

HENRY

Hydraulic Engineering Repository

Ein Service der Bundesanstalt für Wasserbau

Conference Paper, Published Version

Richwien, Werner; Lesny, Kerstin

Kann man Kolke an Offshore-Windenergieanlagen berechnen?

Verfügbar unter/Available at: <https://hdl.handle.net/20.500.11970/102171>

Vorgeschlagene Zitierweise/Suggested citation:

Richwien, Werner; Lesny, Kerstin (2004): Kann man Kolke an Offshore-Windenergieanlagen berechnen?. In: Bundesanstalt für Wasserbau (Hg.): Boden- und Sohl-Stabilität - Betrachtungen an der Schnittstelle zwischen Geotechnik und Wasserbau
Soil and Bed Stability - Interaction Effects between Geotechnics and Hydraulic Engineering. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau.

Standardnutzungsbedingungen/Terms of Use:

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

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



6 Kann man Kolke an Offshore-Windenergieanlagen berechnen?

Are we able to predict Scour Depths at Offshore Wind Mills?

W. Richwien & K. Lesny

Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Universität Duisburg-Essen, Essen

Institute of Soil Mechanics and Foundation Engineering, University of Duisburg-Essen, Essen, Germany

KURZFASSUNG: Bei der Planung von Gründungen für Offshore-Windenergieanlagen spielt die Frage der Kolkbildung eine entscheidende Rolle. Bisher wird entweder die maximal zu erwartende Kolktiefe bei der Dimensionierung der Gründung berücksichtigt oder es werden von vornherein Kolkenschutzmaßnahmen angeordnet. Jedoch erfordert die erste Lösung eine sichere Prognose der Kolktiefe, die zweite Lösung ist mit einem entsprechenden Unterhaltungsaufwand verbunden. Darüber hinaus ist bei beiden Varianten eine laufende Überwachung der Gründungen zwingend erforderlich. Die damit verbundenen Kosten können erheblich sein und die Wirtschaftlichkeit der Windparks zumindest beeinträchtigen.

Nach einer kurzen Einführung in die Problemstellung werden exemplarisch für eine Monopile-Gründung verschiedene Ansätze zur Ermittlung der Kolktiefe vorgestellt und ihre Anwendbarkeit diskutiert. Der Beitrag schließt mit der Beantwortung der eingangs gestellten Frage „Kann man Kolke an Offshore-Windenergieanlagen berechnen?“

ABSTRACT: The problem of scour around the foundation structure plays a major role in the design of foundations for offshore wind mills. In today's design practice either the expected maximum scour depth is taken into account when determining the foundation dimensions or protection measurements are installed during construction to prevent the development of scour holes. However, the first solution requires a safe prediction of the expected scour depth, the second solution involves permanent maintenance of the scour protection. Besides, both solutions require periodical monitoring. The costs associated with these measurements can be considerable and may affect the economic efficiency of an offshore wind park.

After a short introduction different formulations to calculate the scour depth are presented. For an example of a monopile foundation their applicability is discussed and finally an answer is given to the question raised above “Are we able to predict scour depth at offshore wind mills?”.

6.1 Einleitung

Kolke entstehen, wenn durch die erodierende Wirkung des strömenden Wassers der Boden um ein Bauwerk herum gelöst und abtransportiert wird (Bild 6.1). Dadurch legen Kolke die Gründungen von Bauwerken bereichsweise frei. Die einzelnen Mechanismen sollen in diesem Beitrag nicht diskutiert werden, nur soviel sei angemerkt: Ursache des Kolks ist immer eine hydrodynamische Beanspruchung, die groß genug ist, größere Bodenbereiche zu destabilisieren und den so aus seinem Verbund herausgelösten Boden an anderer Stelle abzulagern. Kolke dieser Art werden als lokale Kolke bezeichnet.

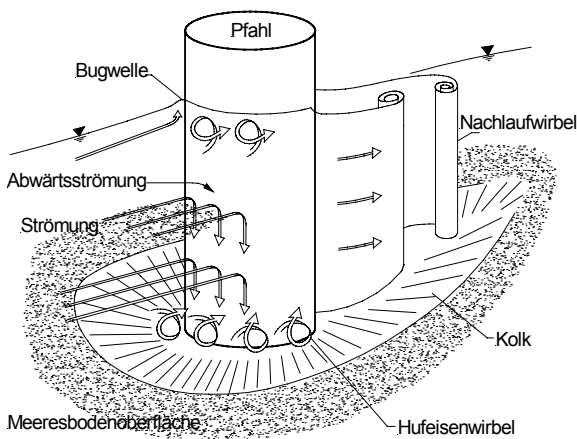


Bild 6.1 Strömungsbild und Kolk an einem zylindrischen Pfahl nach /Hamil 1999/

Oftmals wird vereinfachend angenommen, dass sich Kolke nur in nichtbindigen Böden ausbilden können. Dies ist nicht zutreffend, auch in bindigen Böden können Kolke entstehen, dieser Prozess dauert jedoch wesentlich länger. So können sich Kolke in sandigen Böden in wenigen Tagen voll ausbilden, in bindigen Böden kann es Monate dauern, vorausgesetzt, die Beanspruchung hält so lange an. Daher sind Probleme mit Kolkbildung vor allem bei lockeren nichtbindigen Sedimenten zu befürchten, in diesen Böden treten sie auch regelmäßig auf.

Bei der Planung von Gründungen für Offshore-Bauwerke gibt es hinsichtlich der Berücksichtigung einer möglichen Kolkbildung zwei klassische Problemlösungen. Entweder wird die Gründung für die größte zu erwartende Kolkentiefe bemessen, dieser Wert muss dann jedoch abgesichert sein. Oder der Gewässerboden wird durch Kolksicherungen so geschützt, dass Kolke unter den herrschenden hydrodynamischen Bedingungen über die Bauwerkslebensdauer gar nicht erst auftreten.

Mit beiden Lösungen geht jedoch eine Überwachungsverpflichtung einher, mit einem Kolkschutz nach allen Erfahrungen zusätzlich eine Unterhaltungsverpflichtung. Dass diese Verpflichtungen einen enormen Kostenfaktor darstellen, ist in

Deutschland spätestens seit der Forschungsplattform Nordsee bekannt, bei der sich die ursprünglichen Kolkschutzmaßnahmen bereits nach wenigen Monaten als nicht hinreichend erwiesen und grundlegende zusätzliche Maßnahmen zur Sicherung der Gründung bereits nach rd. drei Jahren erforderlich wurden (Bild 6.2). Übertragen auf die Gegebenheiten der Offshore-Windparks mit jeweils bis zu 200 Anlagen, die im Rahmen der derzeitigen energiewirtschaftlichen Planungen in der Nordsee entstehen sollen, hätte dies zur Folge, dass die Wirtschaftlichkeit dieser Bauvorhaben u. U. in Frage gestellt würde.

Dieser Beitrag behandelt die Frage, ob es auf der Grundlage heutigen Wissens möglich ist, die Kolkentiefe an Gründungsstrukturen von Offshore-Windenergieanlagen – wie sie in Bild 6.3 dargestellt sind – vorherzusagen. Die Ausführungen beschränken sich zunächst auf die einfachste Gründungsvariante nach Bild 6.3, den Monopile. Eine Monopile-Gründung ist einem Brückenpfeiler sehr ähnlich, und gerade für Brückenpfeiler gibt es in der Literatur eine große Zahl von Untersuchungen, Fallstudien und Abschätzformeln für die Kolkentiefe.

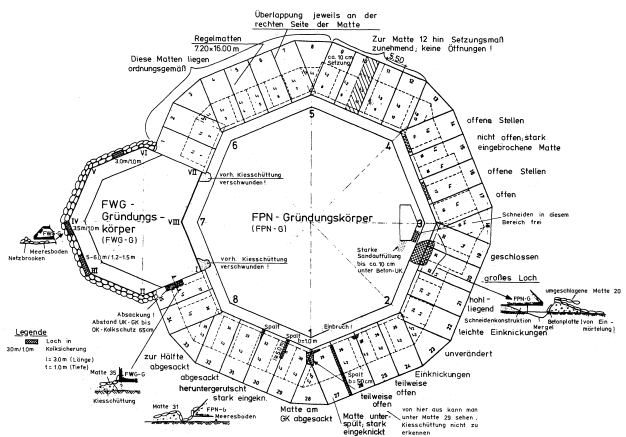


Bild 6.2 Forschungsplattform Nordsee, Situation Januar 1980 /Stein 1981/

Bei den anderen in Bild 6.3 gezeigten Strukturen sind die hydrodynamischen Einwirkungen sehr viel komplexer und damit auch die Möglichkeiten der Kolkbildung. Eine Prognose der zu erwartenden Kolkentiefe ist in diesen Fällen ungleich schwieriger.

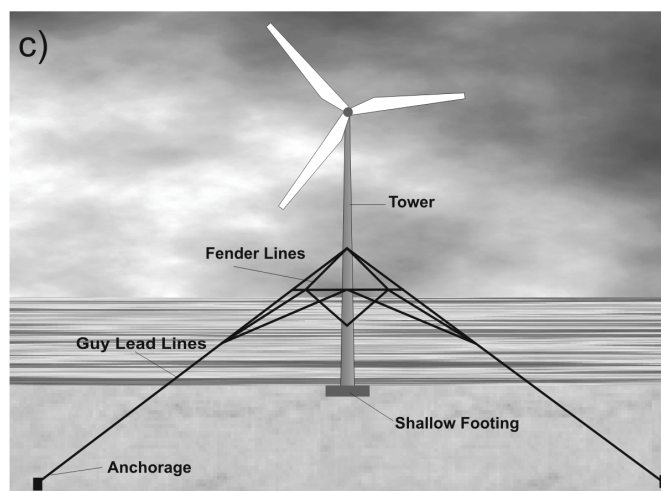
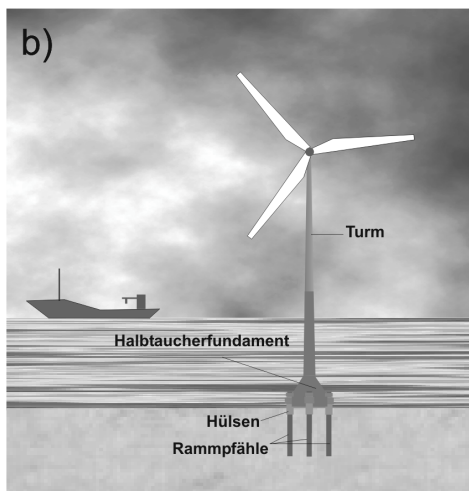
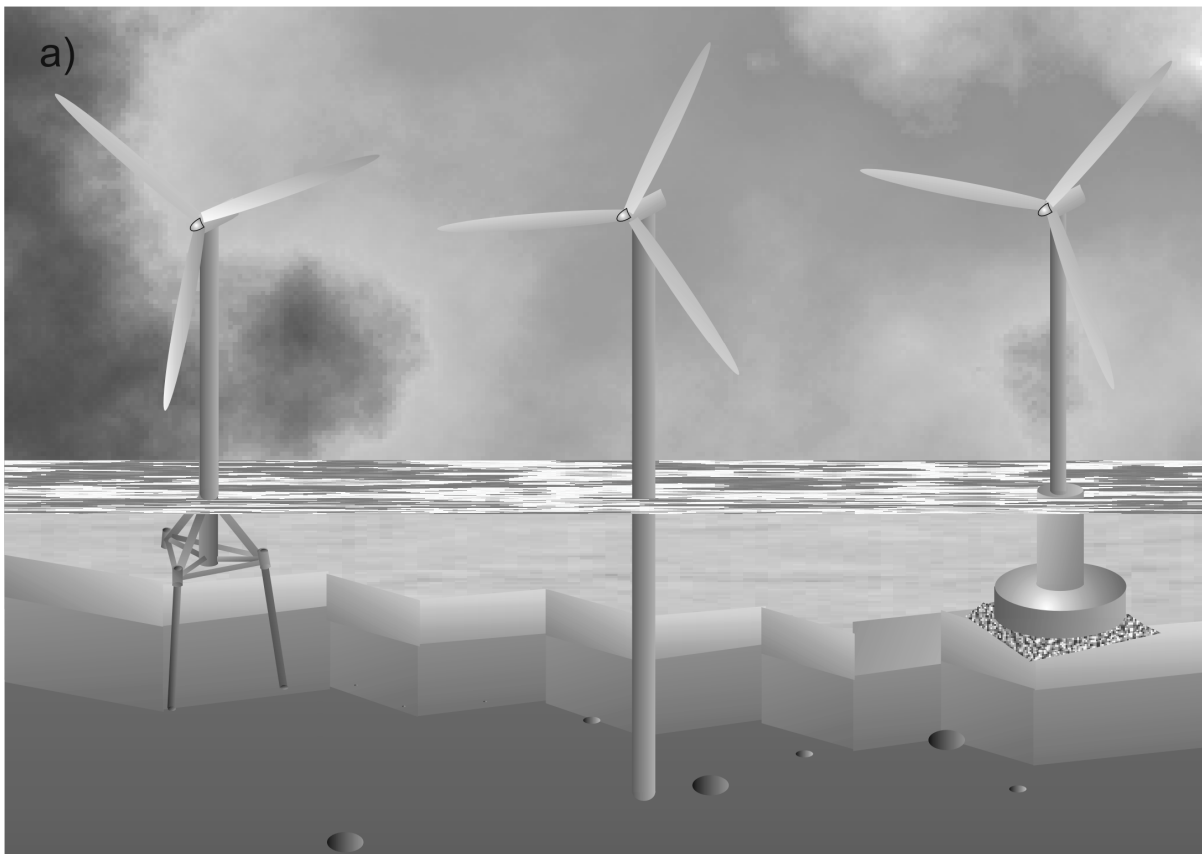


Bild 6.3 Gründungskonzepte für Offshore-Windenergieanlagen: a) Tripod, Monopile, Schwergewichtsfundament (von links), b) Halbtaucher, c) Abgespannte Struktur /Richwien und Lesny 2004/

6.2 Ermittlung der Kolktaufe an Brückenpfeilern

Der einschlägigen Literatur können allein für den Zeitraum von 1949 bis 1987 insgesamt 35 Abschätzformeln für die Kolktaufe an Brückenpfeilern entnommen werden, jedoch liefern nicht alle für

gleiche Verhältnisse auch die gleichen Ergebnisse. Die Gründe dafür sind offensichtlich: Alle Abschätzformeln wurden aus Modelluntersuchungen für jeweils spezifische Verhältnisse abgeleitet und sind daher nicht oder nur bedingt auf andere Randbedingungen übertragbar, nur einige wenige sind punktuell durch Vergleich mit Feldmessungen belegt.

Für die bei Offshore-Bauwerken vorliegenden Verhältnisse – große Wassertiefe im Verhältnis zu den Bauteilabmessungen, Tideströmung und Welleneinwirkung – ist letztendlich keine der in der Literatur dokumentierten Abschätzformeln entwickelt worden.

Dennoch soll im Folgenden anhand eines einfachen Beispiels aufgezeigt werden, welche Einflüsse die bekannten Ansätze zur Ermittlung der Kolktiefe berücksichtigen und zu welchen Ergebnissen sie bei Anwendung auf die Randbedingungen der Offshore-Windenergieanlagen führen.

Die einfachen der publizierten Ansätze haben die Form

$$\frac{S}{D} = K \cdot \left(\frac{h}{D}\right)^n \quad (6-1)$$

wobei S die Kolktiefe ist, D der Durchmesser der Struktur und h die Wassertiefe. K und n sind dimensionslose Faktoren, die die Geometrie (K) bzw. die Eigenschaften des Bodens (n) berücksichtigen.

Bei den komplexeren Ansätzen wird zusätzlich eine Art Froude-Zahl eingeführt, und zwar entweder in der Form

$$\frac{U_c}{\sqrt{g \cdot D}} \quad (6-2a)$$

oder
$$\frac{U_{cr}}{\sqrt{g \cdot h}} \quad (6-2b)$$

Hier ist U_c die mittlere Strömungsgeschwindigkeit und U_{cr} die kritische Strömungsgeschwindigkeit, die nach Shields den Bewegungsbeginn des Sediments definiert. Bereits an dieser Stelle ergibt sich ein erstes Problem: Welche Werte von U_c und U_{cr} sind im konkreten Anwendungsfall maßgebend?

/Ungruh und Zielke 2004/ haben für die in Tabelle 6.1 ausgewählten Formeln dieser einfacheren Art die Kolktiefe an der Monopile-Gründung einer Offshore-Windenergieanlage ermittelt, und zwar für $h = 30 \text{ m}$, $D = 6 \text{ m}$, $U_c = 0,5 \text{ m/s}$ und $U_{cr} = 1,0 \text{ m/s}$.

Die errechneten Ergebnisse streuen über eine große Bandbreite zwischen 3,4 m und 18,0 m. Auf dieser Grundlage ist eine Gründungsbemessung nicht zuverlässig möglich. Allerdings sei nochmals darauf hingewiesen, dass die Ansätze der Tabelle 6.1 für andere Randbedingungen als die einer Offshore-Windenergieanlage entwickelt wurden und nicht (ohne weiteres) übertragen werden können.

6.3 Lokale Kolkbildung bei Tideströmungen

Es braucht eine gewisse Zeit, bis lokale Kolke voll ausgebildet sind, bis sie also diejenige Tiefe erreicht haben, in der ein weiterer Bodenabtrag nicht mehr stattfindet (Gleichgewichtskolktiefe). Auch hierfür liegen Ansätze vor, z. B. /Zanke 1982/ und /Roulund 2000/. Tideströmungen ändern jedoch alle sechs Stunden ihre Richtung, und die Strömungsgeschwindigkeit ist über die Tide nicht konstant. So ist es möglich, dass die angreifende Tide nicht die notwendige Dauer hat, einen Kolk bis zur Gleichgewichtstiefe auszuräumen. Im Ergebnis stellen sich dann stabile Kolke geringerer Tiefe ein.

Autor	Jahr	Formel	Ermittelte Kolktiefe [m]
Laursen & Toch	1956	$\frac{S}{D} = 1,5 \cdot \left(\frac{h}{D}\right)^{0,3}$	14,6
Laursen	1963	$\frac{S}{D} = 1,34 \cdot \left(\frac{h}{D}\right)^{0,5}$	18,0
Qadar	1981	$\frac{S}{D} = 1,33 \cdot D^{-0,36}$	4,2
Ansari & Qadar	1994	$\frac{S}{D} = 3,60 \cdot D^{-0,6}$ (für $D > 2,2 \text{ m}$)	7,4
Jain	1981	$\frac{S}{D} = 1,41 \cdot \left(\frac{h}{D}\right)^{0,3} \cdot \left(\frac{U_{cr}}{\sqrt{g \cdot h}}\right)^{0,25}$	6,7
Jain	1981	$\frac{S}{D} = 1,84 \cdot \left(\frac{h}{D}\right)^{0,3} \cdot \left(\frac{U_{cr}}{\sqrt{g \cdot h}}\right)^{0,25}$	8,8
Shen II	1969	$\frac{S}{D} = 3,4 \cdot \left(\frac{U_c}{\sqrt{g \cdot D}}\right)^{0,66}$	3,4

Tabelle 6.1 Ansätze zur Abschätzung der Kolktiefe an Pfählen, gleichmäßige Strömung, für $h = 30 \text{ m}$, $D = 6 \text{ m}$, $U_c = 0,5 \text{ m/s}$, $U_{cr} = 1,0 \text{ m/s}$ /Ungruh und Zielke 2004/

Die zeitliche Entwicklung des Kolks wird z. B. in folgendem Ansatz von /Melville und Coleman 2000/ berücksichtigt:

$$S = K_{h,D} \cdot K_I \cdot K_d \cdot K_S \cdot K_\Theta \cdot K_t \quad (6-3)$$

In den Faktoren K_i sind die verschiedenen Einflussgrößen auf die Kolkentiefe S empirisch erfasst. Für Einzelbauwerke mit kreisförmigem Querschnitt können die Faktoren K_S und K_Θ jeweils zu 1,0 gesetzt werden.

Der Faktor $K_{h,D}$ berücksichtigt das Verhältnis der Bauwerksbreite D zur Wassertiefe h und ist

$$K_{h,D} = 2,4 \cdot D \quad \text{für} \quad D/H < 0,7 \quad (6-4a)$$

$$K_{h,D} = 2 \cdot \sqrt{h \cdot D} \quad \text{für} \quad 0,7 < D/H < 5 \quad (6-4b)$$

$$K_{h,D} = 4,5 \cdot h \quad \text{für} \quad 5 > D/H \quad (6-4c)$$

In den Gebieten der in der Nordsee geplanten Windparks beträgt die Wassertiefe h rd. 25 m bis 35 m. Der Durchmesser D der geplanten Monopiles wird eine Größenordnung von rd. 5 bis 7 m haben. Damit liegt das Verhältnis D/h zwischen 0,14 und 0,25 und somit gilt: $K_{h,D} = 2,4 \cdot D$.

Mit dem Faktor K_I wird die Strömungsintensität erfasst, und es gilt:

$$K_I = \frac{U_c}{U_{cr}} \quad \text{für} \quad \frac{U_c}{U_{cr}} < 1 \quad (6-5a)$$

$$K_I = 1 \quad \text{für} \quad \frac{U_c}{U_{cr}} \geq 1 \quad (6-5b)$$

Für $U_c/U_{cr} < 1$ liegen die Bedingungen der beweglichen Sohle vor, bei $U_c/U_{cr} \geq 1$ Klarwasserbedingungen. Dieser Fall liefert die größte Kolkentiefe und er dürfte bei reiner Tideströmung und stabiler Morphologie maßgebend sein. Somit ist $K_I = 1$.

Der Einfluss des anstehenden Bodens wird mit dem Faktor K_d erfasst, und zwar über den kennzeichnenden Korndurchmesser d_{50} des Bodens:

$$K_d = 0,57 \cdot \log\left(2,24 \cdot \frac{D}{d_{50}}\right) \quad \text{für} \quad D/d_{50} \leq 25 \quad (6-6a)$$

$$K_d = 1,0 \quad \text{für} \quad D/d_{50} > 25 \quad (6-6b)$$

Im vorliegenden Fall ($D = 5$ bis 7 m) ist auch $K_d = 1$, sofern der Korndurchmesser $d_{50} < 0,20$ m ist, wovon jedoch ausgegangen werden kann.

Die zeitliche Entwicklung des Kolks wird nun mit dem Faktor

$$K_t = \exp\left(-0,03 \left|\frac{U_{cr}}{U_c} \cdot \ln\left(\frac{t}{T_{GG}}\right)\right|^{1,6}\right) \quad (6-7)$$

beschrieben. Hier ist T_{GG} die erforderliche Zeit bis zur Entwicklung der Grenztiefe. /Ungruh und Zielke 2004/ haben aufgrund einer Ähnlichkeitsbetrachtung auf der Grundlage der Modellversuche von /Zanke 1982/ für die Tideströmung ein Verhältnis von $t/T_{GG} \approx 0,25$ errechnet.

Für $U_c = 0,5$ m/s und $U_{cr} = 1,0$ m/s (Rechenwerte nach Tabelle 6.1) wird

$$K_t = \exp\left(-0,03 \left|2 \cdot \ln(0,25)\right|^{1,6}\right) = 0,86$$

und die Kolkentiefe ergibt sich für einen Monopile-Durchmesser von $D = 6,0$ m zu:

$$S = 2,4 \cdot D \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,95 = 2,06 \cdot D = 12,40 \text{ m} \quad (6-8)$$

Die nach dieser Formel errechnete Kolkentiefe liegt im oberen Bereich der in Tabelle 6.1 ermittelten Bandbreite.

6.4 Strömung und Wellen

Der Einfluss der Strömung wird durch die zeitlich und örtlich variierende Belastung aus Wellen überlagert. Nach Erfahrungen von /Raudkivi 1982/ entspricht die Kolkentiefe bei einer kombinierten hydraulischen Beanspruchung aus Strömung und Wellen der Kolkentiefe bei Beanspruchungen nur durch Strömungen. Wellen haben demnach nur einen geringen Einfluss auf die Kolkentiefe.

/Sumer und Fredsoe 1999/ haben zur Erfassung der Welleneinwirkungen die Keulegan-Carpenter Zahl KC eingeführt:

$$KC = \frac{U_{max} \cdot T}{D} \quad (6-9)$$

Hier ist U_{max} die maximale Anströmgeschwindigkeit aus Strömung und Wellen und T die Wellenperiode. Bei großen Bauteilabmessungen D wird KC klein und die Kolkentiefe nimmt ab (Bild 6.4).

Für die Kolkentiefe geben /Melville und Coleman 2000/, auf der Basis der Arbeit von /Sumer und Fredsoe 1999/, die folgende Beziehung an:

$$\frac{S}{D} = 2,0 \cdot \left[1 - e^{(-0,03(KC-6))}\right] \quad (6-10)$$

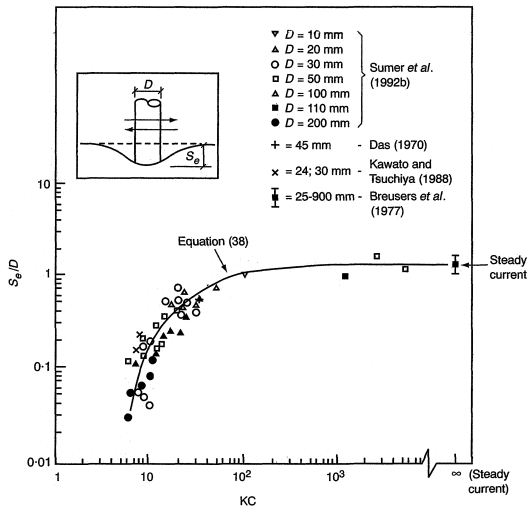


Bild 6.4 Korrelation zwischen Gleichgewichtskolk-tiefe an einem zylindrischen Pfahl und der Keulegan-Carpenter Zahl *KC* /Whitehouse 1998/

Positive Kolk-tiefen ergeben sich nur für $KC > 6$, mit zunehmender KC -Zahl nimmt die relative Kolk-tiefe zu und oberhalb $KC \approx 100$ ist ein Einfluss der Wellen auf die Kolk-tiefe nicht mehr vorhanden.

Für die großen Bauteilabmessungen bei Monopiles ($D > 5\text{ m}$) und den wahrscheinlichen maximalen Anströmgeschwindigkeiten ($U_{max} < 4\text{ m/s}$) sowie Wellenperioden $T < 16\text{ s}$ ist $KC < 16$ und $S/D < 0,3$. Daraus errechnet sich mit $D = 6\text{ m}$ eine Kolk-tiefe von $S = 1,8\text{ m}$. Dies ist deutlich kleiner als bei allen bisher diskutierten Ansätzen.

6.5 Woran kann man sich halten?

Die hier vorgestellten Ansätze liefern für die geometrischen und hydrodynamischen Verhältnisse bei Offshore-Windenergieanlagen Ergebnisse, die nicht auf den ersten Blick als unrealistisch erkennbar sind. Allerdings streuen sie in einer solchen Bandbreite, dass ihre Brauchbarkeit schon rein praktisch in Frage gestellt werden muss. Die Ursache dafür liegt auf der Hand: Diese Ansätze wurden für sehr spezifische Anwendungsbereiche entwickelt und lassen sich eben für die hier vorliegenden Randbedingungen nicht übertragen. Auch der einzige vom Anspruch her physikalisch „legitimierte“ Ansatz von /Melville und Coleman 2000/ ist problematisch, da er so geringe Kolk-tiefen liefert, dass der Verdacht begründet ist, auch dieser Ansatz sei nicht realistisch. Zumindest ist er nicht hinreichend durch konkrete Erfahrungen belegt.

Nun ist diese Erkenntnis nicht neu, in der jüngeren Literatur werden daher probabilistische Ansätze ins Gespräch gebracht /Whitehouse 1998/, bei denen

die Hydrodynamik (Turbulenz und Druckverteilung im Wasser) mit den Regeln für den Sedimenttransport gekoppelt werden.

Die Möglichkeiten solcher Modelle sollen nicht in Frage gestellt werden, jedoch ist darauf hinzuweisen, dass ihnen ein wesentliches physikalisches Element fehlt, solange die Mechanismen im Boden nicht vollständig mit einbezogen werden.

Man betrachte das Strömungsfeld in Bild 6.1. Nach /Hamil 1999/ ist die maximale abwärts gerichtete Strömungsgeschwindigkeit ohne einen Kolk rd. 40% der mittleren Anströmgeschwindigkeit. Wenn die Kolkbildung einsetzt, erreicht die abwärts gerichtete Strömung gar 80% der Anströmgeschwindigkeit. Aus der Druckverteilung am Seeboden um den Pfahl herum wirken Druckgradienten in den Boden hinein und lokal auch aus diesem heraus.

Zusätzlich müssen aber die oszillierenden Scherbeanspruchungen aus der Bettung des Pfahls im Boden infolge seiner äußeren Belastung betrachtet werden. In Bild 6.5 ist beispielhaft die Verformung des Korngerüsts als Veränderung der Porenzahl aufgrund einer äußeren Horizontalbelastung des Pfahls dargestellt. Deutlich erkennbar sind aufgelockerte Zonen auf der von der Belastungsrichtung abgewandten Seite (im Bild rechts) und verdichtete Zonen in Richtung der Belastung (im Bild links). Die lokalen Auflockerungen des Bodens können bis hin zu einer lokalen und temporären Verflüssigung (bei oszillierenden Bauwerksbeanspruchungen) führen.

Die horizontalen Verschiebungen des Pfahls am Seeboden unter Betriebslasten haben nach unseren Berechnungen eine Größenordnung von mehreren Zentimetern und sie sind rein elastisch, d. h. sie stellen sich mit dem Durchgang des Wellentals zurück. Die erzwungenen Formänderungen des Bodens sind hingegen überwiegend plastisch. Je nach Bodenart bildet sich daher zwischen Pfahl und Boden zumindest temporär ein standsicherer wassergefüllter Spalt, aus dem das Wasser bei erneuter Durchbiegung des Pfahls mit großer Geschwindigkeit herausgedrückt wird.

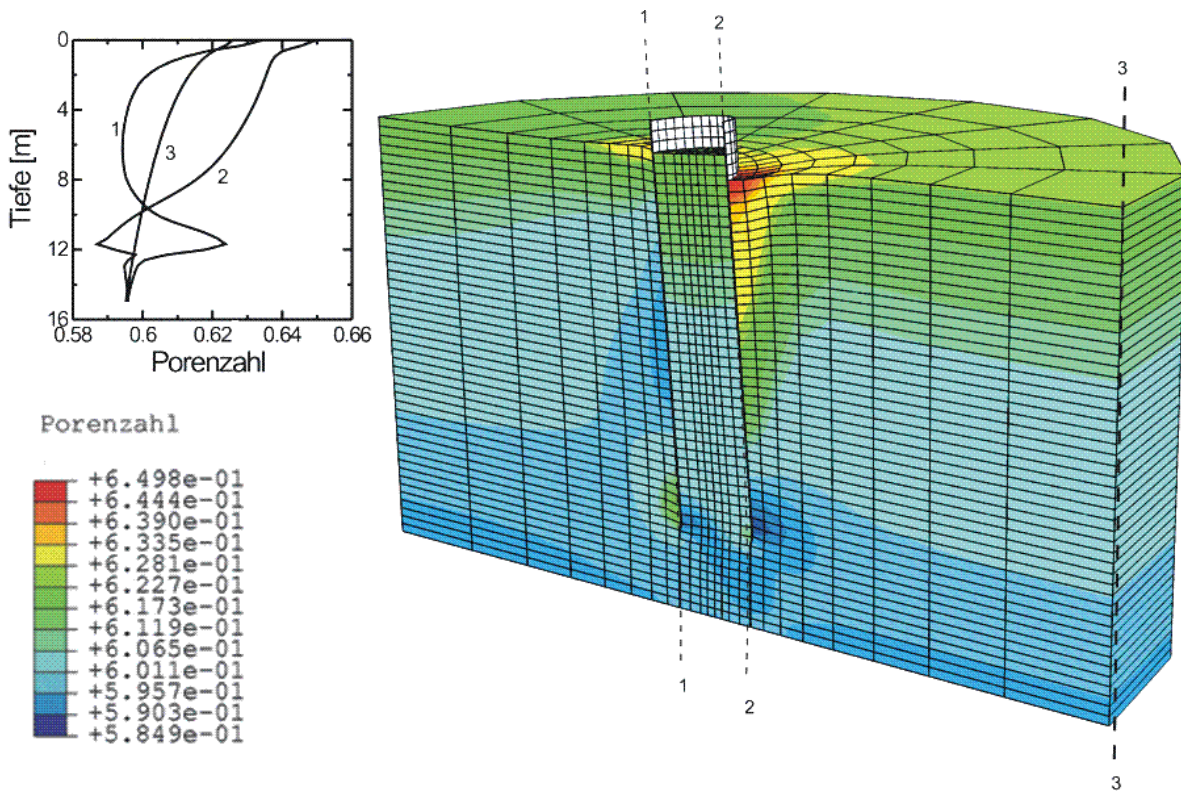


Bild 6.5 Verteilung der Porenzahl infolge Horizontalbelastung des Pfahls nach links (Richwien et al., 2004)

Außerdem erzeugt die zyklische äußere Belastung des Pfahl komplexe Strömungsverhältnisse im Bereich des lastabtragenden Bodens. In den verdichteten Bodenzonen erfolgt einerseits eine Entwässerung in Richtung Meeresbodenoberfläche, andererseits findet eine Umströmung des Pfahls in Richtung der aufgelockerten Bodenzonen statt. Der dort vorherrschende Porenwasserunterdruck bewirkt zudem einen Zustrom über die Meeresbodenoberfläche. Diese durch die Pfahlbelastung induzierte Strömung überlagert sich mit den direkt einwirkenden hydrodynamischen Beanspruchungen nach Bild 6.1.

Die infolge der zuvor beschriebenen Prozesse instabil gewordenen Bodenzonen werden durch die hydrodynamischen Einwirkungen erodiert. Unter diesen Bedingungen dürften ganz andere Kolkabmessungen zu erwarten sein als an Brückenpfeilern. Erst wenn diese Einflüsse mit erfasst werden, können Berechnungsansätze und numerische Modellierungen den Anspruch auf Vollständigkeit erheben und die Ergebnisse als vertrauenswürdig angesehen werden.

Daher muss die im Titel dieses Beitrags gestellte Frage wie folgt beantwortet werden:

1. Auf der Grundlage des heutigen Wissensstands kann die Kolkbildung im Gründungsbereich von Offshore-Windenergieanlagen nicht zuverlässig vorhergesagt werden.
2. Es ist aber zu erwarten, dass in Zukunft auf Basis numerischer Modellierungen eine zuverlässige Kolkprognose möglich ist, wenn die Wechselwirkungen zwischen Wasser, Boden und Struktur im Nahfeld der Struktur bodenmechanisch zutreffend erfasst werden. Dies setzt jedoch voraus, dass der Boden im Bereich der Struktur diskret modelliert wird, um Erosionsvorgänge erfassen zu können. Dies ist heute noch nicht oder nur unter unverhältnismäßig hohem Aufwand möglich. Darüber hinaus müssen numerische Modelle stets durch Feldmessungen verifiziert werden.

6.6 Literatur

Hamil, L. 1999

Bridge Hydraulics, E & FN Spon London, New York

Melville, B. Coleman, S. 2000

Bridge Scour, Water Resources Publications, LLC

Raudkivi, A. 1982

Grundlagen des Sedimenttransports, Springer-Verlag

Richwien, W., Lesny, K., Wiemann, J. 2004

Bau- und umwelttechnische Aspekte von Offshore-Windenergieanlagen, www.gigawind.de, download

Richwien, W., Lesny, K. 2004

Windfarmen in der Nordsee, Fundamente für Windmühlen auf hoher See; in: Essener Unikate - Berichte aus Forschung und Lehre, Ingenieurwissenschaften, Heft 23, Universität Duisburg-Essen

Roulund, A. 2000

Three-Dimensional Numerical Modelling of Flow Around a Bottom-Mounted Pile and Its Application to Scour; Department of Hydrodynamics and Water Resources, Technical University of Denmark

Stein, D. 1981

Kolkbildung und ihre Verhinderung an Offshore-Plattformen; Verlag Glückauf GmbH

Sumer, B., Fredsoe, J. 1999

Wave Scour around Structures; World Scientific, Singapore.

Ungruh, G., Zielke, W. 2004

Kolkberechnungen an Offshore-Bauwerken: A State of the Art Review; www.gigawind.de, download

Weilbeer, H. 2001

Strömung und Kolkung an Wasserbauwerken; Institut für Strömungsmechanik und Elektronisches Rechnen im Bauwesen der Universität Hannover

Whitehouse, R. 1998

Scour at Marine Structures – A Manual for Practical Applications; Thomas Telford

Zanke, U. 1982

Grundlagen der Sedimentbewegung; Springer-Verlag, (Hochschultext)