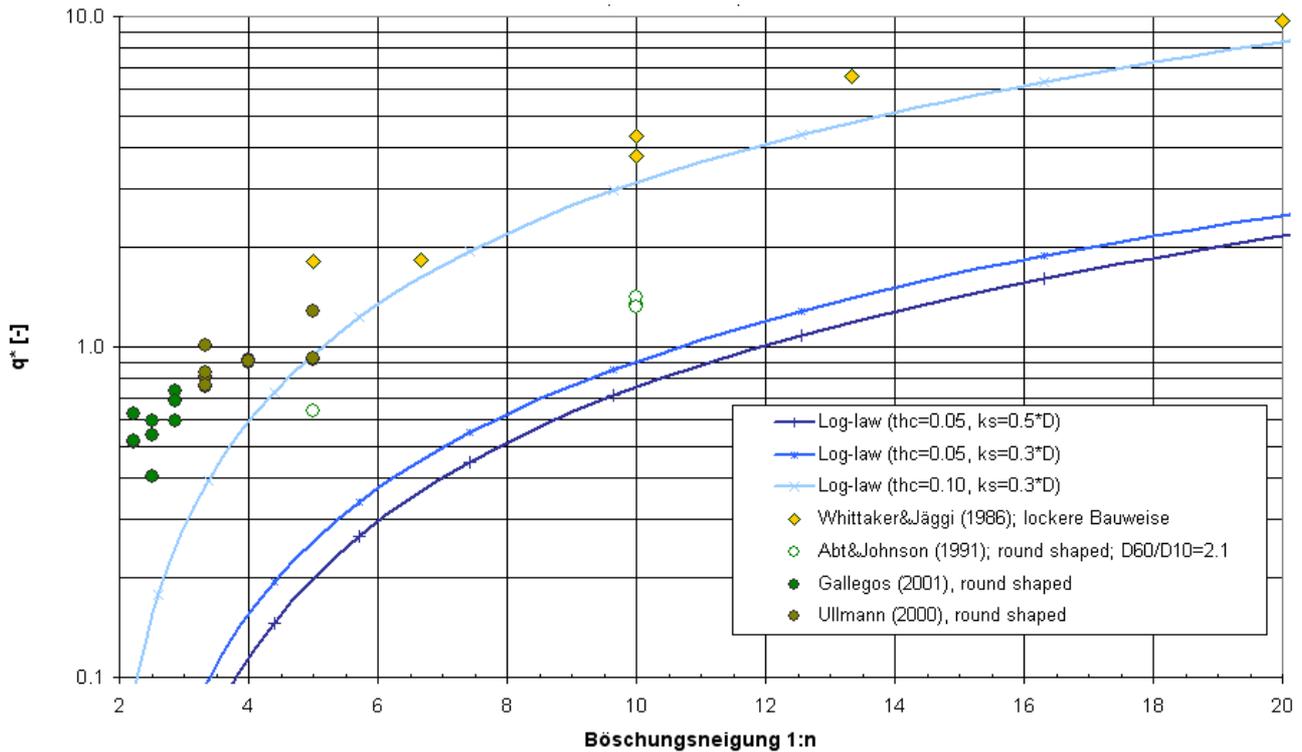


Abbildung 1: Vergleich von Gleichung 5 (Ruhewinkel 40°) mit verschiedenen Labormessungen (Versagen des Deckwerkes)

In der Abbildung sind zudem verschiedene Versuchsdaten aus Laborrinnen eingetragen, welche die Belastung bei einem Versagen des Deckwerkes beschreiben. Dabei handelt es sich bei den Werten von WHITTAKER & JÄGGI (1986) um einen lose verlegten Steinsatz aus kantigem Material. Die übrigen Messwerte entsprechen einem Steinwurf aus gerundetem Material. Das Versuchsmaterial von ABT & JOHNSON (1991) weist zudem eine relativ breite Kornverteilung auf.

Die Versuchsdaten, einschliesslich der Werte bei sehr hohen Böschungsneigungen, werden durch Gleichung (5) gut beschrieben, sofern  $\theta_c = 0.10$  angenommen wird. Dies entspricht dem Bewegungsbeginn von wenig exponierten Steinen. Ein früheres Versagen weisen die Versuche von ABT & JOHNSON (1991) auf. Die Versuchsanordnung entspricht hier eher einer „normalen“ Flussole, wo das Sohlenmaterial eine sehr unterschiedliche Exposition aufweist.

Die beiden unteren Kurven entsprechen der Situation mit um einen Faktor 3 bis 4 geringem Abfluss. Ein Versagen bei solch reduzierten Belastungen ist auch bei einer Ausführung als Steinwurf mit gerundeten Steinen nicht zu erwarten.

Geht man von der Grundüberlegung aus, wonach „eine Rampe grundsätzlich nur so stabil ist wie ihre schwächste Stelle“ (WHITTAKER & JÄGGI (1986)), so kann Gleichung (5) mit  $\theta_c = 0.10$  als obere Grenze für die Belastung eines Deckwerks betrachtet werden. Die Wahrscheinlichkeit für ein Versagen des Deckwerks ist hoch. Fallweise können zwar auch höhere Belastungen möglich sein, jedoch besteht dann keine Sicherheit vor einem Versagen ausgehend von einer lokalen Schwachstelle.

Bei einer Belastung, welche Gleichung (5) mit  $\theta_c = 0.05$  entspricht, ist die Wahrscheinlichkeit für das Versagen des Deckwerks hingegen äusserst gering. Auch bei einer Ausführung als Blockwurf mit entsprechend höherer Exposition der (allenfalls gerundeten) Steine und breiter Kornverteilungskurve darf Stabilität des Deckwerks angenommen werden.

### 3.3 Verschiedene Bemessungsansätze

#### 3.3.1 WHITTAKER & JÄGGI (1986)

WHITTAKER & JÄGGI (1986) empfehlen, gestützt auf Modellversuche in einer hydraulischen Rinne, folgende Dimensionierungsgleichung für Blockrampen

$$q^* = 0.257 S^{-7/6} \qquad \text{Gleichung 6}$$

Die Bemessung erfolgt auf direkte Erosion und gilt für Blockrampen in lockerer und dichter Bauweise. Die Herleitung der Formel basiert auf dem Vorgehen in Kapitel 3.2. Anstelle des logarithmischen Fließgesetzes wird die Manning-Strickler Formel verwendet. Als Sicherheit empfehlen die Autoren, den Bemessungsabfluss um 10% bis 20% unter dem aus Gleichung (6) resultierenden Maximalabfluss zu wählen.

WHITTAKER&JÄGGI (1986) untersuchten zusätzlich die Vorgänge im Übergangsbereich vom Deckwerk und zum Sohlenmaterial. Bei lockerer Bauweise und feinem Untergrundmaterial (Verhältnis von  $D/d_{65}$  über 10) kann die indirekte Erosion des Sohlenmaterials das Versagen des Deckwerks bewirken. Die Steine des Deckwerks reagieren auf die Ausschwemmung des Sohlenmaterials mit einem Einsinken, was die Exposition der Nachbarblöcke erhöht und den Verbund des Deckwerks schwächt.

Bei grobem Sohlenmaterial ( $D/d_{65}$  unter 6.0) dominiert das Abgleiten des Deckwerks auf dem Untergrundmaterial. Diese Feststellungen entsprechen den Betrachtungen von RAUDKIVI & ETTEMA (1982) über die Stabilität von bimodalen Kornverteilungen.

WHITTAKER & JÄGGI (1986) stellen fest, dass „eine gewisse Erosion des Untergrundmaterials notwendig ist, damit im Grenzbereich die Stabilität gemäss der aus den Versuchen abgeleiteten Gleichungen möglich ist. Wäre der Untergrund, auf den die Blöcke eingebaut werden, natürlich oder künstlich verfestigt, oder etwa durch Geotextilien abgedeckt, so können sich die Blöcke nicht mehr durch Einsinken selbst in eine stabile Lage bringen.“

### 3.3.2 Landesanstalt für Umweltschutz Baden-Württemberg LFU (1997) und LFU (2004)

LFU (1997) behandeln in ihrem Leitfaden die hydraulische Bemessung von Dammscharten, welche als Hochwasserentlastungsanlagen bei Hochwasserrückhaltebecken dienen. Der Anwendungsbereich umfasst den Steinsatz in Lockerbauweise mit unregelmässigen Steinen. Die Sohlenneigung wird auf maximal 1:6 (in Ausnahmen bis 1:4) und der spezifische Abfluss auf 1.0 m<sup>2</sup>/s begrenzt. Ferner sollte die Fliessgeschwindigkeit über dem Deckwerk den Betrag von 3.0 m/s nicht überschreiten.

Die Dimensionierung erfolgt anhand einer Grafik, welche den Bruchzustand der steinbezogenen Froude-Zahl in Abhängigkeit der Sohlenneigung bezeichnet. Als Sicherheitsbeiwert wird für die Steingrösse (äquivalenter Steindurchmesser  $D_s$ ) ein Faktor von 1.6 empfohlen. Bezogen auf den Abfluss entspricht dies einem Sicherheitsbeiwert von 2.0. Für die Mindestabmessungen der Steine (Ellipsoid) wird gefordert: Steinbreite  $b_s = 0.8 D_s$  und Steinlänge (grösste Abmessung des Steins)  $l_s = 1.6 D_s$ .

Um ein Ausschwemmen des Untergrundes zu verhindern, soll der Durchmesser  $d_{85}$  des Filters die mittlere Fugenbreite des Steinsatzes nicht unterschreiten. Für selbsttragende Deckwerke wird zudem ein Nachweis über die Gleitsicherheit gefordert. Unabhängig vom Resultat des Nachweises (!) werden stützende Massnahmen in Form von Betonriegeln oder Spundwänden empfohlen.

Im erweiterten Leitfaden LFU (2004) erfolgt der Nachweis für die Erosionssicherheit eines Einzelsteins anhand einer Kräftebetrachtung für den Auftrieb infolge der hydrodynamischen Druckkräfte. Es wird dabei auf die Untersuchung von Rathgeb (2001) verwiesen. Dazu wird die maximal zulässige Fliessgeschwindigkeit in Abhängigkeit der Steingrösse, der Steinform und der Böschungsneigung ermittelt. Die Formel lautet

$$\frac{\rho_w}{\rho_s} \left( 1 + c_{fy} \frac{u^2}{2 g \kappa D_s \cos \alpha} \right) \leq 1.0 \quad \text{Gleichung 7}$$

Für unregelmässige Steinformen beträgt der dynamische Kraftbeiwert  $c_{fy} = 0.8$  und der Formfaktor  $\kappa = 0.5$  bis 0.7. Die Fliessgeschwindigkeit über das Deckwerk wird mittels logarithmischem Fliessgesetz bestimmt. Für unregelmässige Steinformen beträgt die hydraulische Rauheit  $k_s \sim 0.33 D_s$ . Der Sicherheitsbeiwert bezogen auf den Steindurchmesser beträgt 1.6. Wie in LFU (1997) wird ein Nachweis für das Abgleiten des Deckwerks gefordert. Beim Einbau einer Fussicherung oder von Querriegeln ist das Ausbrechen des Deckwerks aufgrund des Zusammenwirkens von hohen Schub- und Liftkräften zu beachten.

### 3.3.3 Untersuchungen bei grossen Deckwerkneigungen

SOMMER (1997) untersuchte Deckwerke mit Steinsatz für Neigungen von 1:2, 1:3 und 1:4. Seine Bemessungsformel für die Erosionsstabilität kann geschrieben werden als

$$q^* = \frac{2.25(1-S) + 0.30S^{-7/6}}{\sqrt{s-1}} \tag{Gleichung 8}$$

DORNACH (2001) führte Versuche für sehr steile Böschungen von 1:1.5 und 1:3.4 aus und konnte die zusätzliche Tragwirkung des Steinsatzes infolge Gewölbekonstruktion nachweisen. Die resultierende Bemessungsformel lautet

$$q^* = \left(0.649S^{-0.6} + 1.082S^{0.4}\right)^{5/4} \sqrt{\cos(\arctan S)} \tag{Gleichung 9}$$

### 3.3.4 Vergleich der Bemessungsansätze

Die verschiedenen Bemessungsgleichungen sind in Abbildung 2 einander gegenübergestellt und lassen sich mit der Bemessungsgleichung (5) vergleichen.

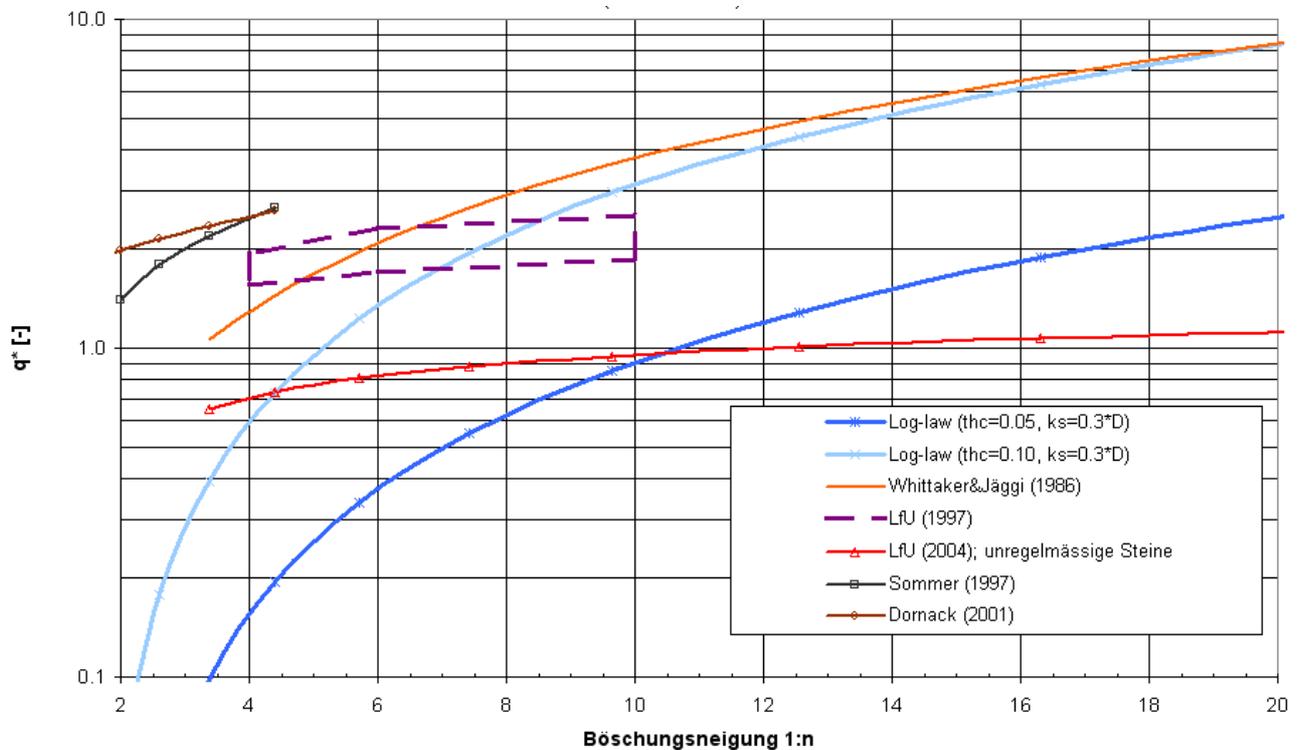


Abbildung 2: Vergleich verschiedener Bemessungsformeln für Deckwerke aus Steinsatz mit Gleichung (5)

Die Ansätze von SOMMER (1997) und DORNACH (2001) weisen die höchsten zulässigen Belastungen für die sehr steilen Deckwerke aus. Die Werte von 1.5 bis 2.5 liegen um rund eine Zehnerpotenz über dem Bereich, welcher durch Gleichung (5) aufgespannt wird. Eine mögliche Erklärung liegt hier in den Zwängungskräfte resp. der Gewölbewirkung des Gesamtsystems, welche ein Herauslösen des Einzelsteins aus dem Deckwerkverband verhindern oder kompensieren kann.

Ebenfalls vergleichsweise hohe Belastungen sind gemäss LFU (1997) zulässig. Demnach können steinbezogene Froude-Zahlen im Neigungsbereich zwischen 1:4 bis 1:10 von rund 2.0 erreicht werden. Die Bemessungsgleichung von WHITTAKER & JÄGGI (1986) liefert für steile Neigungen ähnlich hohe Werte wie LFU

(1997). Für kleinere Neigungen nähert sich die Bemessungsansatz an Gleichung (5) mit  $\theta_c = 0.10$  an.

Komplett aus dem Rahmen fallen die Werte von LFU (2004): Die als Grenzbelastung angegeben Werte sind wesentlich tiefer als für die übrigen Ansätze. Gegenüber der Gleichung (5) fällt auf, dass die Neigung des Deckwerks fast keinen Einfluss auf die möglichen Belastungen bis zum Versagen des Deckwerks ausübt. Für flache Neigungen kleiner 1:10 führt diese Bemessung sogar auf geringere Belastungen als mit Gleichung (5) und  $\theta_c = 0.05$ , was gemäss Flussbaupraxis dem Transportbeginn der Körner einer Flusssohle entspricht. Die Erfahrungen aus hydraulischen Modellversuchen belegen jedoch, dass die Erosion eines Einzelsteines nicht mit dem Versagen des Deckwerks gleichzusetzen ist (z.B. WHITTAKER & JÄGGI (1986), QUEISSER (2003)). Gemäss LFU (2004) dient die Bemessung jedoch „*dem Nachweis der Erosionssicherheit eines Einzelsteins unter Berücksichtigung der hydrodynamischen Druckkräfte*“. Es handelt sich somit streng genommen nicht um die Bemessung eines Deckwerks als Gesamtsystem, sondern auf die Stabilität eines Einzelsteines im Deckwerk.

#### 4 Zusammenfassung und Folgerungen

Für die Bemessung eines lockeren Deckwerks aus Steinsatz existieren verschiedene Untersuchungen, welche sich in der Herangehensweise und der Definition der Grenzbelastung unterscheiden. Die in dieser Untersuchung berücksichtigten und im Anhang grafisch dargestellten Verfahren führen deshalb zu unterschiedlichen Bemessungsabflüssen.

Für die bauliche Umsetzung erscheinen vor allem folgende Aspekte von Bedeutung:

- (1) Die Stabilität eines Deckwerks ist in der Regel höher als die Erosionssicherheit eines Einzelsteines in einem Deckwerk. Das Verfahren LfU (2004) führt deshalb tendenziell zu einer Überbemessung des Deckwerks.
- (2) Die Bemessungsgleichungen von SOMMER (1997) und DORNACH (2001) für grosse Neigungen stellen das andere Extrem dar. Die Erosion von Einzelsteinen wird akzeptiert, solange die grundsätzliche Struktur des Deckwerkes erhalten bleibt. Diese Bemessungsansätze bilden eine obere Grenze für die Belastung, wo mit einem Versagen des Deckwerkes gerechnet werden muss.
- (3) Für Deckwerksneigungen im Bereich 1:4 bis 1:10 erscheinen Grenzbelastungen (steinbezogene Froude-Zahlen) von **1.5** bis **2.0** als vernünftige Wahl. Dabei sollte gemäss Vorschlag von WHITTAKER & JÄGGI (1986) der Abfluss für die Bemessung um einen Sicherheitsfaktor von mindestens **1.2** erhöht werden.
- (4) Die Steine des Deckwerkes sind dicht (kraftschlüssig) zu versetzen.
- (5) Beim Verhältnis zwischen der Steingrösse des Deckwerkes  $D_s$  und dem mittleren Korndurchmesser des Planums  $d_{65}$  sollte ein Wert von **10** angestrebt werden. Wird das Filtermaterial zu grob gewählt, droht ein Abgleiten des Deckwerks auf dem rolligen Filtermaterial. Ist das Filtermaterial hingegen zu fein, kommt es zu einem Versagen aufgrund der inneren Erosion (Ausschwemmen des Filtermaterials) und dem Absinken der Deckwerksteine.

