

Ermittlung der Kolkiefen und der erforderlichen Sohlenbefestigung im Bereich einer Brückenbaustelle in der Elbe

DIPL.-ING. MATTHIAS ALEXY, BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU

Inhaltsangabe

Im Zuge des Straßenprojekts B2/B187 „Umgehung Wittenberg - Pratau - Eutzsch“ sowie des Eisenbahnprojektes „Projekt Deutsche Einheit Nürnberg-Erfurt-Halle-Leipzig-Berlin“ ist bei Wittenberg der Neubau einer Elbequerung erforderlich. Es ist vorgesehen, etwa 250 m stromaufwärts der bestehenden Brücken eine gemeinsame Trasse für den Straßen- und Bahnverkehr durch das Überflutungsgebiet der Elbe zu bauen.

Während der Bauphase werden am linken Ufer eine Umschlagstelle und am rechten und linken Ufer ein Bau-
feld angeordnet. Außerdem sind die beiden 180 bzw. 80 m breiten Flutöffnungen auf dem linken Vorland abgesperrt, sodass mit deutlich erhöhten Fließgeschwindigkeiten und damit einer verstärkten Sohlenerosion im Baustellenbereich zu rechnen ist. Deshalb wurde die Bundesanstalt für Wasserbau beauftragt, Untersuchungen zur Abschätzung der Sohlenerosion im Bereich der Brückenbaustelle durchzuführen.

Zunächst erfolgte die Ermittlung der drei, sich überlagernden Anteile der Sohleintiefung im Bereich von Flussbauwerken:

- Die **großräumige** und **langfristige** („natürliche“) Veränderung der **Sohlenlagen** im untersuchten Flussabschnitt, die auch ohne die Einbauten eintreten würde,
- die sich über die gesamte Sohlenbreite erstreckende **globale Erosion** („Kontraktionskolk“) infolge der Einengung des Fließquerschnittes,
- die **lokale Erosion** als Kolkbildung im Nahbereich der Bauwerke.

Schließlich wurde der für eine Sohlsicherung erforderliche, dem Strömungsangriff mit Sicherheit standhaltende Korndurchmesser bestimmt.

1 Veranlassung und Aufgabenstellung

Im Zuge des Straßenprojekts B2/B187 „Umgehung Wittenberg - Pratau - Eutzsch“ sowie des Eisenbahnprojektes „Projekt Deutsche Einheit Nürnberg-Erfurt-Halle-Leipzig-Berlin“ ist bei Wittenberg der Neubau einer Elbequerung erforderlich. Es ist vorgesehen, etwa 250 m stromaufwärts der bestehenden Brücken eine gemeinsame Trasse für den Straßen- und Bahnverkehr durch das Überflutungsgebiet der Elbe zu bauen (Bild 1).

Durch die starke Einengung des Fließquerschnittes während der Bauphase muss mit gegenüber dem Ist-Zustand wesentlich erhöhten Fließgeschwindigkeiten im Bereich der Brückenbaustelle gerechnet werden. Deshalb wurde die Bundesanstalt für Wasserbau vom Wasser- und Schifffahrtsamt Dresden beauftragt, die Tiefe der sich im Bereich der Brückenbaustelle einstellenden Kolke abzuschätzen und die erforderlichen Steindurchmesser für eine Sohlensicherung zu ermitteln.

Bei den Untersuchungen war vom ungünstigsten Fall auszugehen. Das bedeutet, dass die beiden 180 bzw. 80 m breiten Flutöffnungen abgesperrt sind. Damit ist das gesamte linke Vorland vom Abflussgeschehen ausgeschlossen. Außerdem sind am linken Ufer eine Umschlagstelle (OK 68 m+NN) und am rechten und linken Ufer ein Bau-
feld (OK 67 bzw. 68 m+NN) angeordnet, sodass die Flussbreite im Bereich der Brückenbaustelle nur noch ca. 110 m beträgt (Bild 1).

2 Abschätzung der im Bereich der Brückenbaustelle zu erwartenden Erosion

2.1 Allgemeines

Bei der Kolkbildung im Bereich von Flussbauwerken handelt es sich um äußerst komplizierte physikalische Prozesse, die von zahlreichen, oft nicht oder nur unzureichend quantifizierbaren Faktoren beeinflusst werden. Eine rein analytische Bestimmung der Kolkiefen ist deshalb nicht möglich. So kann die Abschätzung von Erosionserscheinungen im Bereich von Flussbauwerken nur mit Hilfe von empirischen, unter ganz bestimmten Randbedingungen entwickelten Berechnungsverfahren erfolgen. Wegen der sich damit ergebenden eingeschränkten Übertragbarkeit der Ansätze auf die vorliegenden Verhältnisse, führt die Anwendung dieser Methoden zu stark voneinander abweichenden Ergebnissen. Deshalb erfolgte die Abschätzung der Kolkiefen mit mehreren Methoden, wobei verschiedene Bemessungsabflüsse zu Grunde gelegt wurden.

Die Entwicklung der Höhenlage von beweglichen Flusssohlen im Bereich von Einbauten wird durch drei Prozesse beeinflusst (Bild 2):

1. Die langfristige („natürliche“), großräumige Eintiefung oder Erhöhung der Sohlenlagen im untersuchten Flussabschnitt, die unabhängig vom Vorhandensein einer Brücke eintritt.

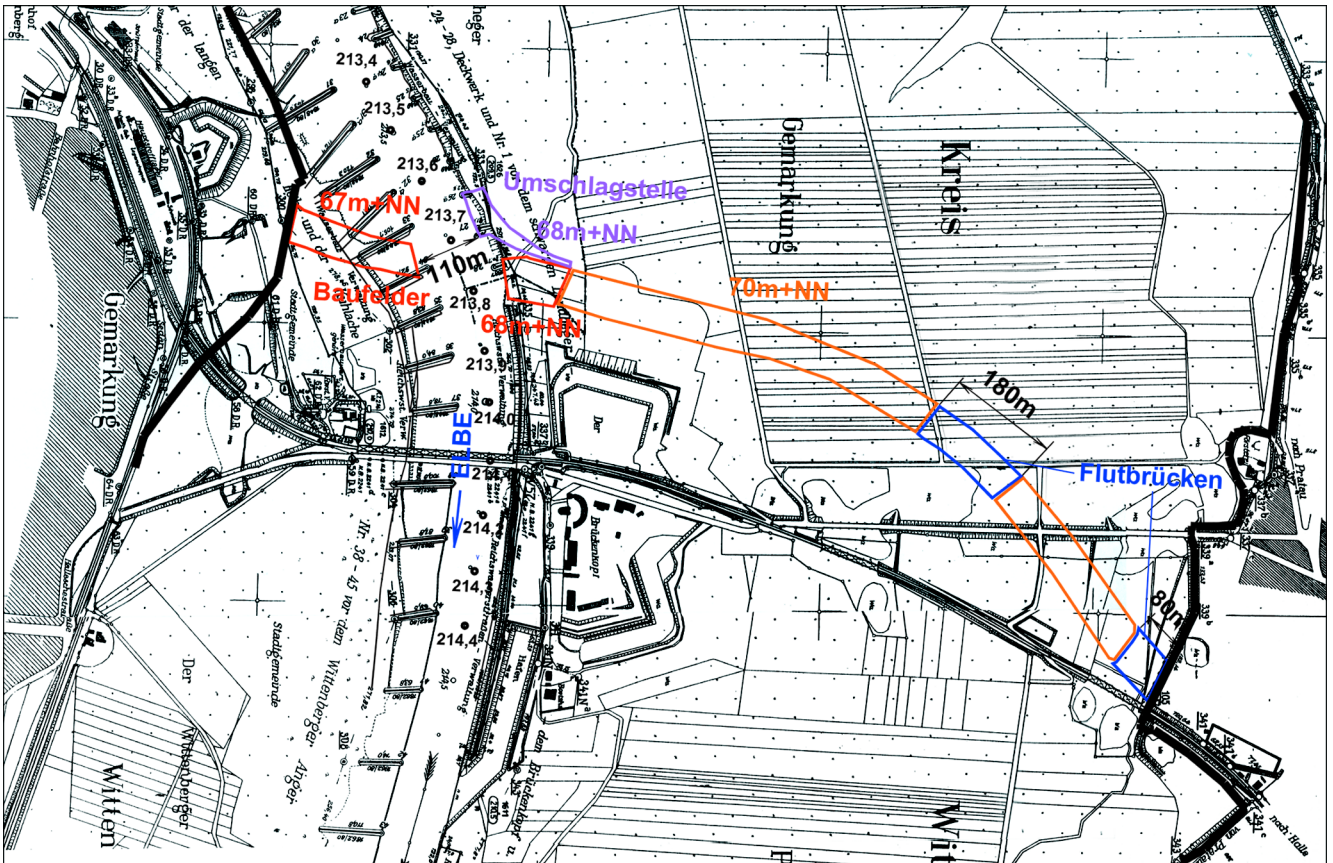
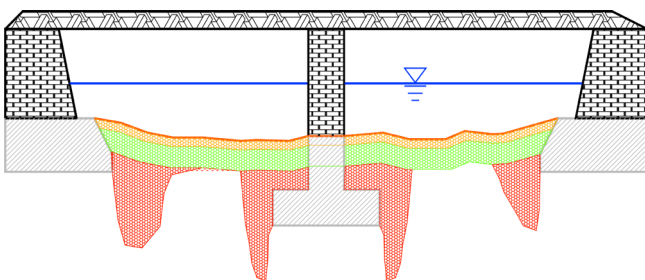


Bild 1: Lageplan der Baustraßen, Spundwandkästen, Umschlagstellen für den Neubau der Elbebrücke bei Wittenberg



langfristige Veränderung der Sohle ("natürliche Erosion")
 Erosion infolge Querschnittseinengung (Kontraktionskolk)
 Erosion im Nahbereich der Bauwerke (lokaler Kolk)

Bild 2: Erosionsprozesse im Bereich von Einbauten in fließenden Gewässern

2. Die Sohleneintiefung infolge der Querschnittseinengung im Bereich der Einbauten (Einschnürungskolk).
3. Die lokale Erosion (Kolke im Nahbereich der Einbauten, wie Pfeiler, Widerlager oder Spundwandkästen).

Der Sedimenttransport in natürlichen Fließgewässern und insbesondere die lokalen Erosionserscheinungen im Bereich von Flussbauwerken sind äußerst komplizierte Prozesse, welche von vielen Faktoren abhängen. Die wichtigsten Einflussgrößen sind dabei:

Geometrie:

- Gerinnegeometrie
- Abmessung der Pfeiler bzw. Widerlager

- Pfeiler- bzw. Widerlagerform
- Verbauungsverhältnis
- Sohlgefälle

Strömung:

- Spezifischer Abfluss
- Fließgeschwindigkeit
- Wassertiefe / Wasserspiegelgefälle
- Sohlrauheit
- Turbulenz

Hydrologie:

- Abflussganglinie

Wasser:

- Dichte
- Viskosität

Sediment:

- Korngrößenverteilung
- Spezifische Dichte
- Kornform und -lage
- Kohäsion
- Geschiebeeintrag von oberstrom und aus dem Einzugsgebiet

Das prinzipielle Problem bei der Vorhersage der morphologischen Entwicklung von Fließgewässern ist das Fehlen einer allgemeingültigen Formel zur quantitativen Bestimmung des Geschiebetriebs. Die zahlreichen empirischen Transportformeln liefern nur dann mehr oder weniger zutreffende Resultate, wenn die Randbedingungen, unter denen sie auf der Grundlage von

Natur- bzw. Modellversuchen entwickelt wurden, auch im konkreten Fall gegeben sind. Außerdem wird in allen Formeln vereinfachend vom Gleichgewichtstransport in geraden Gerinnen unter stationär-gleichförmiger Strömung ausgegangen. Unbekannte oder nur schwer zu bestimmende Einflussgrößen werden in verschiedenen Koeffizienten zusammengefasst, die in einem starken Maße von den Versuchsbedingungen abhängen. Stark voneinander abweichende Ergebnisse (bis in den Bereich von 10er-Potenzen) sind bei der Anwendung verschiedener Feststofftransportgleichungen deshalb die Regel.

Auch die Vorhersage von lokalen Kolkiefen im Nahbereich von Bauwerken kann nur mit Hilfe empirischer, unter ganz bestimmten Randbedingungen gewonnener Berechnungsverfahren erfolgen. Dabei führt die Anwendung dieser Methoden ebenfalls zu teilweise sehr stark

Feststofftransportmodell auf der Grundlage des Programmsystems HEC-6 erstellt.

Zur hydraulischen Eichung des Modells sind vier Wasserspiegelfixierungen herangezogen worden, die das gesamte Abflussspektrum abdecken. Problematisch ist in diesem Zusammenhang das Fehlen von aktuellen Hochwasserfixierungen. Das einzige verfügbare Nivelement bei deutlich ausufernden Wasserständen stammt aus dem Jahr 1896 und weist im untersuchten Flussabschnitt nur eine Stützstelle auf.

Im Ergebnis der Eichung wurde ein eindimensionales stationäres Modell erhalten, das durch die Vorgabe wasserstandsabhängiger Rauheiten die Wasserspiegelentwicklung über den gesamten Abflussbereich gut reproduziert (Bild 3).

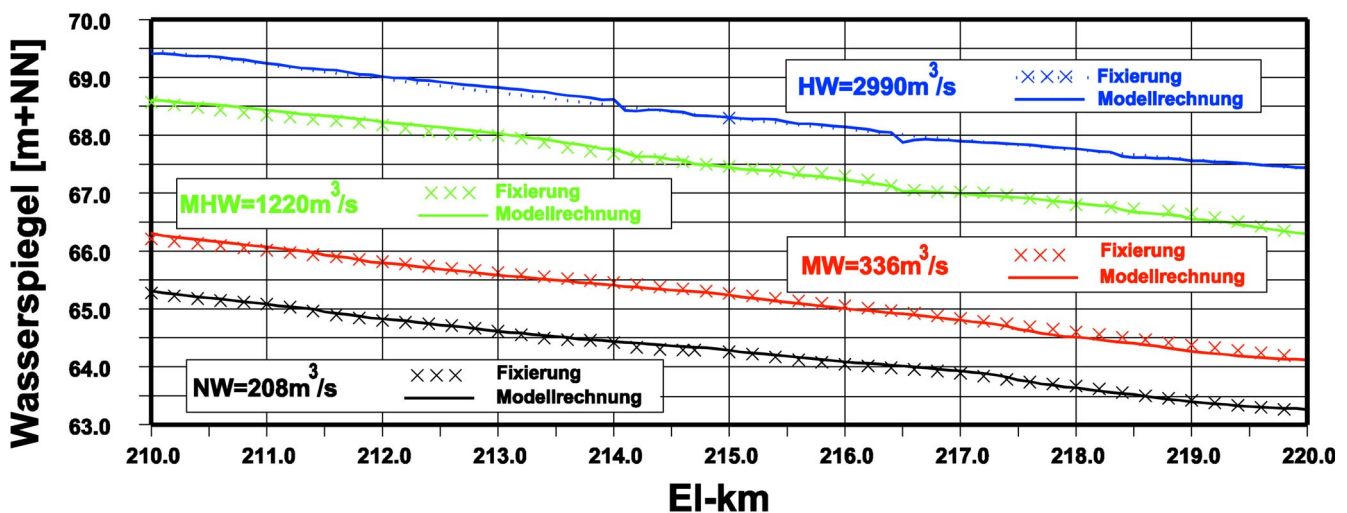


Bild 3: Fixierte und berechnete Wasserspiegel im Abschnitt EI-km 210 - 220

voneinander abweichenden Ergebnissen. So wurden in [1] für ein an eine Donaubrücke angelehntes Berechnungsbeispiel Kolkiefen zwischen 8,28 m und 0,14 m (ohne allgemeine Sedimentbewegung) bzw. zwischen 2,27 m und 0,18 m (mit allgemeiner Sedimentbewegung) ermittelt.

Da es zum einen das „richtige“ Berechnungsverfahren zur Abschätzung der großräumigen und lokalen Erosion nicht gibt und zum anderen die Ergebnisse in der Regel relativ stark streuen, wurde im Rahmen der vorliegenden Untersuchungen auf verschiedene Lösungsansätze zur Bestimmung der lokalen Kolkiefen zurückgegriffen.

2.2 Prognose für die großräumige Sohlenlagenänderung im Untersuchungsgebiet

Für die Ermittlung der großräumigen Entwicklung der Sohlenlagen wurde ein eindimensionales numerisches

Das zentrale Problem bei der sedimentologischen Kalibrierung eines Feststofftransportmodells ist der Versuch, durch das „Nachfahren“ der für den Eichzeitraum bekannten Abflussganglinie die beobachtete Entwicklung der Sohlenlagen im untersuchten Flussabschnitt möglichst genau nachzuvollziehen. Die Grundlage für die Eichung bildeten in diesem Fall die Differenzen zwischen den 1961 und 1993 gepeilten mittleren Sohlenlagen. Als hydrologische bzw. hydraulische Randbedingung waren die für den Eichzeitraum bekannte Abflussganglinie am Pegel Wittenberg (Bild 4) und eine Wasserstands-Abfluss-Beziehung am unteren Modellrand zu generieren.

Als sedimentologische Randbedingungen mussten die geschlebeführende Sohlenbreite, die Kornzusammensetzung der Sohle sowie die Menge und Kornverteilung der am oberen Modellrand eingetragenen Feststoffe (Sedimente und Schwebstoffe) vorgegeben werden. Die im Modell verwendeten Naturdaten basieren auf Geschiebe- und Schwebstoffmessungen bzw. Untersuchungen des Flusssohlenmaterials durch die Bundes-

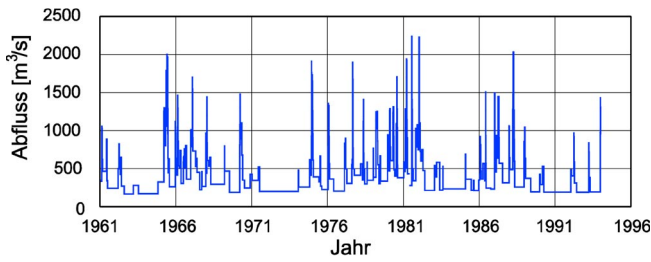


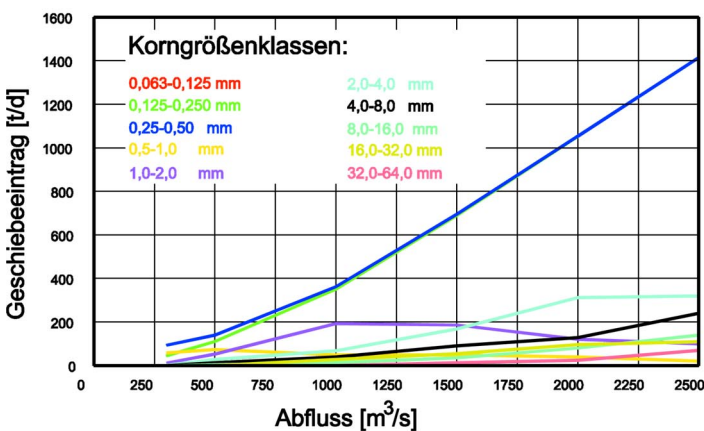
Bild 4: Abflussganglinie am Pegel Wittenberg von 1961 bis 1993

anstalt für Gewässerkunde. In Bild 5 sind exemplarisch der Geschiebeeintrag am oberstromigen Modellrand und die Kornverteilung der Sohle dargestellt.

Das Programm HEC-6 ermöglicht die Vorgabe verschiedener Geschiebeformeln. Testrechnungen ergaben, dass die Sohlenlagenentwicklung im zu untersuchenden Elbeabschnitt am besten mit der von YANG entwickelten Transportgleichung nachzuvollziehen ist (Bild 6).

Auch im besonders interessierenden Flussabschnitt im Bereich der Brücke zeigt sich eine gute Übereinstimmung zwischen den beobachteten und den gemessenen Sohlenlagenänderungen (Tabelle 1). Dabei ist zu beachten, dass nur für die Profile EI-km 213,5; 213,7; 213,8; 231,9 sowie 214,4 Messwerte vorlagen, sodass die fehlenden Sohlendifferenzen interpoliert werden mussten. Im Durchschnitt betrug die Erosionsrate im

Geschiebeeintrag am oberstromigen Modellrand



Kornverteilung der Sohle

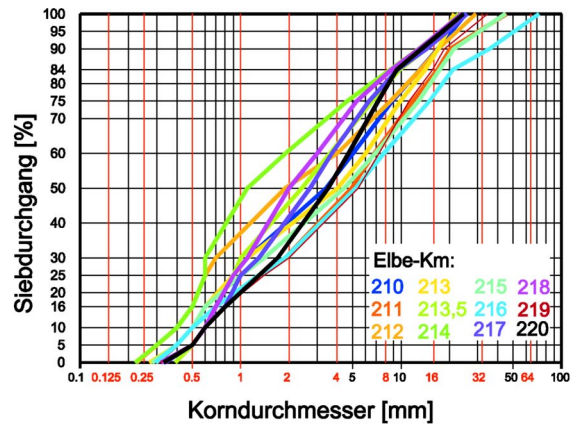


Bild 5: Sedimentologische Randbedingungen für das Feststofftransportmodell

In allen Geschiebetransportformeln gehen mit Laborversuchen oder Naturmessungen ermittelte Beiwerte ein, die in einem starken Maß von den jeweiligen Randbedingungen abhängen. Deshalb sind im Allgemeinen nur innerhalb dieser meist sehr eng gefassten Grenzen zutreffende Berechnungsergebnisse zu erwarten. Aus diesem Grund hängt die Güte eines Feststofftransportmodells ganz entscheidend von der Wahl einer geeigneten Transportformel ab.

Bereich der Brücke etwa 1,5 cm/Jahr.

Zur Untersuchung der langfristigen („natürlichen“), großräumigen Eintiefung oder Erhöhung der Sohlenlagen im untersuchten Flussabschnitt, die **unabhängig vom Vorhandensein einer Brückenbaustelle** eintritt, wurden mit dem geeichten Feststofftransportmodell Prognoserechnungen über einen Zeitraum von einem Jahr durchgeführt. Um den Unsicherheiten bei der Abschätzung

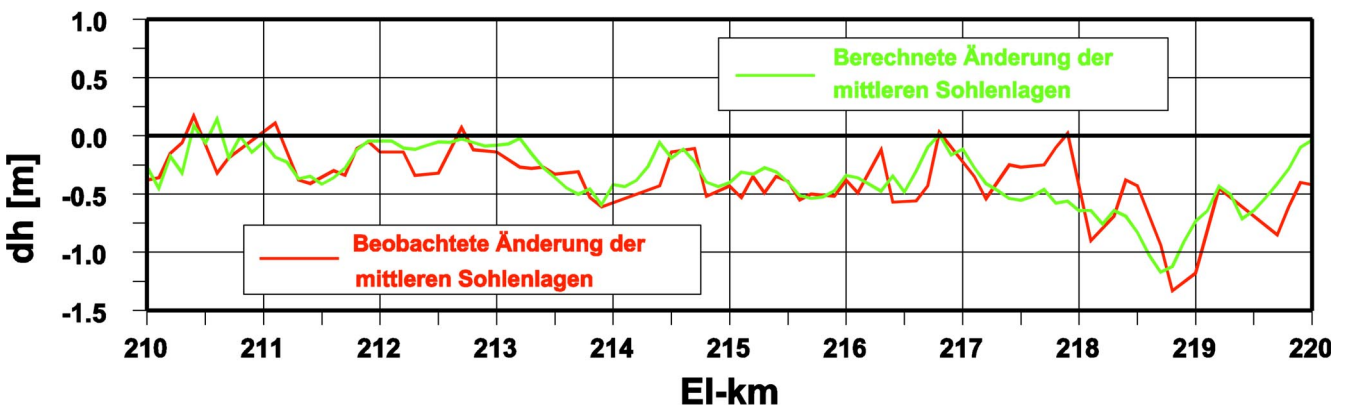


Bild 6: Beobachtete und berechnete Änderungen der mittleren Sohlenlagen im Bereich EI-km 210-220 zwischen 1961 und 1993

El-km	213,6	213,7	321,8	213,9	214,0	214,1	214,2	Mittel
Beobachtete Änderung der Sohlenlage [m]	-0,32	-0,31	-0,53	-0,61	-0,57	-0,54	-0,51	-0,48
Berechnete	-0,45	-0,50	-0,45	-0,59	-0,42	-0,44	-0,38	-0,46

Tabelle 1: Beobachtete und berechnete Erosion im Brückenbereich von 1961 bis 1993

der künftigen hydrologischen Verhältnisse Rechnung zu tragen, erfolgten die Simulationsrechnungen mit verschiedenen, einjährigen Ganglinien aus feuchten, durchschnittlichen und trockenen Abflussjahren. Tabelle 2 zeigt die im Bereich der Brückenbaustelle (EI-km 213,7 und EI-km 213,8) ermittelten durchschnittlichen Sohlenveränderungen.

Die Spannweite der möglichen Sohlenveränderungen reicht dabei von einer Eintiefung von 10 cm und mehr in relativ abflussreichen Jahren bis zu einer leichten Auflandung in trockenen Abflussjahren.

Jahr	feuchte Jahre				Durchschnittliche Jahre				Trockene J.			
	1966	1967	1975	1979	1970	1976	1977	1978	1986	1972	1973	
dh [m]	-0,09	-0,06	-0,07	-0,13	-0,09	-0,06	-0,05	-0,06	0,00	-0,06	+0,03	+0,03

Tabelle 2: Prognostizierte Änderungen der mittleren Sohlenhöhe im Bereich der Brückenbaustelle unter der Annahme verschiedener Abflussganglinien

2.3 Ermittlung der Kolkiefen infolge Querschnittseinengung

Wegen der bereits eingangs beschriebenen Komplexität des durch zahlreiche Einflussgrößen bestimmten Kolkvorganges und der sich daraus ergebenden, beschränkten Übertragbarkeit der verschiedenen, für ganz bestimmte Randbedingungen abgeleiteten empirischen Berechnungsverfahren auf die vorliegenden Verhältnisse erfolgt die Abschätzung der zu erwartenden Kolkiefen nachfolgend mit verschiedenen Methoden.

Programm HEC-RAS:

Um die Kolkberechnungen mit dem Programm HEC-RAS bzw. mit anderen Berechnungsansätzen zur Bestimmung der Kolkiefen durchführen zu können, ist es erforderlich, die aktuelle Abflussverteilung zwischen Flussschlauch und Vorländern zu kennen. Da keine Naturmessungen vorliegen, wurden die im Rahmen der flussbaulichen Expertisen der Universität Karlsruhe erstellten numerischen Modelle zur Simulation der Vorlandüberströmung [2] [3] zum Vergleich herangezogen. Tabelle 3 zeigt die für drei verschiedene Durchflüsse mit dem zweidimensionalen Modell und dem eindimensionalen HEC-6- bzw. HEC-RAS-Modell berechneten

Gesamter Abfluss Q [m³/s]	Abfluss über dem linken Vorland Q _v [m³/s] berechnet mit dem ...		
	2D-Modell	HEC-6-Modell	HEC-RAS-Modell
1375	372	381	340
2200	652	669	633
3300	1000	1056	1058

Tabelle 3: Vergleich der mit dem 2D-, HEC-6- und HEC-RAS-Modell ermittelten Vorlandabflüsse

Abflussverteilungen bei EI-km 214,1, die gut übereinstimmen.

Neben der vom Programm berechneten Abflussverteilung sind für die Kolkberechnungen in HEC-RAS weitere Eingabedaten erforderlich. So wird für die Ermittlung des Kontraktionskolkes der Korndurchmesser des Sohlenmaterials bei 50 % Siebdurchgang benötigt, der entsprechend den von der BfG durchgeführten Siebanalysen des Sohlenmaterials (Bild 5) mit $d_{50} = 2$ mm vorgegeben wurde. Das Programm entscheidet dann über den Vergleich der berechneten kritischen Geschwindigkeit mit der aktuellen Fließgeschwindigkeit, ob der Kolkvorgang ohne („Klarwasserkolk“ bzw. „Clear-Water-Scour“) oder mit allgemeiner Sedimentbewegung („Live-Bed Scour“) stattfindet. Danach wird das entsprechende, auf Untersuchungen von LAURSEN [4] basierende Berechnungsverfahren zur Ermittlung der Kontraktionskolkiefen gewählt.

Die mit den vorgenannten Ausgangsdaten mit dem Programm HEC-RAS ermittelten Kontraktionskolkiefen sind für verschiedene Abflussereignisse in Bild 7 zusammengestellt (rote Linie). Danach ist bereits bei Abflüssen von ca. 600 m³/s mit ersten Kolkerscheinungen zu rechnen. Tritt in der Bauphase ein 100-jähriges Hochwasser (2900 m³/s) auf, so können nach den durchgeführten Berechnungen Kolkiefen bis zu 5 m auftreten.

KOMURA:

Auf der Grundlage einer Dimensionsanalyse und von Modelluntersuchungen entwickelte KOMURA [7] die nachstehende Formel zur Berechnung des Kontraktionskolkes:

$$\frac{T_K}{h_0} = C_d \cdot \left(\frac{b_1}{b_2} \right)^{0,67} \cdot Fr^{0,2} \cdot \sigma^{-0,2} \quad (1)$$

dabei sind:

$$T_K = t_K + h_0 \quad (2)$$

$$\sigma = \left(\frac{d_{84}}{d_{16}} \right)^{0,5} \quad (3)$$

mit:

- T_K [m] - Kolkiefen, vom Wasserspiegel gemessen
- t_K [m] - Kolkiefen, von der ursprünglichen Sohle gemessen
- h_0 [m] - mittlere Wassertiefe oberhalb der Einengung
- C_d [m] - Konstante
- b_1 [m] - Breite des Flusses oberhalb der Einengung
- b_2 [m] - Breite des Flusses im Bereich der Einengung
- Fr_0 [-] - Froude-Zahl oberhalb der Einengung

d_{84} [mm] - Korndurchmesser (Siebdurchgang 84 %)
 d_{16} [mm] - Korndurchmesser (Siebdurchgang 16 %)

Im Gegensatz zu den nachfolgend vorgestellten Berechnungsverfahren wird in dieser Formel der Einfluss der Sedimentgröße über die Standardabweichung der Kornverteilung berücksichtigt.

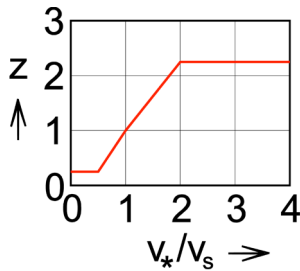
LAURSEN:

LAURSEN [8] [9] entwickelte den nachstehenden Berechnungsansatz zur Abschätzung der Kontraktionskolkentiefe:

$$\frac{t_k}{h_0} + 1 = \left(\frac{Q_t}{Q_c}\right)^{\frac{6}{7}} \cdot \left(\frac{b_1}{b_2}\right)^{\frac{6}{7} \frac{2+z}{3+z}} \cdot \left(\frac{n_1}{n_2}\right)^{\frac{6}{7} \frac{z}{3+z}} \quad (4)$$

mit:

- Q_t [m³/s] - Gesamtabfluss
- Q_c [m³/s] - Abfluss im Flussschlauch
- n_1, n_2 [s/m^{1/3}] - MANNING-Wert oberhalb und im Bereich der Einengung
- z [-] - Beiwert entsprechend Diagramm mit:



- v_* [m/s] - Schubspannungsgeschwindigkeit
- v_s [m/s] - Sinkgeschwindigkeit

Im Vergleich zu dem Ansatz von KOMURA wird bei dieser Formel zusätzlich die Einschnürung des Vorlandabflusses im Bereich der Einengung berücksichtigt.

HENDERSON:

Eine ähnliche Beziehung ist von HENDERSON [10] zur Abschätzung des Kontraktionskolkes in Trapezprofilen entwickelt worden:

$$\frac{t_k}{h_0} = \left(\frac{Q_t}{Q_s}\right)^{\frac{6}{7}} \cdot \left(\frac{b_s}{b_2}\right)^{\frac{5}{7}} - 1 \quad (5)$$

mit:

- b_s [m] - Sohlenbreite oberhalb der Einengung
- Q_s [m³/s] - Abfluss bezogen auf die Sohlenbreite

Bild 7 zeigt die mit dem Programm HEC-RAS und den drei Formeln für verschiedene Abflüsse berechneten Kontraktionskolkiefen. Die erforderlichen Eingangsdaten (Wasserspiegelbreiten, Wassertiefen, Abflussvertei-

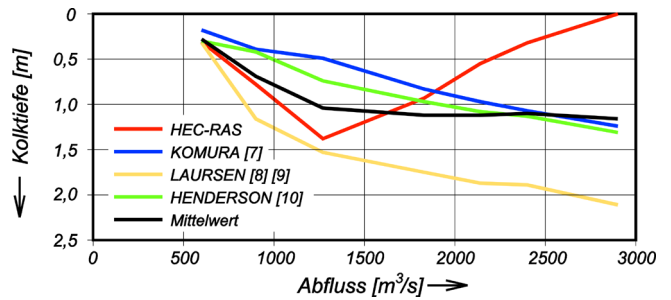


Bild 7: Nach verschiedenen Verfahren ermittelte Kontraktionskolkiefen für den Bereich der Brückenbaustelle

lungen usw.) wurden mit dem Programm HEC-RAS ermittelt.

Während die mit den Gleichungen von KOMURA, LAURSEN und HENDERSON berechneten Eintiefungen auch bei ausufernden Abflüssen weiter zunehmen, erreichen die mit dem Programm HEC-RAS ermittelten Kontraktionskolkiefen ihr Maximum, wenn der Wasserspiegel in Höhe der Spundwandoberkante verläuft ($Q = 1200 \text{ m}^3/\text{s}$) und damit die durch die Einengung bedingte Erhöhung der mittleren Fließgeschwindigkeit ihr Maximum erreicht hat. Bei weiter steigenden Abflüssen werden die Einbauten überströmt. Damit wird der durch die Kontraktion der Strömung bedingte Anteil des Kolkes an der Gesamtkolkentiefe wieder geringer. Dagegen wird einer möglichen Bauwerksüberströmung bei ausufernden Abflüssen in der Formel von KOMURA kein und in den Ansätzen von LAURSEN und HENDERSON nur ein geringer Einfluss auf die Kolkbildung beigemessen, sodass die berechneten Kontraktionskolkiefen mit zunehmenden Abflüssen weiter ansteigen.

2.4 Bestimmung der Tiefe der lokalen Kolke im Nahbereich der Spundwände

Die Errichtung von Brückenpfeilern und –widerlagern oder anderen Flussbauwerken verursacht eine Veränderung der Strömungsverhältnisse. Die Ablösung der Strömung im Bereich der Einbauten führt zur Bildung ausgeprägter Wirbelfelder und Sekundärströmungen. Dadurch entstehen im Nahbereich der Bauwerke Kolke, deren Ausmaße von der Größe und Form der Einbauten abhängen. Bild 8 zeigt das sich an einem Widerlager ausbildende Wirbelsystem.

An der oberstromigen Seite des Widerlagers kommt es zu einem Aufstau und einer Ablenkung der Strömung in Richtung Sohle. Diese Vertikalströmung selbst ist allerdings zu schwach, um den Kolkprozeß einleiten zu können. Vielmehr entsteht durch die seitliche Ablenkung der Stromlinien eine Spiralströmung. Die sich dabei ablösenden Wirbel werden als Haupt- oder Fußwirbel bezeichnet und entsprechen den aus der Pfeilerumströmung bekannten Hufeisenwirbeln. Die Auskolkung beginnt zunächst an der oberstromigen, wasserseitigen

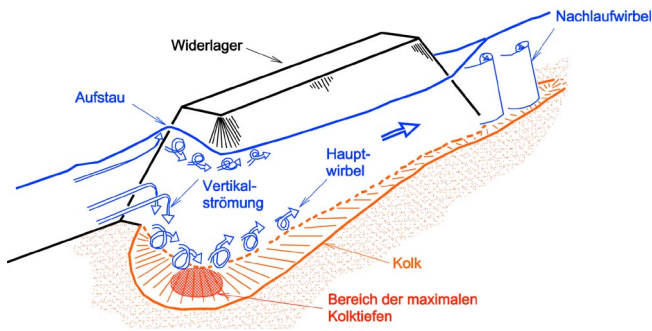


Bild 8: Wirbelsystem an einem Widerlager (nach WONG [11])

Kante des Widerlagers, an dem die höchsten Fließgeschwindigkeiten auftreten. Nach experimentellen Untersuchungen von LAURSEN [9], GARDE [16] LIU et al [17] u.a. ist das auch der Bereich, in dem schließlich die maximalen Endkolkiefen auftreten (Bild 8). Die zunächst kleinen Wirbel werden mit zunehmendem Kolk größer und verlagern sich in den Kolk hinein. Unterhalb des Widerlagers bilden sich Nachlaufwirbel, die für einen Abtransport des erodierten Sohlenmaterials sorgen.

Prinzipiell wird bei der Kolkiefenberechnung zwischen zwei Fällen unterschieden. Erfolgt von oberstrom kein Feststoffeintrag, so spricht man von einem Reinwasserkolk. Anderenfalls sind für die Kolkiefenberechnungen Formeln anzuwenden, welche die allgemeine Sedimentbewegung berücksichtigen (live bed scour). Während sich der Reinwasserkolk sehr langsam asymptotisch einer Endtiefe nähert, wächst die Kolktiefe bei einer beweglichen Sohle sehr viel schneller an und schwankt dann um eine Gleichgewichtskolktiefe (Bild 9). Nach Modelluntersuchungen von SHEN [19] beträgt dabei die

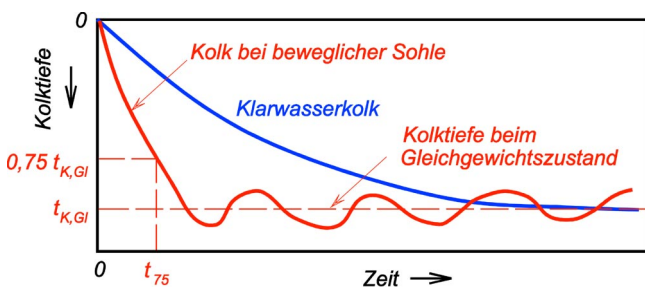


Bild 9: Zeitlicher Verlauf der Kolkbildung mit und ohne allgemeinen Sedimenttransport nach RAUDKIVI [18]

Zeit, nach der 75 % der Gleichgewichtskolktiefe (Gleichgewicht zwischen ein- und ausgetragener Sedimentmenge) erreicht ist (t_{75} in Bild 7), normalerweise weniger als 100 Minuten. Deshalb muss auch bei relativ kurzzeitigen Hochwasserereignissen damit gerechnet werden, dass die Gleichgewichtskolktiefe ($t_{k,Gl}$) tatsächlich auftritt.

Analog zur Ermittlung der Kontraktionskolkiefen erfolgt auch die Abschätzung der lokalen Eintiefungen im Nahbereich der Spundwände mit verschiedenen Methoden.

Die aus der Literatur bekannten Berechnungsverfahren zur Ermittlung der an Brückenpfeilern und Widerlagern auftretenden Kolkiefen basieren entweder auf der Regimetheorie oder auf über eine Dimensionsanalyse entwickelten theoretischen Ansätzen, wobei die in der Regel zahlreichen Beiwerte aus Modelluntersuchungen und Naturmessungen gewonnen wurden.

Während zur Pfeilerkolkberechnung eine ganze Reihe von Berechnungsverfahren existieren, gibt es nur wenige Ansätze zur Abschätzung der Erosion im Bereich von Brückenwiderlagern. So wurden in der Literatur insgesamt 6 geeignete Formeln zur Ermittlung der lokalen Kolkiefen an seitlichen Flusseinbauten gefunden, die nachfolgend vorgestellt werden.

Alle auf der Grundlage der Regimetheorie entwickelten Kolkformeln basieren auf der Beziehung zur Berechnung der Wassertiefe, bei der sich der Fluss in einem morphologischen Gleichgewicht befindet:

$$h_0 = \alpha \cdot q^{\frac{2}{3}} \quad (6)$$

Der Beiwert α wird dabei aus der Beobachtung der natürlichen Verhältnisse in einem Fluss abgeleitet. Nachdem anfangs nur die allgemeine Sohlenerosion im Bereich der Engstelle (Kontraktionskolk) betrachtet wurde, erfolgte später eine Übertragung auf lokale Kolke. Dazu wurde über die Auswertung von Naturdaten eine Modifikation des Beiwertes α vorgenommen, wobei teilweise weitere Einflussfaktoren (z.B. Größe und Form der Einbauten, Korngröße des Sohlenmaterials) Berücksichtigung fanden.

INGLIS:

Auf der Grundlage der von LACEY [13] nach der Regimetheorie entwickelten Fließtiefenformel stellte INGLIS [12] einen der ersten Ansätze zur Kolkiefenberechnung vor:

$$t_k = 0,946 \cdot \left(\frac{Q}{f} \right)^{\frac{1}{3}} - h_0 \quad (7)$$

dabei ist:

$$f = 1,59 \cdot \sqrt{d_m} \quad (8)$$

mit:

d_m [mm] - mittlerer Korndurchmesser des Sohlenmaterials

Damit ist dieses Berechnungsverfahren das Einzige, bei dem die Korngröße des Sohlenmaterials berücksichtigt wird.

CHITALE:

Über die Auswertung von Modellversuchen erhielt CHITALE [14] die nachfolgende Formel zur Bestimmung lokaler Kolkiefen:

$$\frac{t_k}{h_0} = 6,65 \cdot Fr_0 - 0,51 - 5,49 \cdot Fr_0^2 \quad (9)$$

mit:
 Fr_0 [-] - Froudezahl oberhalb der Einengung

IZZARD und BRADLEY:

Eine weitere, aus der Regimetheorie abgeleitete Beziehung zur Ermittlung von Bauwerkskolken stammt von IZZARD und BRADLEY [15]:

$$t_k = 2,1 \cdot q^{\frac{2}{3}} - h_0 \quad (10)$$

Der Koeffizient $a = 2,1$ wurde über die Auswertung zahlreicher Kolkuntersuchungen an Brückenwiderlagern und von Modelluntersuchungen erhalten.

GARDE:

GARDE [16] präsentiert folgendes Berechnungsverfahren zur Ermittlung von Kolkiefen im Bereich von seitlichen Flusseinbauten:

$$t_k = 4 \cdot Fr_0^{\frac{2}{3}} \cdot h_0 - h_0 \quad (11)$$

Alternativ zu den auf der Regimetheorie basierenden Formeln wurden über die Dimensionsanalyse eine ganze Reihe von theoretischen Ansätzen zur Kolkiefenbestimmung an Bauwerken abgeleitet. Dabei sind die weitaus meisten Formeln zur Berechnung von Pfeilerkolken entwickelt worden, sodass sich in der Literatur nur wenige Verfahren finden, die sich mit Ermittlung der lokalen Kolkiefen an Widerlagern und ähnlichen seitlichen Einbauten beschäftigen.

LAURSEN:

Ausgehend von seiner für die Berechnung des Kontraktionskolkes in eingeeengten Flussabschnitten aufgestellten Formel (4) hat LAURSEN [9] einen Ansatz zur Ermittlung der lokalen Kolkiefen an Brückenwiderlagern entwickelt:

$$\frac{a}{h_0} = 2,75 \cdot \frac{t_k}{h_0} \cdot \left(\left(\frac{1}{r} \cdot \frac{t_k}{h_0} + 1 \right)^{1,70} - 1 \right) \quad (12)$$

mit:

- a [m] - Verbauungslänge des Widerlagers quer zu Strömungsrichtung
- r [-] - Konstante zur Beschreibung der Unterwassertiefe

Für ein in das Flussbett hineinragendes Brückenwiderlager wird $r = 11,5$ gesetzt, sodass sich vereinfachend die nachstehende Näherungsformel zur Kolkiefenberechnung an einem Brückenwiderlager ergibt:

$$t_k = 1,57 \cdot \sqrt{\frac{a}{h_0}} \cdot h_0 \quad (13)$$

LIU:

LIU et al [17] entwickelt für Widerlager mit senkrechten Wänden die nachstehende Beziehung zur Ermittlung der Gleichgewichtskolkiefe:

$$t_k = 2,15 \cdot \left(\frac{a}{h_0} \right)^{0,4} \cdot Fr^{0,33} \cdot h_0 \quad (14)$$

Programm HEC-RAS:

Für die Ermittlung von lokalen Widerlagerkolkiefen bietet das Programm HEC-RAS zwei Berechnungsmöglichkeiten. In Abhängigkeit vom Verhältnis der Widerlagerlänge (L') zur mittleren Wassertiefe h_0 kommt die von RICHARDSON [5] entwickelte HIRE-Gleichung ($L'/h_0 > 25$) bzw. eine auf Untersuchungen von FROELICH [6] basierende Formel zur Kolkiefenbestimmung ($L'/h_0 < 25$) zur Anwendung. Zur Berechnung der Eintiefung im Bereich der Widerlager müssen zusätzliche Korrekturfaktoren zur Beschreibung der Widerlagerform (hier: senkrechte Widerlager ohne Flügelmauern = $> K_1 = 1,0$) sowie zur Berücksichtigung der Strömungsrichtung (hier: Strömung parallel zum Widerlager = $> K_2 = 1,0$) vorgegeben werden.

Eine grafische Darstellung der mit den verschiedenen Methoden ermittelten lokalen Kolkiefen enthält Bild 10. Auffällig ist, dass mit den auf einer Dimensionsanalyse basierenden Formeln von LIU et al [17] und LAURSEN [9] bereits bei einem Abfluss von 600 m³/s sehr große Kolkiefen (5,5 m bzw. 7 m) errechnet werden. Die Ursache für diese unrealistisch erscheinenden Werte liegt darin begründet, dass diese Berechnungsansätze aus Modelluntersuchungen mit Rechteckquerschnitten und bis zur Sohle reichenden seitlichen Einbauten hergeleitet wurden. Für die hier vorliegenden unregelmäßigen,

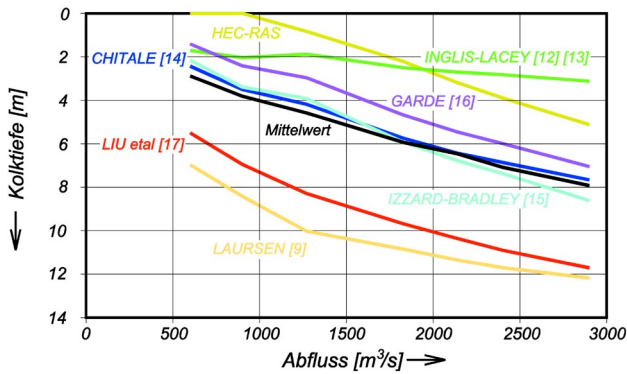


Bild 10: Nach verschiedenen Verfahren berechnete lokale Kolkiefen im Bereich der Brückenbau-stelle Wittenberg

nur im Uferbereich mit Spundwänden verbauten Elbe- querschnitte stellt damit die Vorgabe einer äquivalen- ten Verbauungslänge a als einen wesentlichen in die Formeln (13) und (14) eingehenden Parameter ein Problem dar. Die aus der halbierten Differenz zwischen den mittleren Wasserspiegelbreiten im unverbauten (Quer- profil oberhalb der Baustelle) und verbauten Querschnitt (Querprofil im Baustellenbereich) ermittelten Verbau- unglängen sind offensichtlich zu groß, sodass die zu erwartenden Kolkiefen mit den beiden zuletzt aufge- führten Verfahren insbesondere bei niedrigen Abflüs- sen überschätzt werden.

Bei der Wertung der Ergebnisse, die mit den aus der Regimetheorie abgeleiteten Formeln erhalten wurden, ist zu beachten, dass der über die Auswertung von Natur- und Modelluntersuchungen bestimmte Beiwert sum- marisch die vielfältigen, die Entstehung von Bauwerks- kolken beeinflussenden Faktoren enthält. Eine Anwen- dung dieser Berechnungsansätze auf andere Verhält- nisse kann deshalb immer nur eine mehr oder weniger grobe Abschätzung der sich tatsächlich einstellenden Kolkiefen ergeben.

2.5 Berechnung der Gesamtkolkiefen

Die Summe aus den berechneten „natürlichen“ Ero- sionstiefen, Kontraktions- und Bauwerkskolken ergibt die in Bild 11 für verschiedene Abflüsse dargestellten minimalen, mittleren und maximalen Sohleneintiefungen im Bereich der Brückenbaustelle Wittenberg.

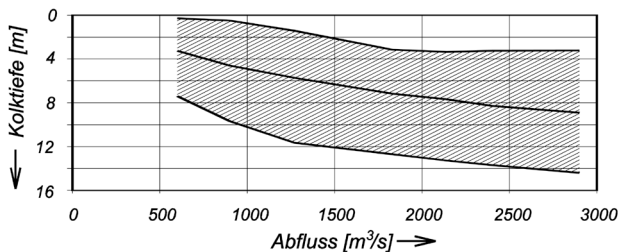


Bild 11: Für den Bereich der Brückenbaustelle ermit- telte minimale, mittlere und maximale Gesamtkolkiefen

Die maximalen, bereits bei geringen Abflüssen sehr gro- ßen Gesamtkolkiefen resultieren aus den mit den For- meln von LAURSEN [9] und LIU et al [12] [13] ermit- teten extremen lokalen Bauwerkskolken (Bild 10). Wie bereits beschrieben, liegen die Probleme bei der An- wendung dieser für Rechteckquerschnitte mit bis zur Sohle reichenden seitlichen Einbauten entwickelten Berechnungsverfahren auf die vorliegenden Verhält- nisse in der Bestimmung der das Rechenergebnis maß- geblich beeinflussenden wirksamen Verbauungslänge. Gibt man als Verbauungslänge die halbierte Differenz zwischen den mittleren Wasserspiegelbreiten im un- verbauten und verbauten Querschnitt vor, so erhält man Kolkiefen, mit denen in dieser Größenordnung nicht zu rechnen ist.

Einen brauchbaren Ansatz zur Abschätzung der loka- len Kolkiefen stellen die über Naturuntersuchungen mo- difizierten Regime-Theorie-Gleichungen dar. Bild 12 zeigt die Mittelwerte der nach den Formeln von INGLIS- LACEY [12] [13], CHITALE [14], IZZARD-BRADLEY [16] und GARDE [17] berechneten Bauwerkskolkiefen (ro- ter Bereich). Außerdem ist die mit dem Programm HEC- 6 bestimmte „natürliche“ Erosionstiefe (blauer Bereich) dargestellt, die für feuchte Jahre mit ca. 10 cm ermittelt wurde und angesichts der Größenordnungen und Schwankungen der beiden anderen Kolkanteile prak- tisch vernachlässigbar ist. Der grüne Bereich zeigt die Mittelwerte der nach den Formeln von KOMURA [7], LAURSEN [8] [9] und HENDERSON [10] berechneten Kontraktionskolkiefen.

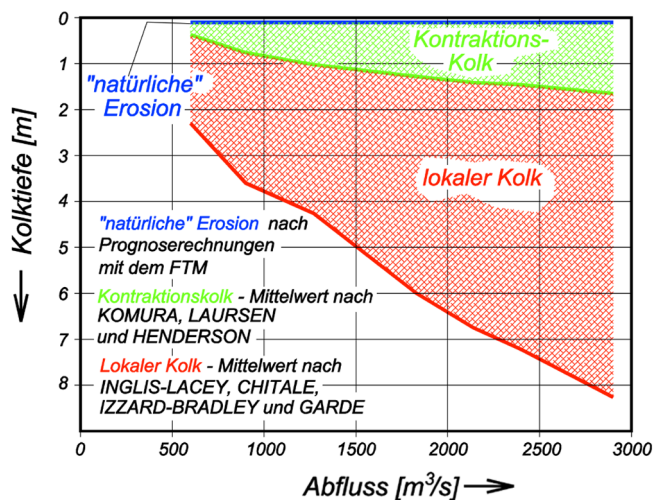


Bild 12: Für den Bereich der Brückenbaustelle ermittelte Kolkiefen (Bauwerkskolkiefenberechnung nach Regime-Theorie-Gleichungen)

Auch mit dem für hydraulische und sedimentologische Berechnungen in natürlichen Fließgewässern entwi- ckelten Programm HEC-RAS werden insbesondere für den unteren Abflussbereich realistische Kolkiefen er- mittelt. Durch eine Zerlegung der unregelmäßigen Fließ- querschnitte in Teilflächen und die „streifenweise“ Er- mittlung der hydraulischen Parameter wird die ungleich- mäßige Strömungsverteilung im Querprofil zumindest

näherungsweise erfasst. Deshalb können zur Berechnung der lokalen Kolke statt der Mittelwerte die im Bereich der Einbauten auftretenden Fließgeschwindigkeiten und Wasserstände angesetzt werden. Speziell bei niedrigeren Abflüssen sind diese Werte wesentlich geringer als die querschnittsgemittelten Größen, sodass erheblich kleinere Bauwerkskolke berechnet werden. Mit ausufernden Wasserständen beginnt die Überströmung der Bauwerke, sodass die Strömungskontraktion abnimmt und die dadurch bedingten Kolkiefen wieder geringer werden (grüner Bereich in Bild 13).

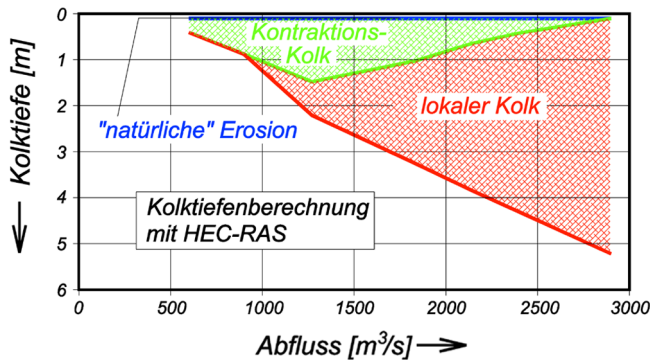


Bild 13: Kolkiefenberechnung mit dem Programmsystem HEC-RAS

Zusammenfassend kann eingeschätzt werden, dass mit dem Programm HEC-RAS aus den genannten Gründen die zuverlässigsten Prognosen der sich einstellenden Kolke (Kontraktions- und Bauwerkskolk) zu erwarten sind (s. Bild 13). Für eine erste Abschätzung möglicher Kolkiefen können die aus der Regime-Theorie hergeleiteten Formeln herangezogen werden. Durch die einfache Handhabung und die leicht bestimmbaren Eingangsgrößen sind damit schnell Ergebnisse verfügbar.

Der sich aus der „natürlichen“ Erosion ergebende Anteil an der Gesamteintiefung der Sohle braucht in der Regel wegen der vergleichsweise geringen Größe und der Unsicherheit bei der Bestimmung der anderen Kolkanteile nicht berücksichtigt werden.

3 Abschätzung der erforderlichen Sohlenbefestigung im Bereich der Brückenbaustelle

Die zu erwartenden Kolke können vermieden werden, wenn die Sohle durch eine Steinschüttung gesichert wird. Bei der Bestimmung des erforderlichen, dem Strömungsangriff mit Sicherheit standhaltenden Korndurchmessers sind zwei Bereiche zu unterscheiden. Während sich im Nahbereich der Spundwände eine **hochturbulente** Strömung ausbildet, ist der Fließvorgang in den übrigen Bereichen des eingeeengten Querprofils als **„normalturbulent“** zu bezeichnen. Dementsprechend sind die zur Sicherung der Sohle im Bauwerksbereich erforderlichen Korndurchmesser wesentlich größer.

Die Beschreibung des Bewegungsbeginns von losen Sohlpartikeln kann in Abhängigkeit von der Fließgeschwindigkeit durch folgenden Ansatz erfolgen:

$$v_{crit} = B \cdot \sqrt{\rho' \cdot g \cdot d_{crit}} \quad (15)$$

mit:

- v_{crit} [m/s] - Fließgeschwindigkeit bei Beginn der Kornbewegung
- B [-] - Beiwert
- ρ' [-] - relative Dichte
- d_{crit} [m] - Korndurchmesser bei Beginn der Kornbewegung

Der Bewegungsbeginn ist ein sehr komplexer physikalischer Vorgang, der von zahlreichen Parametern (u.a. Kornform, Kornverteilung, Sohlgeometrie, räumliche und zeitliche Geschwindigkeitsverteilung, Zähigkeit des Wassers) bestimmt wird. Der Einfluss dieser Faktoren ist in dem empirisch zu ermittelnden Beiwert B enthalten, dessen Größe auch davon abhängt, welche Geschwindigkeit (die über den Querschnitt bzw. über die Wassertiefe gemittelte oder die sohlennahe Fließgeschwindigkeit) zum Ansatz gebracht wird. Im Rahmen einer früheren Untersuchung [20] wurden verschiedene in der Literatur zu findende Arbeiten zum Geschiebebewegungsbeginn in „normalturbulenten“ Strömungen ausgewertet. Tabelle 4 enthält eine Zusammenstellung von zahlreichen auf der Grundlage von Natur- und Modelluntersuchungen entwickelten Formeln zur Bestimmung des Bewegungsbeginns von losen Sohlpartikeln bei „normalturbulenter“ Strömung. Außerdem wurde der sich aus den Berechnungsansätzen ergebende Beiwert B für verschiedene Verhältnisse der mittleren Wassertiefe zum Korndurchmesser (h_m/d_{crit}) eingetragen. Dadurch wird der Zusammenhang zwischen der mittleren und der im Rahmen eines eindimensionalen Modells nicht bestimmbaren, für den Geschiebebewegungsbeginn aber maßgebenden Strömungsgeschwindigkeit an der Sohle hergestellt (Einfluss der vertikalen Geschwindigkeitsverteilung). Unter der Annahme, dass bei genügend breiten Gerinnen ($b/h_m > 5$) die über die Wassertiefe gemittelte gleich der querschnittsgemittelten Geschwindigkeit ist ($v_{hw} \cdot v_m$), wurde der Beiwert B für die sechs in der Tabelle 4 angegebenen h_m/d_{crit} -Verhältnisse für jede Gleichung nach folgender Formel berechnet:

$$B = \frac{v_{m,crit}}{\sqrt{\rho' \cdot g \cdot d_{crit}}} \quad (16)$$

Die grafische Darstellung der so erhaltenen Beiwerte zeigt Bild 14.

Autor		Formel	$B = \frac{v_{m,crit}}{\sqrt{\rho' \cdot g \cdot d_{crit}}}$					
			$h_m/d_{crit} = \dots$					
			160	81,8	40	27	20	10
1	Neill, 1967 [23]	$v_{hm,crit} = 1,581 \cdot \left(\frac{h_m}{d_{crit}}\right)^{1/10} \cdot \sqrt{\rho' \cdot g \cdot d_{crit}} \quad (29)$	2,63	2,46	2,29	2,20	2,13	1,99
2	Straub, 1953 [24]	$v_{hm,crit} = 1,490 \cdot \left(\frac{h_m}{d_{crit}}\right)^{1/6} \cdot \sqrt{\rho' \cdot g \cdot d_{crit}} \quad (30)$	3,47	3,10	2,76	2,58	2,45	2,19
3	Bogardi, 1968 [25]	$v_{hm,crit} = 1,7 \cdot \left(\frac{h_m}{d_{crit}}\right)^{0,095} \cdot \sqrt{\rho' \cdot g \cdot d_{crit}} \quad (31)$	2,75	2,58	2,41	2,33	2,26	2,12
4	Rottner, 1959 [26]	$v_{m,crit} = \left[\frac{5,53}{\left(\frac{h_m}{d_{crit}}\right)^{2/3} + 4,75} \right] \cdot \sqrt{\rho' \cdot g \cdot d_{crit}} \cdot \sqrt{\frac{h_m}{d_{crit}}} \quad (32)$	2,04	2,12	2,13	2,09	2,04	1,86
5	Studenickov 1964 [27]	$v_{m,crit} = 0,9 \cdot \left(\frac{h_m}{d_{crit}}\right)^{0,25} \cdot \sqrt{\rho' \cdot g \cdot d_{crit}} \quad (33)$	3,20	2,71	2,26	2,05	1,90	1,42
6	Kumin, 1955 [28]	$v_{m,crit} = 0,973 \cdot \left(\frac{h_m}{d_{crit}}\right)^{0,2} \cdot \sqrt{\rho' \cdot g \cdot d_{crit}} \quad (34)$	2,68	2,35	2,03	1,88	1,77	1,54
7	Goncarov, 1954 [29]	$v_{m,crit} = 0,74 \cdot \left(\log 8,8 \cdot \frac{h_m}{d_{100}}\right) \cdot \sqrt{\rho' \cdot g \cdot d_{crit}} \quad (35) \quad d_{100} = d_{crit}$	2,33	2,11	1,88	1,76	1,66	1,44
8	Levi in Hincu, 1964 [30]	$v_{m,crit} = \left(\frac{h_m}{d_{crit}}\right)^{0,2} \cdot \sqrt{\rho' \cdot g \cdot d_{crit}} \quad (36)$	2,76	2,41	2,09	1,93	1,82	1,58
9	Mirzulawa, 1967 [31]	$v_{m,crit} = 0,898 \cdot \log\left(8,8 \cdot \frac{h_m}{d_{crit}}\right) \cdot \sqrt{\rho' \cdot g \cdot d_{crit}} \quad (37)$	2,83	2,57	2,29	2,13	2,02	1,75
10	Sundborg, 1956 [32]	$v_{m,crit} = 0,973 \cdot \log\left(30,2 \cdot \frac{h_m}{d_{crit}}\right) \cdot \sqrt{\rho' \cdot g \cdot d_{crit}} \quad (38)$	3,58	3,30	3,00	2,83	2,71	2,41
11	Garbrecht, 1961 [33]	$v_{m,crit} = 1,10 \cdot \left(\frac{h_m}{d_{crit}}\right)^{1/6} \cdot \sqrt{\rho' \cdot g \cdot d_{crit}} \quad (39)$	2,56	2,29	2,03	1,91	1,70	1,61
12	Hansel, 1964 [34]	$v_{hm,crit} = 6,55 \cdot \frac{\sqrt{d_{crit} + 0,00023460}}{0,0809 \cdot d_{crit}} \cdot h_m^{1/6} \quad (40)$	2,96	2,65	2,35	2,20	2,10	1,87
13	Neill/v. d. Giessen, 1953 [35]	graphische Darstellung	2,65	2,45	2,12	2,00	1,87	1,58
14	Durant/Condolios, 1953 [36]	$v_{m,crit} = 0,778 \cdot \log\left(\frac{h_m}{d_{crit}} + 1,8\right) \cdot \sqrt{\rho' \cdot g \cdot d_{crit}} \quad (41)$	3,12	2,89	2,65	2,51	2,41	2,18
15	Jarocki in Gehrig, 1981 [37]	$v_{m,crit} = 1,09 \cdot \ln\left(\frac{h_m}{7 \cdot d_{crit}} + 1,8\right) \cdot \sqrt{\rho' \cdot g \cdot d_{crit}} \quad (42)$	3,41	2,68	1,90	1,47	1,14	
16	Stelcer, 1971 [38]	$B_{hm} \approx 1,57 \cdot B_s \approx 1,57 \cdot 0,906 \approx 1,42 \quad (43)$				1,42		

 Tabelle 4: Beiwert B in Abhängigkeit vom Verhältnis h_m/d_{crit} nach verschiedenen Autoren

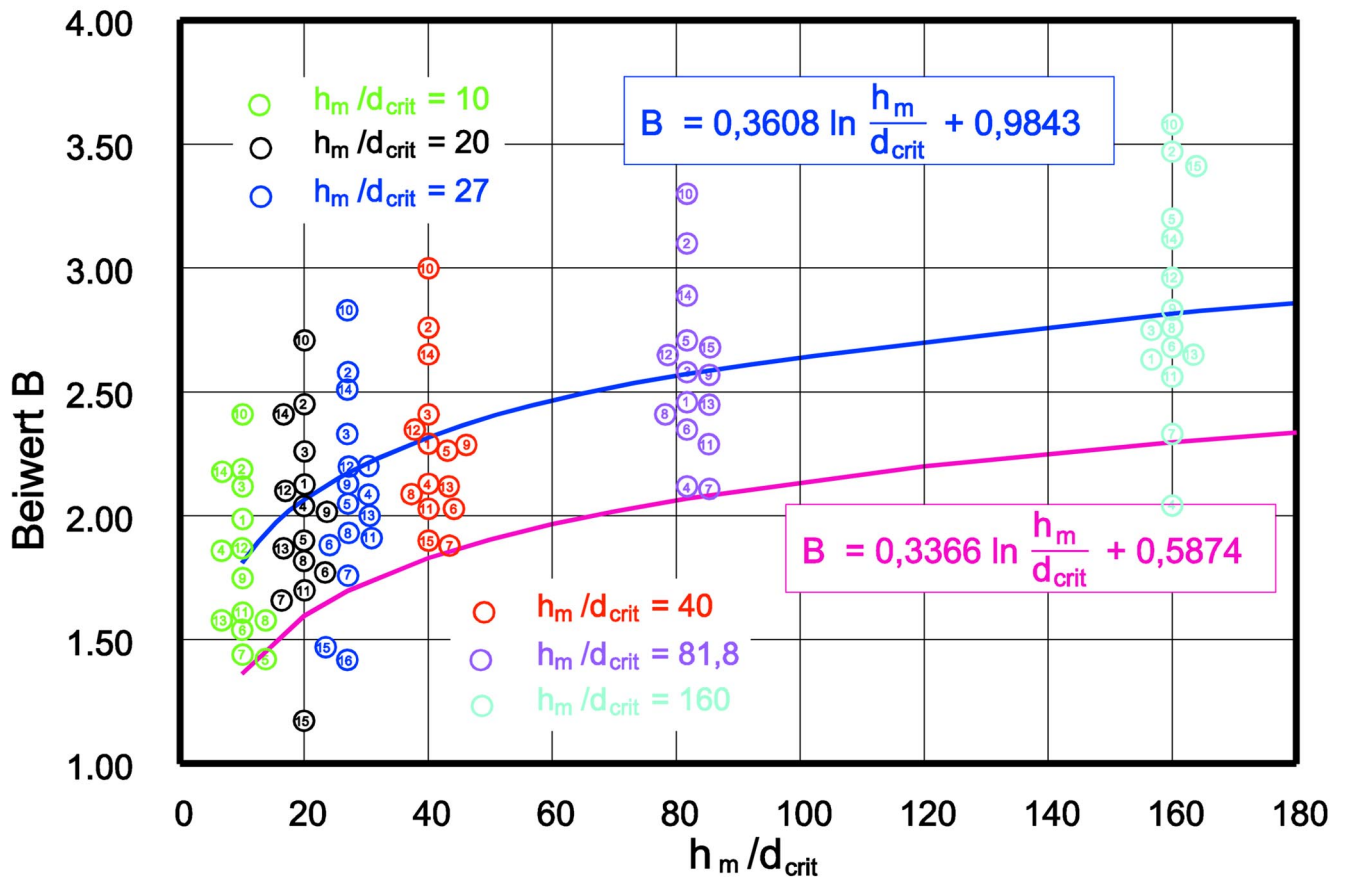


Bild 14: Aus der Literatur erhaltene Beiwerte B zur Bestimmung des Bewegungsbeginns von Sohlenpartikeln

Die Ausgleichskurve (blaue Linie) ist geeignet, um den Bewegungsbeginn des Sohlenmaterials als einen wesentlichen Parameter bei Geschiebetransportberechnungen vorzugeben. Der zur Bemessung einer Sohlenbefestigung erforderliche Korndurchmesser muss so gewählt werden, dass die Steinschüttung mit Sicherheit den angreifenden Strömungskräften standhält. Der über die Ausgleichskurve bestimmte kritische Korndurchmesser ist also mit einem Sicherheitsfaktor zu belegen. Das wird realisiert, indem man zur Berechnung des Beiwertes B die untere Hüllkurve in Bild 14 verwendet (kleinere Beiwerte => größere Korndurchmesser):

$$B = 0,3366 \cdot \ln \left(\frac{h_m}{d_{erf}} \right) + 0,5874 \quad (17)$$

Für die Berechnung des erforderlichen Korndurchmessers ergibt sich dann mit Gleichung (15) die folgende Beziehung:

$$d_{erf} = \frac{v_m^2}{\left(0,3366 \cdot \ln \left(\frac{h_m}{d_{erf}} \right) + 0,5874 \right)^2 \cdot \rho \cdot g} \quad (18)$$

Die dem Bild 14 zu entnehmende starke Streuung der Beiwerte B ist ein Ausdruck der Komplexität der physikalischen Prozesse und den sich daraus ergebenden Unsicherheiten bei der Ermittlung der dem Strömungsangriff mit Sicherheit standhaltenden Steingrößen. Deshalb erfolgte die Berechnung der erforderlichen Schüttsteindurchmesser nach weiteren Berechnungsansätzen.

Aus den in der DIN 19661 (1972) den verschiedenen Fließgeschwindigkeiten zugeordneten, erforderlichen Korndurchmessern ergibt sich ein Beiwert von $B = 1,5$, sodass die zur Sohlensicherung notwendigen Schüttsteinabmessungen nach folgender Beziehung ermittelt werden können:

$$d_{erf} = \frac{v_m^2}{1,5^2 \cdot \rho \cdot g} \quad (19)$$

Nach COX bzw. ISBASH (in ZANKE [21]) wird für locker gelagerte Steine $B = 1,23$ angesetzt, sodass die erforderlichen Steingrößen nach folgender Formel berechnet werden können:

$$d_{erf} = \frac{v_m^2}{1,23^2 \cdot \rho \cdot g} \quad (20)$$

Schließlich gibt ZANKE [21] die folgende Gleichung zur Ermittlung des kritischen Korndurchmessers an:

$$d_{\text{crit}} = \frac{25 \cdot v_*^2}{\rho \cdot g} \quad (21)$$

bzw. unter Einbeziehung der mittleren Fließgeschwindigkeiten:

$$d_{\text{crit}} = \left(\frac{v_*}{v_m} \right)^2 \frac{25 \cdot v_m^2}{\rho \cdot g} \quad (22)$$

Da für den hydraulisch rauen Bereich

$$\frac{v_m}{v_*} = 2,5 \cdot \ln \left[11 \cdot \frac{h_m}{k_s} \right] \quad (23)$$

gilt, folgt aus den Beziehungen (22) und (23) und der Annahme, dass die äquivalente Sandrauigkeit etwa dem Korndurchmesser entspricht, der nachstehende Ansatz zur Berechnung des kritischen Korndurchmessers:

$$d_{\text{crit}} = 0,247 \cdot \frac{v_m^2}{\left[\ln \left[11 \cdot \frac{h_m}{d_{\text{crit}}} \right] \right]^2} \quad (24)$$

Für einen Kolkchutz mit locker gelagerten Steinen wird ein Sicherheitsfaktor von $S = 6$ empfohlen, sodass sich der erforderliche Korndurchmesser nach folgender Formel ergibt:

$$d_{\text{erf}} = 6 \cdot d_{\text{crit}} \quad (25)$$

Für den bauwerksnahen, hochturbulenten Bereich der Strömung bietet sich eine Bemessung des erforderlichen Schüttsteindurchmesser nach der von BREUSERS [22] für eine Pfeilerkolkssicherung empfohlenen Gleichung an:

$$v_m = 0,42 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_s} \cdot d_{\text{erf}}} \quad (26)$$

bzw. nach einer entsprechenden Umformung:

$$d_{\text{erf}} = \frac{v_m^2}{0,59^2 \cdot \rho \cdot g} \quad (27)$$

Weitere, auf der Grundlage von sohlennahen Fließgeschwindigkeiten entwickelte Berechnungsansätze zur Bestimmung der erforderlichen Schüttsteindurchmesser können im Rahmen dieser Untersuchungen nicht zur Anwendung kommen, weil das eindimensionale Strömungsmodell keine Informationen zur vertikalen Geschwindigkeitsverteilung im Bereich der Einbauten liefert.

Die nach den vorgenannten Formeln ermittelten, zur Sohlensicherung erforderlichen Steindurchmesser sind in Tabelle 5 zusammengestellt.

Bild 15 zeigt die zur Sohlensicherung erforderlichen Schüttsteindurchmesser in Abhängigkeit vom Durchfluss. Dabei wurde wieder zwischen der hochturbulenten Strömungszone in unmittelbarer Bauwerksnähe (rote Linie) sowie dem „normalturbulenten“ Bereich im übrigen Sohlenbereich (grüne Linie) unterschieden, wobei der erforderliche Schüttsteindurchmesser für das letztgenannte Gebiet als Mittelwert aus vier Berechnungsansätzen entsprechend Tabelle 5 dargestellt worden ist. Weiterhin zeigt die Grafik die charakteristischen Korndurchmesser d_{50} der einzelnen Standard-Größenklassen gemäß TLW, sodass die zur Sohlensicherung erforderlichen Steingrößenklassen aus dem Diagramm abgelesen werden können. Während für den normalturbulenten Fließbereich eine Sohlensicherung mit Schüttsteinen bis zur Klasse IV möglich ist, kann für Abflüsse oberhalb 1400 m^3/s eine Sicherung der Spundwände mit Schüttsteinen der Standard-Größenklassen praktisch nicht mehr realisiert werden.

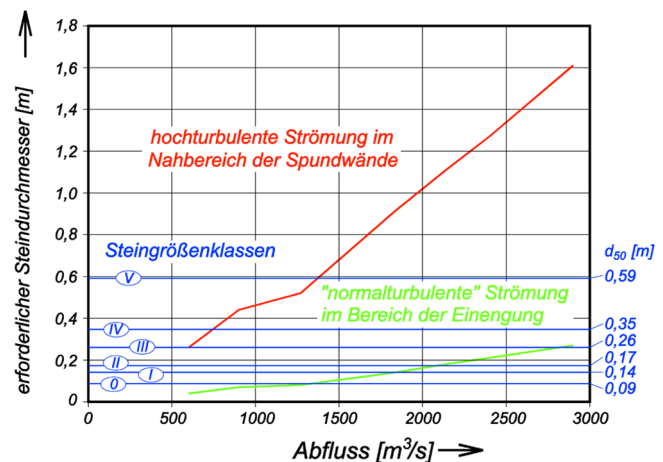


Bild 15: Zur Sohlensicherung im Bereich der Brückenbaustelle erforderliche Schüttsteindurchmesser

Die Dicke der Steinschicht muss mindestens dem dreifachen mittleren Steindurchmesser bei 50 % Siebdurchgang (d_{50}) entsprechen. Die erforderliche Breite des zusätzlich zu sichernden Bereiches um die Spundwände richtet sich nach der Ausdehnung der zu erwartenden lokalen Kolke. LAURSEN [9] hat in seinen Untersuchungen

Q	H	v _m	Erforderliche Korndurchmesser [m] für					Mittelwert
			hochturbulente	„normalturbulente“ Strömungen nach				
[m³/s]	[m]	[m/s]	BREUSERS [18] Gl. (26)	BAW Gl.(17)	DIN19661 Gl.(18)	COX Gl.(19)	ZANKE Gl.(23/24)	
600	4,38	1,24	0,26	0,02	0,04	0,06	0,02	0,04
900	4,80	1,61	0,44	0,03	0,07	0,11	0,05	0,07
1270	5,43	1,74	0,52	0,04	0,08	0,12	0,06	0,08
1830	5,62	2,30	0,91	0,08	0,15	0,22	0,12	0,14
2140	5,76	2,54	1,11	0,11	0,18	0,26	0,16	0,18
2400	5,85	2,72	1,27	0,13	0,20	0,30	0,19	0,21
2900	6,02	3,06	1,61	0,19	0,26	0,38	0,26	0,27

Tabelle 5: Für den bauwerksnahen, hochturbulenten und den normalturbulenten Strömungsbereich ermittelte erforderliche Schüttsteindurchmesser

gen eine lineare Abhängigkeit der Kolkbreite von der Kolktiefe festgestellt:

$$b_k = 2,75 \cdot t_k \quad (28)$$

Für die Sohlensicherung im Spundwandbereich sollte die Steinschicht also eine Breite aufweisen, die mindestens dem Dreifachen der abgeschätzten lokalen Kolk-tiefe entspricht.

4 Schlussfolgerungen

Bei der Untersuchung von Erosionserscheinungen im Bereich von Flussbauwerken wird zwischen drei, sich überlagernden Anteilen der Sohleintiefung unterschieden:

- Die großräumige und langfristige („natürliche“) Eintiefung bzw. Erhöhung der Sohlenlagen im untersuchten Flussabschnitt, die auch ohne die Einbauten eintreten würde.
- Die sich über die gesamte Sohlenbreite erstreckende globale Erosion („Kontraktionskolk“) infolge der Einengung des Fließquerschnittes.
- Die lokale Erosion als Kolkbildung im Nahbereich der Bauwerke.

Der Anteil der großräumigen „natürlichen“, unabhängig vom Vorhandensein einer Brückenbaustelle eintretende Erosion ist im Vergleich zur der durch die Einbauten hervorgerufenen Sohleintiefung gering und deshalb in der Regel vernachlässigbar.

Der sich über die gesamte Sohlenbreite und in der Regel auch über den Bauwerksbereich hinaus nach unterstrom erstreckende Kontraktionskolk kann schnell und einfach mit den Berechnungsansätzen von KOMURA [7] LAURSEN [8] [9] bzw. HENDERSON [10] abgeschätzt werden. Eine bessere Prognosemöglichkeit bietet das Programm HEC-RAS, weil hier der tatsächlichen Gerinnegeometrie besser Rechnung getragen wird, wodurch insbesondere bei ausufernden Abflüssen die Strömungssituation besser erfasst wird.

Einen brauchbaren Ansatz zur Abschätzung der lokalen Kolkiefen stellen die über Naturuntersuchungen modifizierte Regime-Theorie Gleichungen dar (INGLIS-LACEY [12] [13], CHITALE [14], IZZARD-BRADLEY [15], GARDE [16]). Für eine Anwendung in breiten unregelmäßigen Fließgewässern weniger geeignet sind die auf der Grundlage von Modelluntersuchungen in Rechteckgerinnen entwickelten Kolkformeln von LIU et al [17] und LAURSEN [9]. Auch das Programm HEC-RAS bietet neben der Ermittlung der Kontraktionskolkiefen die Möglichkeit, die Größenordnung lokaler Eintiefungen im Nahbereich von Flussbauwerken (Pfeiler- und Widerlagerkolke) abzuschätzen. Durch eine Zerlegung der unregelmäßigen Fließquerschnitte in Teilflächen und die „streifenweise“ Ermittlung der hydraulischen Parameter wird die ungleichmäßige Strömungsverteilung im Querprofil zumindest näherungsweise erfasst. Deshalb können zur Berechnung der lokalen Kolke statt der Mittelwerte die im Bereich der Einbauten auftretenden Fließgeschwindigkeiten und Wasserstände angesetzt werden. Speziell bei niedrigen Abflüssen sind diese Werte wesentlich geringer als die querschnittsgemittelten Größen, sodass im Vergleich zu den o.g. genannten Formeln erheblich kleinere, den tatsächlichen Verhältnissen eher entsprechende Bauwerkskolke berechnet werden.

Bei der Berechnung des zur Sohlensicherung erforderlichen Korndurchmessers ist zwischen zwei Bereichen zu unterscheiden. Während sich im Nahbereich der Spundwände eine hochturbulente Strömung ausbildet, ist der Fließvorgang in den übrigen Bereichen als „normalturbulent“ zu bezeichnen. Dementsprechend sind die zur Sicherung der Sohle im Bauwerksbereich erforderlichen Korndurchmesser wesentlich größer. Die Ermittlung des erforderlichen Schüttsteindurchmessers für den Bereich der „normalturbulenten“ Strömung erfolgte nach verschiedenen Berechnungsverfahren. Als Empfehlung für eine Sohlensicherung wird deshalb der Mittelwert angegeben. Für den bauwerksnahen hochturbulenten Bereich der Strömung erfolgte die Bemessung nach dem von BREUSERS [18] entwickelten Berechnungsansatz für eine Pfeilerkolsicherung.

5 Literatur

- [1] Eckert, F.: Bemessung der Gründungstiefe für ein Brückenwiderlager. Universität Karlsruhe, Institut für Hydrologie und Wasserwirtschaft, Karlsruhe, August 1989
- [2] Göbel, N.: Flussbauliche Expertise zur Elbequerung Wittenberg - Pratau – Eutzsch. Universität Karlsruhe, Institut für Wasserbau und Kulturtechnik, Karlsruhe, 1994
- [3] Göbel, N.: Flussbauliche Expertise zur Elbequerung Wittenberg - Pratau - Eutzsch -Teil II. Universität Karlsruhe, Institut für Wasserbau und Kulturtechnik, Karlsruhe, 1995
- [4] Laursen, E.M.: An Analysis of Relief Bridges. ASCE Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 92, No. HY3
- [5] Richardson, E.V.; Simons, D.B.; Julien, P.: Highways in the River Environment. FHWA-HI-90-016, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C.
- [6] Froehlich, D.C.: Local Scour at Bridge Abutments. Proceedings of the 1989 National Conference on Hydraulic Engineering, ASCE, New Orleans, LA, pp. 13 - 18, ASCE Vol. 127, Part I, 1962
- [7] Komura, S.: Equilibrium Depth of Scour in long Constrictions. Journal of the Hydraulics Division, Vol. 92, No. HY5, Sept. 1966
- [8] Laursen, E.M.: Scour at Bridge Crossings. Iowa Highway Research Board Bulletin No. 8, 1958
- [9] Laursen, E.M.: Scour at Bridge Crossings. Trans. ASCE Vol. 127, Part I, 1962
- [10] Henderson: Guide for Bridge Design. Gana Highway Authority, Vol. I, Design Guide, 1987
- [11] Wong, W.H.: Scour at bridge abutments. University of Auckland, Department of Civil Engineering, Report No. 275, 1982
- [12] Inglis, Sir Claude: The Behaviour and Control of Rivers and Canals. Research Publication No.13 Part 2, Central Power, Irrigation and Navigation Report, Poona Research Station, India, 1949
- [13] Lacey, G.: Stable Channels in Alluvium. Min. Proc. Inst. of Civil Engineering, Vol. 237, 1930
- [14] Chitale, S.V.: Discussion of Scour at Bridge Crossings. Trans. A.S.C.E., Vol. 127, Pt. 1, 1960
- [15] Izzard, C.F.; Bradley, J.N.: Field Verifications of Model Tests on Flow Through Highway Bridges and Culverts. Proceedings 7th Hydraulic Conference, Iowa, 1957
- [16] Garde, R.J.: Local Bed Variation at Bridge Piers in Alluvial Channels. University of Roorke Research Journal, Vol. IV No. 1, 1961
- [17] Liu, H.K; Chang, F.M.; Skinner, M.M.: Effect of Bridge Construction on Scour and Backwater. Engineering Research Center, Colorado State University, Report No. CER 60 HKL 22, 1961
- [18] Raudkivi, A.J.: Grundlagen des Sedimenttransports. Springer-Verlag Berlin Heidelberg New York, 1982
- [19] Shen, H.W.; Schneider, V.R.; Karaki, S.: Mechanics of Local Scour. U.S. Dept. of Commerce, National Bureau of Standards, Institute for Applied Technology, 1966
- [20] BAW: Gutachten über Modellversuche zum Neubau Wehr Rathenow. Berlin, 1990 (unveröffentlicht)
- [21] Zanke, U.: Grundlagen der Sedimentbewegung. Springer-Verlag Berlin Heidelberg New York, 1982
- [22] Breusers, H.N.C.; Nicollet, G.; Shen, H.W.: Local scour at bridge piers. Journal of Hydraulic Research, IAHR 15, 1977
- [23] Neill, R.: Mean-velocity criterion for scour of coarse uniform bed-material. 1967, Proc. IAHR, Fort Collins
- [24] Straub, L.G.: Dredge-Fill closure of Missouri-River at Fort Randall. 1953, Proc. IAHR/ASCE
- [25] Bogardi, J.: Kennzeichnung des Beginns der Geschiebebewegung durch die kritische Geschwindigkeit. 1968, Hidrologiai Közlöny, Heft 9
- [26] Rottner, J.: A formula for bed-load transportation. 1959, La Houille Blanche, Heft 3
- [27] Studenicnikov, B.: Ausspülfähigkeit der Strömung und Methoden der Flussbettberechnungen. 1964, Strojizdat VNII VODGEO, Moskau
- [28] Kumin, D.I.: Gidravliceskij rescet kreplenij v niznem befe vodosbrosov. 1955, Proc. ASCE, Vol. 120
- [29] Goncarov, V.N.: Osnovykh dinamika ruslovykh potokov. 1954, Gidrometeoizdat
- [30] Hincu, S.: Hydraulische Brückenberechnung. 1964, Studii de Hidraulica VII, Bucuresti
- [31] Mirzulawa: Erosion von Flüssen und Methodik zur Abschätzung ihrer Stabilität. 1967, Verlag Kolos Moskau
- [32] Sundborg, A.: The river Klaralven study of fluvial processes. 1956, Geografiska Analler, Heft 2/3
- [33] Garbrecht, G.: Erfahrungswerte über die zulässigen Strömungsgeschwindigkeiten in Flüssen und Kanälen. 1961, Wasser und Boden, Heft 5
- [34] Hansel, N.: Zur Geschiebeaufnahme durch die Spree unterhalb des Speicherbeckens Spremberg. 1964, Wasserwirtschaft-Wassertechnik, Heft 9
- [35] Neill, R.; van der Giessen: Sediment transportation. Mechanics: Initiation of motion (discussion). 1966, Journ. of Hydr. Div., Proc. ASCE, HY5
- [36] Durant; Condolios: Etudes experimentale du debut d'entrainement des materianse par les ecoulements a surface libre. 1953, Comunication de la Société Hydro technique de France Paris
- [37] BAW: Die Berechnung des Geschiebetriebanfanges. Karlsruhe, 1981, Mitteilungen der BAW, Heft 50
- [38] Stelczer, K.: Ermittlung der virtuellen Geschiebebewegungsgeschwindigkeit. 1980, Vizügyi közlemenyek, Heft 1/2