

Zeitschrift: Wasser Energie Luft = Eau énergie air = Acqua energia aria
Herausgeber: Schweizerischer Wasserwirtschaftsverband
Band: 99 (2007)
Heft: 1

Artikel: Kolke an kreiszylindrischen Brückenpfeilern unter Flutwellen
Autor: Unger, Jens
DOI: <https://doi.org/10.5169/seals-940110>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. [Voir Informations légales.](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. [See Legal notice.](#)

Download PDF: 16.05.2025

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

Kolke an kreiszylindrischen Brückenpfeilern unter Flutwellen

Jens Unger

Zusammenfassung

Diese Arbeit stellt einen analytischen Ansatz zur Berechnung von Pfeilerkolken an kreiszylindrischen Brückenpfeilern unter instationären Zuflussbedingungen vor, wie sie in der Natur beispielsweise bei Flutwellen auftreten. Die dabei erzielten Resultate wurden durch systematische hydraulische Modellversuche hinsichtlich ihrer Genauigkeit und Brauchbarkeit validiert. Als Ergebnis dieser Arbeit werden schliesslich für die Ingenieurpraxis einfach zu handhabende Bemessungsgleichungen betreffend der zeitlichen Kolkentwicklung und der zu erwartenden Endkolkentiefe für instationäre Belastungen vorgestellt.

1. Einleitung

Kolke an Brückenpfeilern entstehen vorwiegend während Hochwasser, da dann die maximalen hydraulischen Belastungen auf die einbettende Sedimentsohle zu erwarten sind. Die meisten der bestehenden Bemessungsgrundlagen zum Bestimmen der zu erwartenden Kolkentiefe berücksichtigen keine zeitliche Variation der hydraulischen Parameter (Breusers und Raudkivi 1991, Melville und Coleman 2000 oder Oliveto und Hager 2005). Eine Möglichkeit, die entstehenden Kolkiefen trotzdem abzuschätzen, ist deren überschlägige stationäre Berechnung mit den hydraulischen Bedingungen zur Flutwellenspitze. Bei dieser Vorgehensweise werden die tatsächlich entstehenden Kolkiefen aber erfahrungsgemäss überschätzt, da die maximale hydraulische Belastung nur zeitlich begrenzt wirkt.

Die wenigen existierenden direkten Methoden zur Ermittlung der Kolkentiefe infolge einer Flutwelle basieren weitestgehend auf einer schrittweisen Berechnung in differenziell kleinen Schritten. Kothiyari et al. (1992) benutzten diese Methode, indem sie die Flutwelle in Segmente diskretisieren. Innerhalb der Segmente werden dann jeweils stationäre Zustände vorausgesetzt. Die so ermittelte Kolkentiefe am

Ende eines Segments ist der Startwert für das nächste Segment. Da diese Methode relativ rechenaufwändig ist – die Genauigkeit der Berechnung steigt mit zunehmender Segmentanzahl – empfiehlt sich die Implementierung in einen Computeralgorithmus. Eine ähnliche Vorgehensweise schlagen auch Oliveto und Hager (2005) vor. Chang et al. (2004) postulieren zusätzlich einen geringen Einfluss der Flutwellendauer auf die entstehende Kolkentiefe, während die hydraulischen Zustände zum Flutwellenmaximum wesentlich stärker zu gewichten sind.

In den meisten experimentellen Untersuchungen werden Kolkvorgänge mittels der Froude-Ähnlichkeit modelliert (Hoffmans und Verheij 1997). Typischerweise ist die Froudezahl F_d für einen Pfeilerkolk unter Reinwasserbedingungen relativ gering und wesentlich kleiner als die kritische. Somit ist ihr Einfluss auf den Kolkvorgang klein. Weiterhin ist der Pfeilerkolk eine typische 2-Phasen-Strömung mit Wasser und Sediment bei kleinen Froudezahlen. Damit kann der Prozess besser mit der densimetrischen Froudezahl $F_d = V_0 / (g' d_{50})^{1/2}$ beschrieben werden, da diese den Dichteunterschied beider Fluide berücksichtigt. Darin entspricht V_0 der mittleren Zuflussgeschwindigkeit, $g' = [(p_s - p)/\rho]g$ der reduzierten Erdbeschleunigung und d_{50} dem mittleren Korndurchmesser des Sedimentbetts.

Nach Oliveto und Hager (2002) kann die zeitliche Entwicklung der Kolkentiefe für stationäre Zuflussbedingungen beschrieben werden durch

$$Z_s = 0.068 \cdot N \cdot \sigma^{-1/2} \cdot F_d^{1.5} \cdot \log T_s \quad (1)$$

Hierin ist $N = 1$ der Formfaktor für kreiszylindrische Pfeiler, $T_s = [(g' d_{50})^{1/2} / (D^{2/3} h_0^{1/3})] t$ die dimensionslose Zeit und $Z_s = z_s / (h_0 D^2)^{1/3}$ die dimensionslose Kolkentiefe mit z_s als maximaler Kolkentiefe zum Zeitpunkt t , h_0 als Zuflusswassertiefe und D als Pfeilerdurchmesser. Unter Berücksichtigung einiger Limitationen bestimmt Gl. (1) den Kolkfortschritt mit einer Genauigkeit von $\pm 25\%$ (Oliveto und Hager 2002).

Im Weiteren wird nun, basierend auf Gl. (1), die Kolkentwicklung auf instationäre Zuflussbedingungen, wie sie in der Natur beispielsweise während Hochwasser beobachtet werden, erweitert. Dabei ändert sich die unter stationären Bedingungen beobachtete asymptotische zeitliche Kolkentwicklung in eine definitive Endkolkentiefe. Der dazu hergeleitete theoretische Ansatz wird danach durch ausgewählte Modellversuche, in welchen die wesentlichen Parameter variiert wurden, hinsichtlich seiner Brauchbarkeit und Genauigkeit überprüft.

2. Theoretischer Ansatz

2.1 Grundgleichungen

Die Gl. (1) kann in dimensionsbehafteter Schreibweise geschrieben werden zu

$$z_s = 0.068 \cdot D^{2/3} \cdot h_0^{1/3} \cdot N \cdot \sigma^{-1/2} \cdot \left(V_0 / \sqrt{g' d_{50}} \right)^{3/2} \cdot \log(\gamma T_M) \quad (2)$$

mit d_{50} als mittlerer Korndurchmesser des Sediments, $\sigma = (d_{84}/d_{16})^{0.5}$ als Sedimentungleichförmigkeit, $T_M = t/t_M$ als relativer Zeit bis zur Flutwellenspitze und $\gamma = t_M/t_R$ mit $t_R = Z_R / [\sigma^{1/3} (g' d_{50})^{1/2}]$ als Referenzzeit sowie $Z_R = (h_0 D^2)^{1/3}$ als Referenzlänge. Ausser der Abflussgrössen V_0 und h_0 sind alle anderen Parameter zeitlich konstant und es kann ein ebenfalls konstanter Zusatzparameter $\alpha = 0.068 N \sigma^{-1/2}$ eingeführt werden. Unter Annahme der Grenzbedingungen $1 < \sigma < 3$, $10^{-3} < d_{50} [\text{m}] < 10^{-1}$, $1 < h_0 [\text{m}] < 10$ und $0.5 < D [\text{m}] < 5$ für das zu bemessende Fließgewässer folgt für das Zeitverhältnis ein Bereich $10^2 < \gamma < 10^5$. Dieses erlaubt eine wesentliche Vereinfachung des Berechnungsansatzes.

Hager und Unger (2007) zeigen, dass die Wassertiefe h_0 in Gl. (2) durch die Manning-Strickler-Gleichung angenähert werden kann. Damit ergibt sich Gl. (2) zu

$$z_s/z_M = (q/q_M)^{4/5} \log(t/t_M) \quad \text{oder} \quad Z_M = Q_M^{4/5} \log(T_M) \quad (3)$$

mit der neuen skalierten Kolkentiefe $z_M = [q_M^{4/5} D^{2/3} \alpha (KS_o^{1/2})^{7/10}] / (g' d_{50})^{3/4}$. Darin ist $q_M = Q_M/B$ der spezifische Abfluss pro Einheitsbreite zur Flutwellenspitze, K der Strickler-Beiwert und S_o das Energieliniengefälle.

Flutwellen können eine beliebige Form annehmen. Eine typische Flutwelle hat einen Spitzenabfluss und beginnt am Zeitpunkt $t = 0$ mit dem Durchfluss $q = q_0$. Die maximale Abflussspitze wird zum Spitzenzeitpunkt $t = t_M$ erreicht. Normalerweise ist der Abfluss $q_0 \ll q_M$, so dass q_0 mit ausreichender Genauigkeit zu Null gesetzt werden kann (Hager und Droux 1987). Mittels einer Maxwell-Verteilung können viele Flutwellenformen mathematisch beschrieben werden durch

$$q/q_M = Q_M = [T_M \exp(1 - T_M)]^r. \quad (4)$$

Darin ist $r \geq 1$ der hydrografische Formparameter der Maxwell-Verteilung. Im Folgenden wird $r = 2, 5$ und 10 angenommen, um tatsächlich existierende Flutwellenverteilungen in einem grösseren Rahmen anpassen zu können. Eine Flutwellenform mit $r = 5$ ist in *Bild 1a* dargestellt.

Mit $Z_M = z_M/z_{Me} = f(T_M)$ als der normalisierten Kolkentiefe und $T_M = t/t_M$ als der normalisierten Zeit sowie unter Beachtung des Spitzenabflusses zum Zeitpunkt $T_M = 1$ kann Gl. (3) umgeschrieben werden zu

$$Z_M(T_M) = [Q_M(T_M)]^{0.8r} \log(T_M). \quad (5)$$

Die Gl. (5) beschreibt den Zusam-

menhang zwischen der zeitlichen Kolkentwicklung $Z_M(T_M)$ und dem Fluthydrografen $Q_M(T_M)$ nach Gl. (4).

2.2 Berechnungsansatz für die zeitliche Kolkentwicklung

Die Berechnung des Kolkfortschritts erfolgt zunächst schrittweise in den Intervallen ΔT_M . Basierend auf vorherigen Berechnungen wurde eine Schrittweite von $\Delta T_M = 0,01$ angenommen (Unger 2006). Für den Zeitpunkt $T_{M1} = \Delta T_M$ kann nun nach Gl. (4) der Durchfluss Q_{M1} berechnet werden. Aus diesem ergibt sich nach Gl. (3) die Kolkentiefe Z_{M1} . Die dazu korrespondierende Zeit ist nach Gl. (5) $T_{M1} = 10^E$, mit dem Exponenten $E = Z_{M1}/Q_{M1}^{0.80r}$. Der Durchfluss Q_{M2} für den zweiten Zeitschritt $T_{M2} = 2\Delta T_M$ kann nun erneut mit Gl. (4) ermittelt werden. Die nächste Kolkentiefe resultiert dann zu $Z_{M2} = Z_{M1} + \Delta Z_M$. Diese Berechnungsschritte werden nun wiederholt bis die Flutwelle sich bei $T_{Mi} \approx 3$ verflacht oder sich mit steigenden Zeitschritten keine wesentliche Zunahme der Gesamtkolkentiefe mehr ergibt. Die so errechnete Endkolkentiefe ist dann unabhängig von T_M .

Der nach der gleichen Vorschrift berechnete Kolkfortschritt Z_M über die Zeit T_M ist für unterschiedliche Zeit-Verhältnisse γ sowie für $r = 5$ in *Bild 1b* dargestellt. Alle Kurven beginnen bei $T_M \approx 0,5$ und steigen anschliessend fast linear bis zur maximalen Kolkentiefe. Diese wird bei kleinen γ -Werten langsamer als bei grossen erreicht. Zur besseren Illustration dieses Phänomens wurde für alle Zeit-Verhältnisse γ der Punkt, an dem $0,99 \cdot Z_{Me}$ erreicht ist, eingezeichnet und anschliessend

mit einer Strichlinie verbunden. In *Bild 1c* ist der normalisierte Kolkfortschritt Z_M/Z_{Me} mit $Z_{Me} = z_e/z_M$ als maximaler Endkolkentiefe über die Zeit T_M für $10^2 \leq \gamma \leq 10^6$ aufgetragen. Die Abbildung zeigt für kleine Zeitverhältnisse γ erneut ein späteres Erreichen der Endkolkentiefe $Z_M/Z_{Me} = 1$. Der Einfluss von γ auf die Kolkentwicklung ist jedoch gering und wird somit vernachlässigt und die Kolkentiefe Z_M kann zu einer beliebigen Zeit T_M und für $2 \leq r \leq 10$ bestimmt werden durch (Hager und Unger 2006)

$$Z_M/Z_{Me} = 0.50 \left[1 + \tanh \left((1.1 + 0.98r) \cdot (T_M - 0.92 + 0.66 \cdot 0.70^r) \right) \right]. \quad (6)$$

In *Bild 1d* sind für $r = 2, 5$ und 10 die nach Gl. (6) berechneten Kolkfortschrittskurven Z_M/Z_{Me} und die dazugehörigen Minimal- und Maximalbereiche, charakterisiert durch die unterschiedlichen Zeitverhältnisse γ , als verschiedene Graustufen dargestellt. Der Kolkbeginn wird nachfolgend festgelegt als die Zeit wenn $Z_M/Z_{Me} = 1\%$ erreicht und die dazu korrespondierende Zeit bei Erreichen der Endkolkentiefe $Z_M/Z_{Me} = 99\%$.

2.3 Berechnungsansatz für die Endkolkentiefe

Die berechnete Endkolkentiefe Z_{Me} als Funktion von γ wurde für die drei typischen Werte $r = 2, 5$ und 10 untersucht. Der Zusammenhang zwischen beiden Parametern kann im betrachteten Bereich $10^2 \leq \gamma \leq 10^5$ in doppelt logarithmischer Darstellung als linear angenommen werden (*Bild 2*). Je breiter die Flutwelle ist, also je kleiner r , desto grösser ist die Endkolkentiefe und umso höher liegt die Kurve für $Z_{Me}(\gamma)$ (Hager und Unger 2006). Die mittlere Steigung der angenommenen Geraden beträgt $+1/6$ und somit kann die relative Endkolkentiefe beschrieben werden durch

$$Z_{Me} = (\gamma/r)^{1/6}. \quad (7)$$

Nach Gl. (7) vergrössert sich die Endkolkentiefe bei zeitlich längeren Flutwellen, also mit steigendem Zeitparameter γ , während sie sich mit steigendem Formparameter r , also mit schmalen Flutwellen verkleinert. *Bild 3* vergleicht die nach Gl. (7) angenäherte Endkolkentiefe (Index appr) mit der exakten iterativen Lösung (Index eff) nach den Gln. (3) bis (5). Die Annäherung ist dabei im Bereich von $1,5 \leq Z_{Me} \leq 5$ und somit bei $10^2 \leq \gamma \leq 10^5$ immer auf der sicheren Seite in einem Fehlerband von $\pm 25\%$ gegenüber der effektiven mathematischen Lösung.

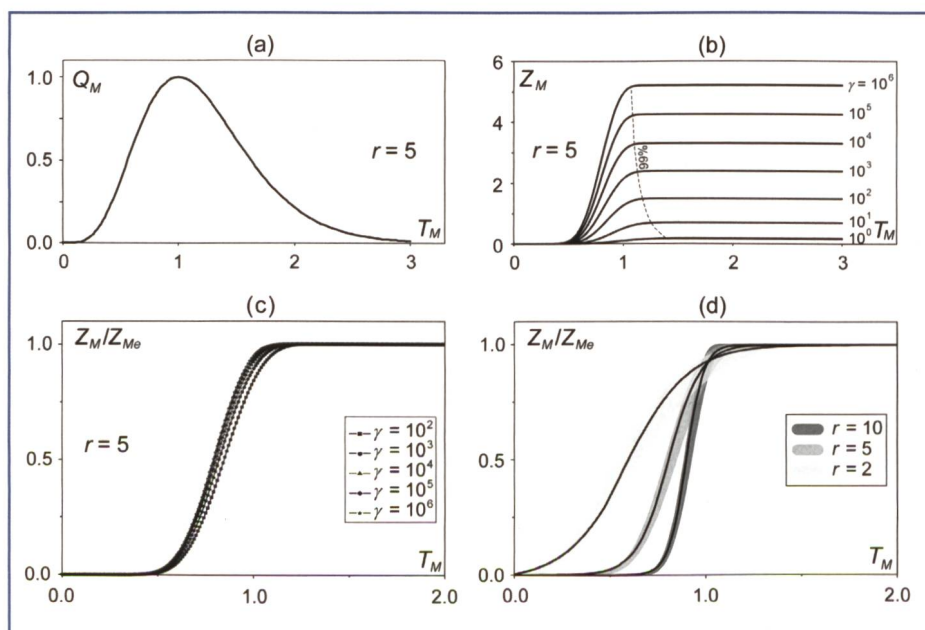


Bild 1. Berechnete zeitliche Entwicklung der Kolkentiefe (a) Flutwelle für $r = 5$ basierend auf Gl. (4), (b) $Z_M(T_M)$ für verschiedene Werte γ und $r = 5$, (c) $Z_M/Z_{Me}(T_M)$ für $r = 5$ und verschiedene Werte von γ und (d) mittlere Kurvenverläufe $Z_M/Z_{Me}(T_M)$ für $2 \leq r \leq 10$.

Durch das Einfügen der Dimensionen in Gl. (7) und mit $V_M = q_M/h_M = K S_o^{1/2} h_M^{2/3}$ als der maximalen Geschwindigkeit zum Zeitpunkt der Abflussspitze ergibt sich die dimensionsbehaftete Endkolk-tiefe z_e zu

$$\frac{z_e}{(h_M^4 D^5)^{1/9}} = 0.068 N \sigma^{-1/2} F_{dM}^{3/2} \left(\frac{\sigma^{1/3} (g' d_{50})^{1/2} t_M}{h_M r} \right)^{1/6} \quad (8)$$

Hierin ist $F_{dM} = V_M/(g' d_{50})^{1/2}$ die densimetrische Partikel-Froudezahl zum Zeitpunkt der Flutwellenspitze.

Durch die Darstellung von Gl. (8) als Produkt mehrerer unabhängiger Potenzfunktionen ist es einfach, den Einfluss der verschiedenen Parameter auf die Endkolk-tiefe z_e zu bestimmen. Diese ist somit ungefähr proportional zu der Quadratwurzel aus dem Produkt von Zuflusswassertiefe und Pfeilerdurchmesser. Der Haupteinfluss ergibt sich erneut aus der densimetrischen Partikel-Froudezahl mit der Potenz von 1,5. Die anderen Faktoren, wie die Sediment-Ungleichförmigkeit σ , der Flutwellenform-beiwert r oder die Zeit bis zur Abflussspitze t_M haben hingegen einen wesentlich geringeren Einfluss auf die Endkolk-tiefe.

3. Modellversuche

3.1 Versuchsaufbau und Versuchsdurchführung

Die Experimente wurden am VAW Kolkkanal durchgeführt. Dieser besitzt eine Breite von 1 m, eine Gesamtlänge von 12 m und die Länge der Versuchsstrecke beträgt ca. 6,50 m. Eine detaillierte Beschreibung des Versuchskanals geben Hager et al. (2002). Vor jedem Versuch wurden die Pfeilermodele aus Plexiglas jeweils in Kanalmitte positioniert und anschliessend das Sedimentbett exakt horizontal eingebaut.

Zu Beginn des Experiments wurde zunächst eine Startwassertiefe für den Spitzendurchfluss festgelegt und die Überfallklappe auf die entsprechende Höhe nivelliert. Anschliessend konnte mit Hilfe der frequenzgesteuerten Pumpe die festgelegte Ganglinie abgefahren werden. Typischerweise wurden die Wasser- und Kolk-tiefen in Zeitschritten von $\Delta t = t_M/10$ gemessen, wobei t_M der Zeit bis zur Spitze der Ganglinie entspricht. Die Kolk-tiefen wurden auf beiden Seiten des Pfeilers gemessen und die grössere der beiden für die weitere Berechnung verwendet. Zusätzlich

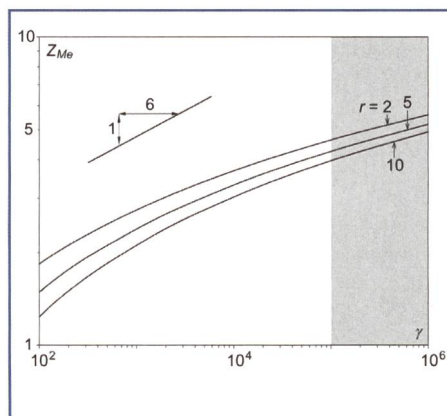


Bild 2. Doppelt-logarithmische Darstellung der Endkolk-tiefe Z_{Me} als Funktion von γ für $r = 2, 5$ und 10 .

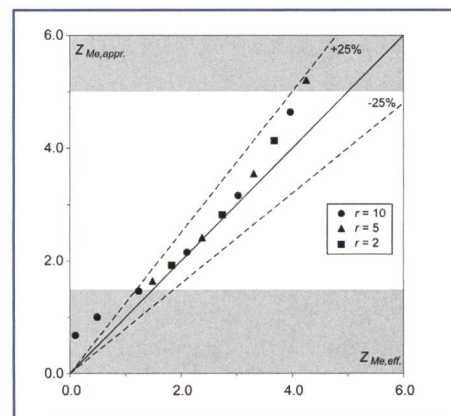


Bild 3. Vergleich der exakten iterativ nach den Gln. (3) bis (5) bestimmten dimensionslosen Endkolk-tiefe $Z_{Me,eff}$ mit der angenäherten $Z_{Me,appr}$ nach Gl. (7).

Nr.	Versuch	t_M	Q_M	γ	D	h_o	F_{dM}	F_{dM}	Mix
[-]	[-]	[s]	[m³/s]	[-]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]
1	11.11.00 (1)	1800	0.07	4266	0.11	0.150	1.96	0.55	1
2	11.11.00 (2)	1800	0.09	4092	0.11	0.170	2.26	0.61	1
3	11.11.00 (3)	1800	0.11	3943	0.11	0.190	2.58	0.69	1
4	03.03.01 (1)	900	0.09	2046	0.11	0.170	2.28	0.62	1
5	03.03.01 (2)	3600	0.09	8148	0.11	0.170	2.31	0.62	1
6	11.09.03 (1)	1800	0.11	4698	0.11	0.155	2.83	0.77	2
7	11.09.03 (2)	1800	0.11	4749	0.11	0.150	2.92	0.80	2
8	11.09.03 (3)	1800	0.11	4803	0.11	0.145	3.02	0.83	2
9	11.09.03 (4)	1800	0.11	5047	0.11	0.125	3.51	0.98	2
10	12.09.03 (1)	3000	0.11	8198	0.11	0.135	3.25	0.90	2
11	12.09.03 (2)	2400	0.11	6543	0.11	0.136	3.22	0.89	2
12	12.09.03 (3)	1200	0.11	3255	0.11	0.138	3.18	0.88	2
13	12.09.03 (4)	600	0.11	1620	0.11	0.140	3.13	0.86	2
14	12.09.03 (5)	300	0.11	810	0.11	0.140	3.13	0.86	2
15	10.03.04 (1)	1800	0.05	1334	0.20	0.181	2.04	0.60	3
16	10.03.04 (2)	1800	0.05	1447	0.20	0.142	2.59	0.79	3
17	10.03.04 (3)	1800	0.05	1575	0.20	0.110	3.35	1.05	3
18	10.03.04 (4)	1800	0.05	1626	0.20	0.100	3.68	1.18	3

Tabelle 1. Parameter-Zusammenfassung der instationären Kolk-Modellversuche ($r = 10$, Mix 1: $d_{50} = 3,1$ mm, $\sigma = 2,15$; Mix 2: $d_{50} = 3,9$ mm, $\sigma = 2,10$; Mix 3: $d_{50} = 1,1$ mm, $\sigma = 1,15$).

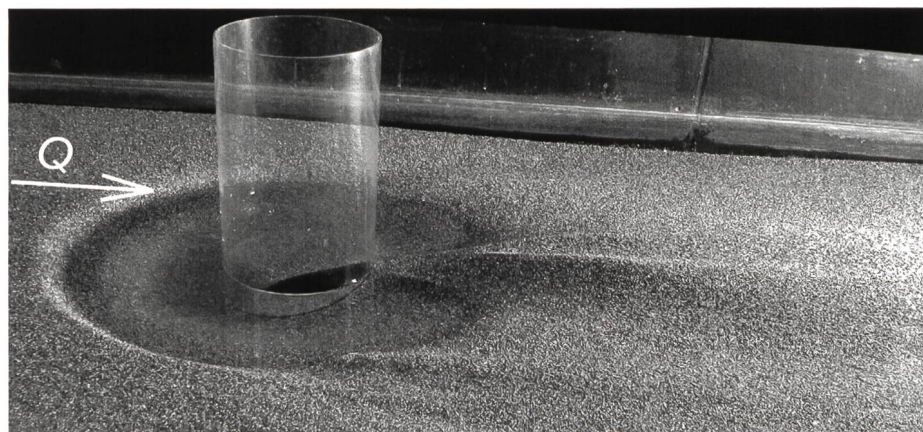


Bild 4. Typische Kolktopographie nach dem Erreichen der Endkolk-tiefe für $Q = 0,05$ m³/s, $h_M = 0,142$ m, $F_{dM} = 2,60$, $t_M = 1800$ s, $r = 10$, $D = 0,20$ m, $d_{50} = 1,14$ und $\sigma = (d_{84}/d_{16})^{1/2} = 1,18$.

wurden stromab des Pfeilers die maximalen Ablagerungshöhen des Sediments gemessen. Eine ausführliche Beschreibung der Versuchsdurchführung geben Hager und Unger (2005).

Insgesamt wurden 18 Versuche mit drei Sedimenten unter denen eines uniform war durchgeführt (Tabelle 1). Der Flutwel-

lenformbeiwert betrug in allen Versuchen aufgrund von beschränkten Möglichkeiten bei der Pumpenansteuerung $r = 10$ und die Zeit t_M bis zur Abflussspitze wurde systematisch zwischen 300 s und 3600 s variiert. Die eingebauten Pfeiler sind durch die Durchmesser $D = 0,11$ m und $0,20$ m gekennzeichnet. Die daraus resultierenden

Zeitverhältnisse betragen $810 \leq \gamma \leq 8200$. Die densimetrische Partikel-Froudezahl F_d und die Froudezahl zum Bewegungsbeginn des Sedimentbetts im Zulaufkanal $F_t = V_o/V_i$ wurden jeweils auf die Bedingungen zur Flutwellenspitze (Index M) bezogen. Sie variierten von $1,96 < F_{dM} < 3,68$ und $0,55 < F_{tM} = v_{oM}/v_{iM} < 1,18$. Zwei Versuche wurden im Übergangsbereich von Klarwasserkolk zu Kolk mit beweglicher Sohle durchgeführt, für alle anderen Versuche war $F_{tM} < 0,9$ und somit im Klarwasserbereich, also ohne Sedimenttransport stromauf des Brückenpfeilers. Bild 4 zeigt ein typisches Beispiel eines Kolks im Zustand der Endkolkentiefe nach einer instationären Belastung. Die dabei entstehende Kolkform zeigt im Vergleich mit den Versuchen unter stationären Belastungen keine Veränderungen.

3.2 Zeitliche Kolkentwicklung

Bild 5 zeigt den Kolkfortschritt Z_M/Z_{Me} als Funktion der normalisierten Zeit T_M für $r = 10$. Die ausgefüllten Symbole repräsentieren die Entwicklung der Kolkentiefe für die Versuche unter Klarwasserbedingungen ($F_{tM} < 0,9$) und die offenen Symbole die Versuche im Übergangsbereich zu Kolken mit beweglicher Sohle. Für $F_{tM} > 0,9$ werden die Kolkiefen zu Versuchsbeginn systematisch überschätzt, da Gl. (1) nur für Klarwasserbedingungen gültig ist. Allerdings ist der daraus resultierende Fehler stets auf der sicheren Seite. Die Daten für die Klarwasserbedingungen hingegen folgen der theoretischen Beschreibung der Kolkiefenentwicklung nach Gl. (6).

3.3 Endkolkentiefe

Folgernd aus der Gl. (8) ist die Endkolkentiefe wesentlich abhängig von der densimetrischen Froudezahl F_{dM} zur Flutwellenspitze und deutlich weniger von der Zeit t_M . Die relative Zeit bis zum Maximum der Flutwelle ist $T_e = t_M/t_e$ mit $t_e = (h_M r)/$

$[\sigma^{1/3}(g'd_{50})^{1/2}]$. Somit kann die durch Gl. (8) bestimmte Endkolkentiefe z_e mit $Z_e = z_e/(h_M^{4/9}D^{5/9})$ umgeschrieben werden zu

$$Z_e = \alpha \cdot F_{dM}^{3/2} \cdot T_e^{1/6} \quad (9)$$

Bild 6a vergleicht die experimentell ermittelten Daten für $F_{dM} = [Z_e/(\alpha T_e^{1/6})]^{2/3}$ mit den berechneten, beschrieben durch eine umgestellte Form von Gl. (9). Dabei repräsentiert die ausgezogene Linie Gl. (9) und die Strichlinien Abweichungen von $\pm 25\%$. Alle gemessenen Endkolkiefen liegen innerhalb dieses Fehlerbands. Mit steigenden densimetrischen Froudezahlen verbessert sich die Korrelation von gemessenen und berechneten Werten. Dies ist ähnlich zu den Beobachtungen von Oliveto und Hager (2005) und erneut begründet im Gültigkeitsbereich von Gl. (1).

In Bild 6b ist abschliessend die nach Gl. (9) berechnete (*appr*) und dimensionsbehaftete Endkolkentiefe z_e gegen die gemessene (*eff*) Endkolkentiefe aufgetragen. Die Korrelation der Daten liegt auch hier in einem Band von $\pm 25\%$ und damit in einem für die Kolkhydraulik akzeptablen Bereich. Somit kann mit Gl. (9) die Endkolkentiefe unter der Einwirkung einer Flutwelle mit einer Genauigkeit von ca. $\pm 25\%$ bestimmt werden.

4. Diskussion der Resultate

Das bedeutendste Ergebnis der instationären Kolkversuche ist die Beschreibung der normierten Endkolkentiefe Z_e . Die Gl. (9) ergibt sich, umgeschrieben in dimensionsbehafteten Grössen, zu

$$z_e = \left(0.068 N \sigma^{-4/9} r^{-1/6}\right) \cdot \left(V_M^{3/2} t_M^{1/6} (g' d_{50})^{-2/3}\right) \cdot \left(h_M^{5/18} D^{5/9}\right) \quad (10)$$

Durch diese Darstellungsweise können alle involvierten Terme einzeln diskutiert werden. Wie bereits festge-

stellt, hat die mittlere Abflussgeschwindigkeit zur Flutwellenspitze V_M mit der Potenz 1,5 den massgebenden Einfluss auf die entstehende Kolkentiefe. Aus grossen Werten für V_M resultieren wesentlich grössere Kolkiefen. Den zweitgrössten aber umgekehrt proportionalen Einfluss auf die Endkolkentiefe z_e hat der mittlere Korndurchmesser d_{50} des Sediments. Der Pfeilerdurchmesser D ist wiederum proportional zur Kolkentiefe mit der Potenz von ungefähr 0,5. Der Ausdruck in der linken Klammer der rechten Seite von Gl. (10) ist dominiert vom Pfeiler-Formfaktor N ($N=1$ für kreiszylindrische Pfeiler). Ein Steigen der Sedimentungleichförmigkeit σ verursacht eine Verringerung der Endkolkentiefe. Für stark ungleichförmiges Sediment mit $\sigma = 3$ resultiert daraus eine Reduktion von ca. $0,61 z_e$ bezogen auf uniformes Material mit $\sigma = 1$. Die Einflüsse der Zeit bis zur Flutwellenspitze t_M und des Formfaktors r sind dagegen relativ gering. Ein Erhöhen von t_M oder r um den Faktor 10 vergrössert den Kolk gerade auf ca. $1,47 z_e$. Abschliessend sollte die Tatsache beachtet werden, dass mit $V_M = q_M/h_M$ die Gl. (10) durch total 11 unabhängige Parameter bestimmt wird. Fünf dieser beschreiben die Flutwelle (η , q_M , h_M , t_M , r), zwei die Pfeilerform (N und D) und die restlichen das Sediment (d_{16} , d_{50} , d_{84} , ρ_s). Die Bemessungsvorschrift nach Gl. (10) verknüpft somit diese grosse Anzahl von unabhängigen Grössen in einer für die Ingenieurpraxis einfach zu handhabenden Form.

Um die im vorherigen vorgestellten Berechnungsvorschriften auf ihre Allgemeingültigkeit zu überprüfen, werden diese nun mit in der Literatur vorhandenen Daten anderer Autoren verglichen und die Ergebnisse diskutiert. Aufgrund der bereits dargestellten Komplexität des Problems existieren nur wenige Studien über die Kolkentwicklung unter hydraulisch instationärer Belastung. Zum Vergleich wur-

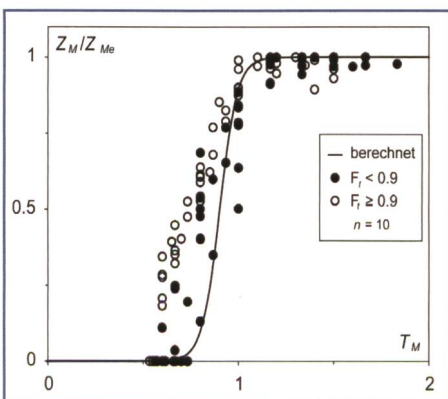


Bild 5. Vergleich der zeitlichen Entwicklung der relativen Kolkentiefe nach Experiment und Gl. (6).

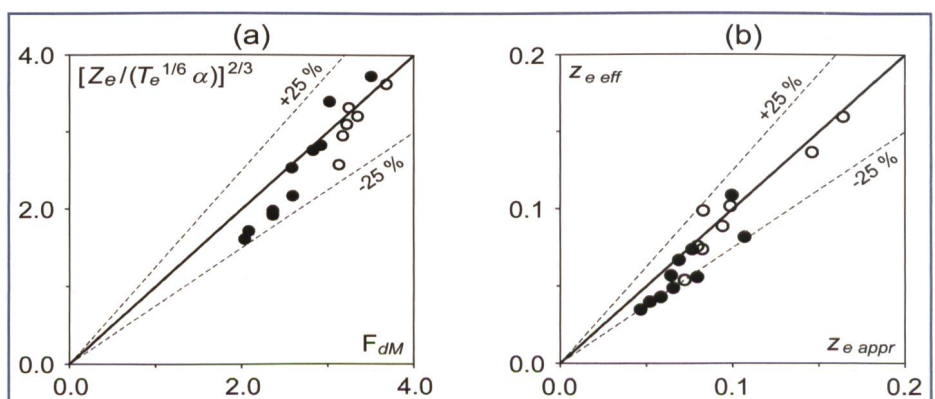


Bild 6. Vergleich der Endkolkiefen (a) Relative Endkolkentiefe Z_e (• oder ○) beobachtet und (—) berechnet nach Gl. (9), (b) Absolutwerte z_e (• $F_t < 0,9$; ○ $F_t \geq 0,9$).

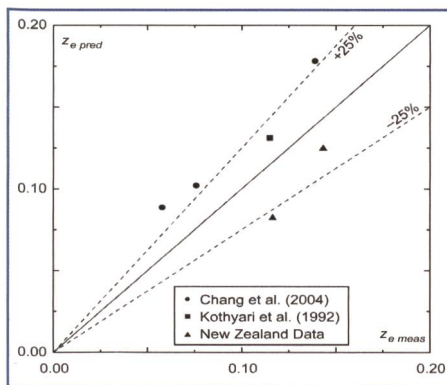


Bild 7. Vergleich der experimentell gemessenen Endkolkiefen aus den Literaturdaten (meas) mit den nach Gl. (9) berechneten Tiefen $z_e/(h_M^{4/9} \cdot D^{5/9}) = \alpha \cdot F_{dM}^{3/2} \cdot T_e^{1/6}$ (pred).

den hier vier Arbeiten ausgewählt, nämlich Chang et al. 2004, Kothyari et al. 1992, Verstappen 1978 und Harwood 1977. Bild 7 zeigt den Vergleich der nach Gl. (9) berechneten Endkolkiefen, aufgetragen auf der Ordinate, mit den auf der Abszisse dargestellten Literaturmessdaten. Dabei wurden aus Gründen der Übersichtlichkeit die Daten von Verstappen (1978) und Harwood (1977) zusammengefasst und als New Zealand Data bezeichnet. Die Flutwellenformen wurden mit $r = 3,5$ respektive $0,75$ (Chang et al. 2004; Kothyari et al. 1992) auf eine Maxwell-Verteilung angepasst. Die Zeit t_M bis zum Flutwellenmaximum beträgt $t_M = 25\,500$ s (Kothyari et al. 1992) bzw. $t_M = 9\,000$ s (Chang et al. 2004) also ca. 7 h respektive 2,5 h. Somit sind beide Flutwellen relativ lang und ergänzen sich sehr gut mit den im Rahmen dieser Studie durchgeführten Versuchen.

Das Diagramm in Bild 7 zeigt für alle gemessenen Endkolkiefen eine gute Korrelation mit der hier vorgeschlagenen Bemessungsgleichung. Die Streuung der Daten liegt in einem für praktische Anwendungen der Kolkhydraulik guten Bereich von ca. $\pm 25\%$. Die Messwerte von Chang et al. sind dabei systematisch zu klein, die Gründe dafür liegen in der speziellen Versuchsdurchführung und werden im Folgenden diskutiert.

In Bild 8 wird schliesslich die zeitliche Kolkentwicklung nach Gl. (6) den Literaturdaten von Chang et al. (2004) und Kothyari et al. (1992) gegenübergestellt. Hierbei wurde auf die erneute Darstellung der New Zealand Data verzichtet, da bei diesen die hydraulischen Randbedingungen nur unzureichend dokumentiert sind. In Kothyari et al. (1992) ist aber ein Vergleich seines Ansatzes mit diesen Messdaten vorhanden, welcher eine akzeptable Übereinstimmung zeigt.

In den beiden Diagrammen auf

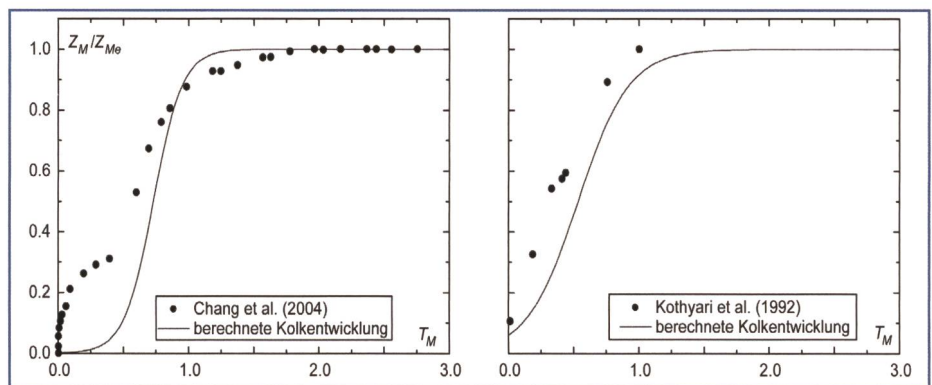


Bild 8. Vergleich der experimentell gemessenen temporären Kolkentwicklung aus den Literaturdaten (•) mit der nach Gl. (6) berechneten Tiefen (—).

Bild 8 ist jeweils die Kolkiefenentwicklung Z_M/Z_{Me} über die relative Zeit T_M zur Flutwellenspitze ($T_M = 1$) aufgetragen. Die linke Darstellung zeigt dabei die Messdaten für einen ausgewählten Versuch von Chang et al. (2004). Ab der $T_M \approx 0,5$ ist eine gute Korrelation zwischen den Messdaten und der Gl. (6) vorhanden. Im Bereich $T_M < 0,5$ existieren dagegen erhebliche Abweichungen, welche durch die spezielle Versuchsdurchführung von Chang et al. bedingt sind. Innerhalb ihrer Experimente nutzen sie eine Flutwelle, welche nicht bei $Q = 0$ beginnt sondern erst bei $Q = Q_0$. Dabei ist Q_0 erheblich grösser als der kritische Wert für den Kolkbeginn am Pfeiler. Deswegen sind die Kolkiefen bei Versuchbeginn wesentlich grösser als die nach Gl. (6) berechneten und erst nach einer Zeitspanne $T_M \approx 0,5$ erreicht der berechnete Kolk die Grössenordnung des Gemessenen. Das rechte Diagramm zeigt die Daten von Kothyari et al. (1992). Hier werden die beobachteten Kolkiefen systematisch unterschätzt. Begründet ist dieses wiederum in der besonderen Versuchsdurchführung des Experiments. Auch Kothyari et al. (1992) starteten die Versuche mit einem überkritischen, also kolkverursachenden Durchfluss und somit sind auch diese Messresultate am Beginn der Flutwelle zu hoch. Ausserdem wurden die Experimente bei Erreichen des Flutwellenmaximums ($T_M = 1$) gestoppt. Somit konnte sich die Endkolktiefe Z_{Me} nicht vollständig ausbilden und wird folglich unterschätzt. Daraus folgt für die gemessene und normierte Tiefe Z_M/Z_{Me} ein systematisch zu grosser Wert. Verstärkt wird dieser Effekt noch durch die lange Zeitdauer t_M bis zum Flutwellenmaximum von mehreren Stunden, da der bereits vorhandene Pfeilerkolk nach Erreichen des Maximums zusätzlich über eine grosse Zeitdauer

einer nahezu maximalen hydraulischen Belastung ausgesetzt wird. Prinzipiell ist aber bei beiden Experimenten ein der Gl. (6) ähnlicher Kolkverlauf zu beobachten. Die Abweichungen zwischen der Berechnungsvorschrift und den experimentellen Daten der verschiedenen Autoren wurden sowohl für die Endkolktiefe als auch für die zeitliche Kolkentwicklung begründet. Somit kann, unter Berücksichtigung der angegebenen Limitationen, zur Berechnung der Endkolktiefe Gl. (9) und zur zeitlichen Kolkentwicklung Gl. (6) ingenieurtechnisch angewandt werden.

5. Schlussfolgerungen

Diese Forschungsarbeit untersucht die aus einer Flutwelle resultierende Endkolktiefe an kreiszylindrischen Brückenpfeilern in ebenen und rechteckigen Fliessquerschnitten. Anhand detaillierter Modellversuche und durch die Erweiterung der Kolkformel für konstante Zuflussbedingungen nach Oliveto und Hager (2002, 2005) wurden die zeitliche Kolkentwicklung und die entstehenden Endkolkiefen analysiert. Dabei wurde die Flutwelle mittels einer Maxwellverteilung angenähert. Durch die Verknüpfung eines theoretischen Ansatzes mit ausgewählten Modellversuchen konnten folgende wesentlichen Resultate erzielt werden:

- Die zeitliche Entwicklung der Kolktiefe folgt einer hyperbolischen Funktion des Flutwellenformparameters r und der relativen Zeit T_M .
- Für die Berechnung der Endkolktiefe wurde ein Bemessungsansatz vorgestellt, welcher wesentlich von der densimetrischen Froudezahl F_d abhängt und insgesamt 11 unabhängige Parameter berücksichtigt.
- Die beiden vorgestellten Bemessungsansätze (Gln. (6) und (9)) wurden ab-

schliessend durch Literaturdaten weiter verifiziert und bilden somit eine unkomplizierte Bemessungsgrundlage für die Ermittlung von Pfeilerkolk im Prototyp.

Danksagung

Dieses Forschungsprojekt wurde vom Schweizerischen Nationalfonds SNF (Beitrag Nr.: 2100-065190) finanziert.

Mein besonderer Dank gilt Prof. Dr. Willi H. Hager (ETH Zürich, VAW), für die umfassende Betreuung und Unterstützung dieser im Rahmen einer Dissertation durchgeführten Forschungsarbeit.

Literatur

Breusers, H.N.C., Raudkivi A.J. (1991): Scouring. IAHR Hydraulic Structure Design Manual 2, Balkema, Rotterdam.
Chang, W.Y., Lai, J.S., Yen, C.L. (2004): Evolution of scour depth at circular bridge piers. Journal of Hydraulic Engineering, 130(9), 905-913.
Hager, W.H., Droux, J.J. (1987): Diffusive flood waves in large rivers. Flood hydrology: 81-95, ed. Singh, V.P., Reidel, Dordrecht.

Hager, W.H., Unger, J. (2005): Effect of flood waves on bridge pier scour. 31. IAHR Congress Seoul S15-3: 1441-1448.

Hager, W.H., Unger, J. (2007): Bridge pier scour under flood waves. Journal of Hydraulic Engineering transmitted.

Hager, W.H., Unger, J., Oliveto, G. (2002): Entainment criterion for bridge piers and abutments. River Flow 2002 Louvain-la-Neuve 2: 1053-1058.

Harwood, N.J. (1977): Local scour at a bridge pier caused by flood waves, ME thesis. Univ. of Canterbury, Christchurch, New Zealand.

Hoffmans, G.J.C.M., Verheij, H.J. (1997): Scour manual. Balkema, Rotterdam.

Kothyari, U.C., Garde, R.C.J., Ranga Raju, K.G. (1992): Temporal variation of scour around circular bridge piers. Journal of Hydraulic Engineering 118(8), 1091-1106.

Melville, B.W., Coleman, S.E. (2000): Bridge scour. Water Resources Publication, Highlands Ranch.

Oliveto, G., Hager, W.H. (2002): Temporal evolution of clear-water pier and abutment scour. Journal of Hydraulic Engineering 128(9), 811-820.

Oliveto, G., Hager, W.H. (2005): Further results to time-dependent local scour at bridge elements. Journal of Hydraulic Engineering 131(2), 97-105.

Unger, J. (2006): Strömungscharakteristika um kreiszylindrische Brückenpfeiler – Anwendung von Particle Image Velocimetry in der Kolkhydraulik. Dissertation 16557. ETH: Zürich.

Verstappen, E.L. (1978): Non steady local scour at a cylindrical pier, ME thesis, Univ. of Canterbury, Christchurch, New Zealand.

Anschrift des Verfassers

Dr. Jens Unger,
ETH Zürich, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie (VAW)
Gloriastrasse 37/39
CH-8092 Zürich
unger@vaw.baug.ethz.ch



Für Informationsfluss in geordneten Bahnen.

buag-Kommunikations-Full-Service

Für die Konzeption und Realisation von Dokumentationen, Publikationen, Berichten und Broschüren steht Ihnen ein Team von Fachleuten mit einer nahtlosen Netzwerkstruktur zur Verfügung, die sich flexibel auf Umfang und Art Ihres Informationsprojektes einstellen können. Sie halten so Ihren Informationsfluss, aber auch Ihre Budgets in geordneten Bahnen. Informieren Sie sich unter www.buag.ch und verlangen Sie die Broschüre «Die Kommunikation der Information» oder rufen Sie einfach Tel. 056 484 54 54 an.



UNTERHALT VON STAUANLAGEN

Stauseevermessungen

Enschlammung von Staubecken

Kontrolle von Rechen, Schiebern, Grundablässen,
Druckleitungen

Spezialarbeiten

Hydro Maintenance Service

c/o FMB Engineering AG
Grienbachstrasse 39, 6340 Baar
Telefon 041 761 68 38

info@hmservice.ch
www.hmservice.ch

