

# Entwicklung von Bemessungsansätzen zur Berücksichtigung von Stabilisierungssäulen beim Böschungsbruchnachweis

M.Sc., Dipl.-Ing. (FH) Holger PANKRATH

G<sup>2</sup> Gruppe Geotechnik, Fakultät Bauwesen, HTWK Leipzig

Prof. Dr.-Ing. Ralf THIELE

Institut für Grundbau und Verkehrsbau, Fakultät Bauwesen, HTWK Leipzig

Dipl.-Ing. Wolfgang OLTMANN

Prof. Dr.-Ing. Rodatz und Partner Beratende Ingenieure für Geotechnik GmbH, Braunschweig

Dipl.-Ing. Hatice KAYA

Institut für Geotechnik und Baubetrieb, Technische Universität Hamburg-Harburg

## KURZFASSUNG

Vorgestellt werden Aspekte der Tragfähigkeitsbewertung bei Stabilisierungssäulen in Verkehrsdämmen auf wenig tragfähigem Untergrund. Dabei werden Ansätze zur Abgrenzung der Stabilisierungssäulen und Lösungsansätze zur Berücksichtigung verschiedener Säulentypen beim Böschungsbruchnachweis aufgezeigt. Der Ansatz für „starre“ Bindemittelsäulen wird an einem Beispiel numerisch verglichen und bewertet.

## 1. EINLEITUNG

Als technische und wirtschaftliche Alternative zu Gründungen auf Pfählen, aber auch zu Flachgründungen auf verbessertem Baugrund, wurden in den letzten Jahrzehnten auch im mitteleuropäischen Raum zahlreiche neue Bauverfahren entwickelt und etabliert. Bei vielen dieser Bauverfahren erfolgt der Einsatz von unbewehrten, zylinderförmigen Lastabtragungselementen. Innerhalb der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. beschäftigt sich derzeit der Arbeitskreis 2.8 mit der Überarbeitung eines Merkblattes u.a. zur Bemessung und Ausführung dieser als Stabilisierungssäulen bezeichneten Elemente. Die Säulenarten werden im Arbeitskreis nach ihren Herstellungsverfahren und der Art der Einbringung der Säulenmaterialien unterschieden.

Ein sehr häufiger und zugleich sehr sensibler Anwendungsbereich von Stabilisierungssäulen liegt in der Verbesserung mehrerer Meter mächtiger, gering tragfähiger Böden unterhalb von Verkehrsdämmen und Böschungen. Analytische Bemessungsprogramme besitzen jedoch derzeit keine Bausteine, die Stabilisierungssäulen bei der Sicherheitsbewertung im Hinblick auf ein Böschungsbruchversagen direkt zu berücksichtigen. Deshalb muss die Wirkung der Säulen indirekt, d.h. durch den Fachgutachter aufbereitet, in die Programme einfließen, so dass die Wirkung im Böschungsnachweis berücksichtigt werden kann. Zielstellung der Bearbeitung dieser Teilthematik war die Entwicklung von Bemessungsvarianten, welche z. B. die Verwendung des Programmpaketes GGU-Software (Civilsolve GmbH) ermöglichen und für beliebige Konstellationen zu einer sicheren und gleichzeitig wirtschaftlichen Dimensionierung und Anordnung der Säulen führen können. In diesem Beitrag werden wesentliche Inhalte und Ergebnisse zur Entwicklung der analytischen Nachweiskonzepte vorgestellt, diskutiert und am konkreten Beispiel mit Hilfe numerischer Methoden geprüft.

## 2. RECHERCHE UND ANALYSE

Allgemeine Hinweise zu Entwurf, Berechnung und Bemessung sind aktuell für Anwendungen in der Geotechnik in DIN EN 1997-1:2009-09 (Eurocode 7) festgelegt. Die Norm ist Bestandteil einer Reihe von Einwirkungs- und Bemessungsnormen, deren Anwendung nur im Paket sinnvoll ist. Für die nationale Anwendung wurden zudem einzelne Parameter in Anhängen festgelegt (in Deutschland - NAD: DIN EN 1997-1/NA:2010-12). Ergänzende Regelungen sind zudem in der DIN 1054:2010-12 zu finden. Als Ergänzung zu den Europäischen Normen wird darin u. a. auch auf die DIN 4084:2009-01 für Vorgaben zu Baugrund und Geländebruchberechnungen verwiesen. Für eine Berücksichtigung von Stabilisierungssäulen in einer analytischen Berechnung z. B. mit GGU Stability sind zwei grundsätzliche Lösungsansätze unabhängig vom Säulentyp sehr verbreitet:

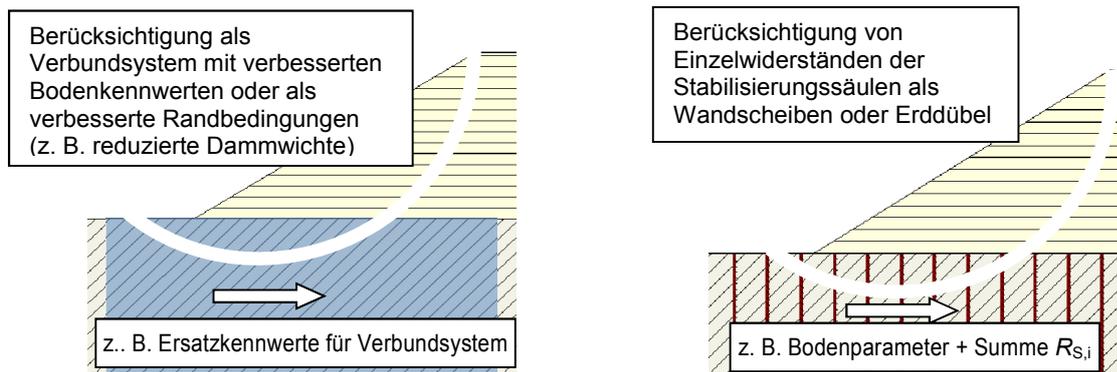


Abb. 1 Lösungsansätze zur Berücksichtigung von Stabilisierungssäulen „global“ über verbesserte Bodenkennwerte eines Verbundsystems oder verbesserte Randbedingungen (Bild links) oder über ein Abbilden der Einzelsäulen als Wandscheiben oder Erddübel (Bild rechts)

Für die Ermittlung verbesserter Bodenkennwerte des Verbundsystems existieren dabei vor allem Ansätze mit lastanteiliger und mit flächenanteiliger Berücksichtigung der Säulen z. B. nach [Priebe, 1995, 2003] oder [EuroSoilStab, 2002]. Bei der Verwendung bindemittelhaltiger Stabilisierungssäulen sind z. T. rechnerische Ansätze zur Ermittlung von Scherparametern aus Festigkeitswerten für betonartige Säulenmaterialien erforderlich. Im Ergebnis der bisherigen Recherche und Betrachtung können folgende Sachverhalte nach [Kivelö, 1998], [Broms, 2004], [Navin, 2005] und [Kitazume & Terashi, 2013] festgehalten werden:

- Das Lastabtragungsverhalten wird maßgebend durch die Säulensteifigkeit beeinflusst.
- Säulen mit sehr geringerer Steifigkeit tragen Lasten unter Zusammenwirken mit dem umgebenden Boden besser ab als Säulen mit hoher Steifigkeit. Die Versagensformen können dem eines verbesserten Bodens bzw. Verbundsystems angenähert werden.
- Säulen mit hoher Steifigkeit verhalten sich gegenüber dem umgebenden Boden mit geringer Tragfähigkeit wie ein pfahlartiges Element. Ein Säulenversagen ist dabei aufgrund des spröden Materialverhaltens als deutlich kritischer einzuschätzen (progressives Versagen bzw. „Reißverschlussprinzip“ möglich).

Es ist somit zwischen zwei grundsätzlichen Wirkungsweisen zu unterscheiden:

- Wirkungsweise als Block bzw. als Verbundsystem für granulare Säulen ohne Bindemittel sowie für „weiche“ Säulen mit Bindemittel
- Wirkungsweise wie ein pfahlartiges Element für „starre“ Säulen mit Bindemittel

### 3. LÖSUNGSANSÄTZE UND ABGRENZUNG

#### 3.1. Granulare Säulen

Für granulare Säulen wird der Ansatz nach [Priebe, 1995] mit den Ergänzungen nach [Priebe, 2003] empfohlen. Bei dem Ansatz nach [Priebe, 1995] werden verbesserte Bodenkennwerte für ein Verbundsystem Boden/Säule lastanteilig aus den Kennwerten der Säulen und des umgebenden Bodens ermittelt. Gegenüber einer flächenanteiligen Ermittlung der verbesserten Bodenkennwerte kann dies bei Gelände- oder Böschungsbruchbetrachtungen, insbesondere bei tiefreichenden Bruchkörpern, leicht zu einer Überschätzung der zu erzielten Verbesserung führen. In [Priebe, 2003] werden Ansätze zur Berücksichtigung dieser Problematik z. B. über korrigierte Scherwerte mit Berücksichtigung des Verhältnisses zwischen der jeweiligen Last oberhalb der verbesserten Schicht ( $Q_{\text{oben}}$ ) und der Gesamtlast ( $Q_{\text{gesamt}}$ ) genannt.

#### 3.2. „Weiche“ Bindemittelsäulen

Für „weiche“ Stabilisierungssäulen werden die Vorgaben nach [EuroSoilStab, 2002] empfohlen. Basis dieser Nachweisführung sind neben einer Ermittlung verbesserter Bodenkennwerte aus dem Flächenverhältnis Säule zum umgebenden Boden (s. Gl. 1 und Gl. 2) u. a. eine Begrenzung anzusetzender Scherfestigkeiten der Säulen auf  $150 \text{ kN/m}^2$  bzw. max.  $200 \text{ kN/m}^2$  in Abhängigkeit der Säulenlage unterhalb einer Böschung bzw. eines Dammes. Dabei wird unterschieden nach Lage der Säulen unterschieden zwischen „passive zone“, „shear zone“ und „active zone“. Weiterhin sieht es eine getrennte Betrachtung bei undrained und drained Verhältnissen (ungünstigere wird maßgebend) vor. Andere Versagensmechanismen der Säulen werden nicht berücksichtigt. Somit wird analog dem Ansatz für granulare Säulen von einem wirksamen Verbund zwischen Säule und umgebenden Boden sowie von einem Scherversagen entlang einer Gleitfläche durch Boden und Säulen ausgegangen. Dies wird als realistisch eingeschätzt, wenn Festigkeiten bzw. Steifigkeiten zwischen Säulen und Boden nicht zu stark variieren oder wenn der Anteil der verbesserten Fläche größer 50 % ist. Als obere Eignungsgrenze für ein rechnerisches Verbundsystem mit verbesserten Bodenkennwerten gibt [Navin, 2005] im Ergebnis numerischer Vergleichsrechnungen  $15 \text{ psi}$  (ca.  $100 \text{ kN/m}^2$ ) als Säulendruckfestigkeit an.

$$\varphi_{avg} = A_S/A \cdot \tan\varphi_S + (1 - A_S/A) \cdot \tan\varphi_B \quad (\text{Gl. 1})$$

$$c_{avg} = A_S/A \cdot c_S + (1 - A_S/A) \cdot c_B \quad (\text{Gl. 2})$$

Vor allem im nordeuropäischen Raum werden zur Setzungsreduzierung und Stabilisierung von Dämmen Gruppen von Bodenmischsäulen eingesetzt. Dabei beträgt der Flächenanteil der Säulen gegenüber dem umgebenden Boden meist deutlich unter 30 %. Im Gegensatz hierzu liegt im japanischen Raum bei ebenfalls häufigen Anwendungen vergleichbarer Herstelltechnologien der Anteil der verbesserten Fläche bei 30 % bis 50 % und z. T. höher [Kitazume & Terashi, 2013]. Für diese Säulenarrangements mit hohem Flächenanteil wurden nach [Public Works Research Center, 2004] gesonderte Bemessungsempfehlungen herausgegeben.

### 3.3. „Starre“ Bindemittelsäulen

Der Ansatz für „weiche“ Bindemittelsäulen mit Ermittlung verbesserter Bodenkennwerte und Überprüfung der Gleichgewichtsbedingungen entlang eines Gleitkörpers setzt ein gleichmäßiges Verformungsverhalten von Säulen und umgebenden Boden voraus (ähnliche Festigkeiten von Säule und Boden). Beim Einsatz von Gruppen „starrer“ Bindemittelsäulen führt dieser Ansatz leicht zu einer Überschätzung der zu erzielenden Verbesserung. [Kivelö, 1998] sowie [Broms, 2004] arbeiteten durch Auswertung experimenteller Untersuchungen zum Versagensverhalten in Zentrifugentests heraus, dass beim Einsatz „starrer“ Bindemittelsäulen zur Stabilisierung von Böschungen neben Scherversagen entlang einer Gleitfläche häufig andere Versagensformen der Säulen zu erwarten sind. Insbesondere in Bereichen unterhalb oder neben Böschungen ist bei gleichem Flächenanteil der Verbesserung eine Anordnung der Säulen in überschneidender Form sicherer. Gruppen einzelner Säulen sollten neben Böschungen nicht zur Stabilisierung eingesetzt werden [CDIT, 2002] und [Kitazume & Terashi, 2013].

## 4. ANWENDUNGSBEISPIEL FÜR „STARRE“ BINDEMITELSÄULEN

Nachfolgend wird eine Nachweisführung für Gruppen einzelner „starrer“ Bindemittelsäulen aufgezeigt, in der das unterschiedliche Verformungsverhalten zwischen Boden und „starrten“ Bindemittelsäulen nach Ansätzen von [Kivelö, 1998] und [Broms, 2004] berücksichtigt wird. Im vorliegenden Beispiel wurden dabei sechs wesentliche Versagensformen der Säulen bewertet (s. auch [Borchert & Kirsch, 2008]).

Für den Verkehrsdamm ist der Gesamtstandsicherheitsnachweis im Grenzzustand GEO-3 in der Bemessungssituation BS-P zu führen. Die Auflast auf der Dammkrone setzt sich aus  $q_{Q,k} = 60,0 \text{ kN/m}$  auf einer Breite von  $2 \times 2,6 \text{ m}$  sowie  $q_{G,k} = 12,5 \text{ kN/m}$  auf einer Breite von  $8,5 \text{ m}$  zusammen (vgl. Abb. 2). Der Grundwasserspiegel liegt  $20 \text{ m}$  unter Dammkrone.

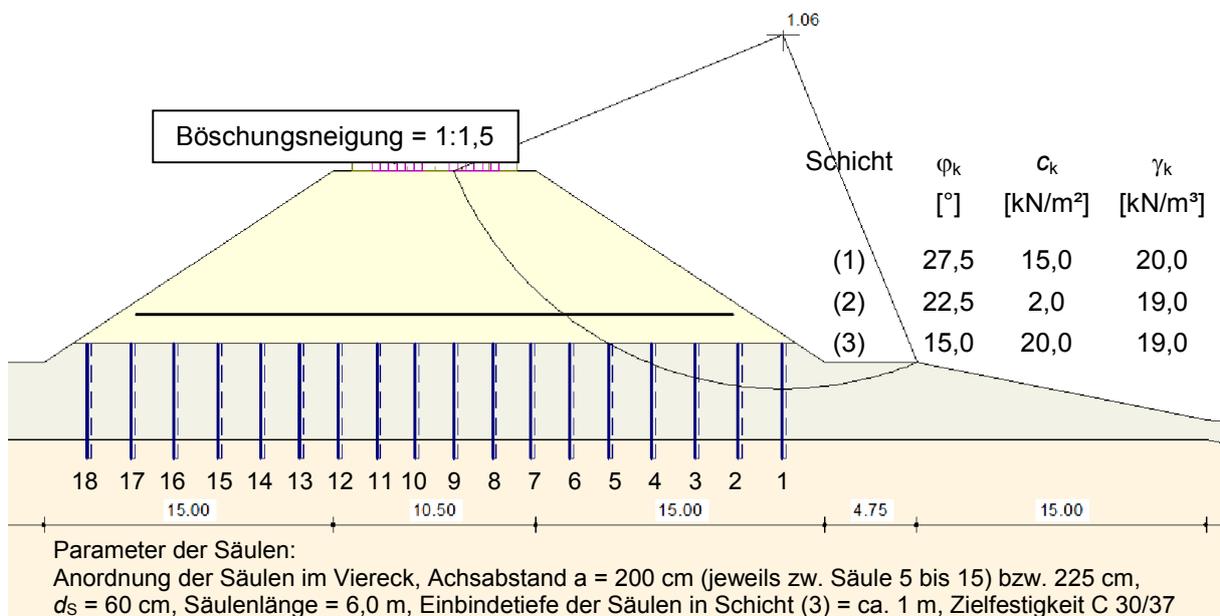


Abb. 2 Geometrie und wesentliche Angaben zu verwendeter Böschung, maßgebendem Gleitkreis und Ausnutzungsgrad  $\mu_{\max}$  ohne Berücksichtigung von Stabilisierungssäulen (nur Darstellung der geplanten Säulenordnung)

Im Ergebnis der Ausgangsberechnung wurde für das unverbesserte System beim Nachweis der Gesamtstandsicherheit im Grenzzustand GEO-3 in der Bemessungssituation BS-A ein Ausnutzungsgrad  $\mu_{\max} < 1,0$  ermittelt. Mit Verwendung der Teilsicherheitsbeiwerte ergibt sich für eine Bemessungssituation BS-P ein Ausnutzungsgrad  $\mu_{\max} = 1,06$  (Erhöhung der Gesamtstandsicherheit erforderlich, s. Abb. 2). In der Tab. 1 sind die zur Berechnung der Auflast  $Q_E$  nach Gl. 3 erforderlichen geometrischen Daten zusammengetragen:

Tab. 1 Ermittlung der zuzuordnenden Auflast je Säule (aus Eigengewicht Damm).

Säulenummer	1	2	3	4	5	6	7	8
Höhe der Überdeckung $h_i$ (m)	0,5	2,0	3,5	5	6,5	7,8	9,0	9,0
Säulenlänge oberhalb Scherfläche $H_1$ (m)	2,4	2,2	1,8	1,1	0,0	0,0	0,0	0,0
Säulenlänge unterhalb Scherfläche $H_2$ (m)	3,6	3,8	4,2	4,9	6,0	6,0	6,0	6,0
Zuzuordnende Auflast je Zelle $Q_E$ (kN)	48,1	192,4	336,7	480,9	559,6	595,2	683,9	683,9

$$Q_E = \gamma \cdot h_i \cdot A_E \quad (\text{Gl. 3})$$

Maßgebend für die Momentenkapazität der Stabilisierungssäulen  $M_u$  ist die vertikale Spannung in den Säulen (vgl. Tab. 2). Aus den bekannten Auflasten je Einheitszelle ist daher nach Art und Ausführung der Lastverteilungsschicht oberhalb der Säulen der erhöhte Lastanteil der Säulen  $m'$  nach einem geeigneten Verfahren z. B. nach [EBGEO, 2010], [Zaeske, 2001] oder [Filz, 2012] zu ermitteln. Für dieses Beispiel wird von einem erhöhten Lastanteil der Säulen  $m'$  von 0,8 (80 %) für die gesamte Säulenlänge ausgegangen.

$$Q_S = Q_E \cdot m' \quad (\text{Gl. 4})$$

$$\sigma_{v,S} = Q_S / A_S \quad (\text{Gl. 5})$$

$$M_u = f_{c,d} \cdot A_{pl} \cdot e_{pl} \quad (\text{Gl. 6})$$

$$A_{pl} = \sigma_{v,S} / f_{c,d} \cdot A_S \quad (\text{Gl. 7})$$

$$e_{pl} = \frac{d_S}{2} \cdot \left( 1,65 \left( \frac{A_{pl}}{A_S} \right)^4 - 4,05 \left( \frac{A_{pl}}{A_S} \right)^3 + 3,49 \left( \frac{A_{pl}}{A_S} \right)^2 - 2,08 \left( \frac{A_{pl}}{A_S} \right) + 1 \right) \quad (\text{Gl. 8})$$

Tab. 2 Ermittlung der Momentenkapazität  $M_u$  je Säule nach [Kivelö, 1998].

Säulenummer	1	2	3	4	5	6	7	8
$Q_S$ (kN)	38,48	153,90	269,33	384,75	447,65	476,17	547,09	547,09
$\sigma_{v,S}$ (kN/m <sup>2</sup> )	136,08	544,31	952,54	1360,77	1583,23	1684,11	1934,94	1934,94
$A_{pl}$ (m <sup>2</sup> )	0,0030	0,0121	0,0212	0,0302	0,0352	0,0374	0,0430	0,0430
$e_{pl}$ (m)	0,2934	0,2751	0,2587	0,2438	0,2364	0,2331	0,2253	0,2253
$M_u$ (kNm)	11,29	42,34	69,67	93,81	105,81	111,00	123,27	123,27

Neben den in Abb. 3 dargestellten Versagensformen kann es bei Säulen geringer Festigkeit zum Versagen durch Abscheren oder zum Zusammendrücken bzw. Beulen der Säulen kommen. Bei Säulen mittlerer oder wie in diesem Beispiel hoher Festigkeit sind diese Versagensformen wenig wahrscheinlich und nur in Bereichen z. B. unterhalb der Dammkrone zu erwarten („active zone“). Weitere Versagensformen nach [Kivelö, 1998] für Gruppen einzelner „starrer“ Bindemittelsäulen neben der Böschung („passive zone“) werden nicht betrachtet.

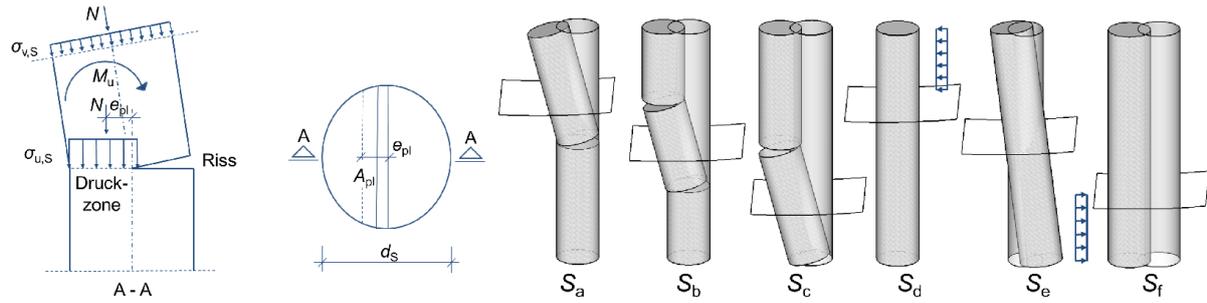
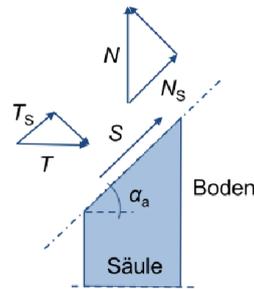


Abb. 3 Bewertung der Momentkapazität  $M_U$  der Säulen (Bild links) sowie Ermittlung der Säulenkräfte  $R_{S,i}$  der Säulen in Abhängigkeit ausgewählter Versagensformen (Bild rechts)

Nach [Kivelö, 1998] definiert sich der Säulenwiderstand  $S$  als parallel zur Gleitfuge wirkender Widerstand der Säule und setzt sich aus Anteilen von Normalkraft und Säulenkraft zusammen (s. Abb. 4). Die Säulenkraft  $T$  entspricht dabei dem horizontalen Widerstand der Säule gegen Versagen und wird nachfolgend mit  $R_{S,i}$  bezeichnet. Mit den Gl. 10 bis 15 werden die Widerstände für die Versagensfälle a bis f bestimmt.



$$S = N \sin \alpha_a + T \cos \alpha_a \quad (\text{Gl. 9})$$

Abb. 4 Ansatz zur Ermittlung vom Säulenwiderstand in Abhängigkeit von Normalkraft und Säulenkraft nach [Kivelö, 1998]

$$R_{S,a} = kc_u d_s^2 \left( \sqrt{\frac{4}{9} \left( \frac{H_1}{d} \right)^2 + \frac{4}{3} \frac{M_u}{kc_u d_s^3} - \frac{1}{3} \left( \frac{H_1}{d_s} \right)} \right) \quad (\text{Gl. 10})$$

$$R_{S,b} = \sqrt{2M_u kc_u d_s} \quad (\text{Gl. 11})$$

$$R_{S,c} = kc_u d_s^2 \left( \sqrt{\frac{4}{9} \left( \frac{L - H_1}{d} \right)^2 + \frac{4}{3} \frac{M_u}{kc_u d_s^3} - \frac{1}{3} \left( \frac{L - H_1}{d_s} \right)} \right) \quad (\text{Gl. 12})$$

$$R_{S,d} = kc_u d_s H_1 \quad (\text{Gl. 13})$$

nur wenn gilt  $M_{max} = kc_u d_s \frac{H_1^2}{2} < M_u$

$$R_{S,e} = \frac{kc_u d_s}{2} \left( \sqrt{3L^2 - 4LH_1 + 4H_1^2} - L \right) \quad (\text{Gl. 14})$$

nur wenn gilt  $H_1 \approx H_2$

$$R_{S,f} = kc_u d_s (L - H_1) \quad (\text{Gl. 15})$$

nur wenn gilt  $M_{max} = kc_u d_s \frac{(L - H_1)^2}{2} < M_u$

Der Tragfähigkeitsfaktor  $k$  liegt bei großen Verformungen ober- bzw. unterhalb einer Gleitfläche bei bis zu 9 [Kivelö, 1998]. Insbesondere bei großen Festigkeitsunterschieden zwischen Säule und umgebenden Boden ist jedoch von einem Versagen der Säulen

auszugehen, deutlich bevor der Boden seine volle Scherfestigkeit mobilisieren kann. Nach [Broms, 2004] ist bei kleinen Verformungen im Boden der Faktor  $k = 2,0$  zu setzen. Dieser Ansatz berücksichtigt die stark begrenzte Verformbarkeit der Säulen und wird in der weiteren Beispielrechnung verwendet. Bei Ansatz von  $k > 2$  sollte die Verformungskompatibilität von Säulen und Boden gesondert betrachtet und nachgewiesen werden.

Für die Ermittlung des Säulenwiderstandes gemäß [Kivelö, 1998] sind entsprechend Schnittwinkel  $\alpha_a$  (s. Abb. 4) Anteile für Normalkraft und Säulenkraft zu berücksichtigen. Der Ansatz der Normalkraft führt dabei insbesondere bei großen Schnittwinkeln  $\alpha_a$  zu rechnerisch höheren Säulenwiderständen. Schwächungen durch Imperfektionen und/oder Schiefstellungen der Säulen werden dabei nicht berücksichtigt. Nachfolgend wurde vereinfachend der Säulenwiderstand  $R_{S,i}$  mit der Säulenkraft  $T$  gleichgesetzt. Dies entspricht Säulen, in denen der Schnittwinkel  $\alpha_a$  wie in diesem Beispiel relativ gering ist.

Nachfolgend werden die Säulenkräfte  $R_{S,i}$  in Abhängigkeit der Versagensformen a bis f ermittelt. Der geringste Wert (min  $R_{S,i}$ ) ist maßgebend.

Tab. 3 Ermittlung der maßgebenden Säulenkräfte  $R_{S,i}$ .

Säulenummer	1	2	3	4	5	6	7	8
$R_{S,a}$ (kN)	20,24	29,77	37,15	44,58	52,85	54,13	57,05	57,05
$R_{S,b}$ (kN)	21,14	40,95	52,52	60,95	64,73	66,30	69,87	69,87
$R_{S,c}$ (kN)	26,80	35,20	42,37	49,27	55,62	56,33	58,01	58,01
$R_{S,d}$ (kN)	47,52	43,56	35,64	21,78	0,00	0,00	0,00	0,00
$R_{S,e}$ (kN)	25,44	26,08	27,90	32,64	43,48	43,48	43,48	43,48
$R_{S,f}$ (kN)	71,28	75,24	83,16	97,02	118,80	118,80	118,80	118,80
min $R_{S,i}$ (kN)	20,24	29,77	35,64	21,78	0,00	0,00	0,00	0,00

hellgrau: Bedingung  $M_{\max} < M_u$  (Versagensform d und f) bzw.  $H_1 = H_2$  (Versagensform e) nicht erfüllt

Die Summe der ansetzbaren Säulenkräfte im maßgebenden Gleitkreis ( $\sum \min R_{S,i}$ ) sowie die Überschreitung der Beanspruchung ( $\Delta E$ ) können wie folgt ermittelt werden:

$$\sum \min R_{S,i} = 107,43 \text{ kN}$$

$$\Delta E = \Delta M / R(\text{Radius}) \text{ mit } \Delta M = E \cdot M - R \cdot M \quad (\text{Gl. 16})$$

$$\Delta E = (19.601,5 \text{ kNm} - 18.413,6 \text{ kNm}) / 20,66 \text{ m} = 57,5 \text{ kN}$$

Für dieses Berechnungsbeispiel ergibt sich bei der Überprüfung der Säulenkräfte  $\sum \min R_{S,i}$  zu  $\Delta E$  eine ausreichende Tragfähigkeit der Säulen ( $107,4 \text{ kN} > 57,5 \text{ kN}$ ). Am analytischen Modell analog Abb. 2 sind Erdwiderstände der Säulen und die jeweilige Säulenkraft  $R_{S,i}$  zu ergänzen. Beim Nachweis der Gesamtstandsicherheit im Grenzzustand GEO-3 in der Bemessungssituation BS-P ist zu prüfen, ob an einem sich neu einstellenden maßgebenden Gleitkreis eine erneute Bewertung erforderlich ist. Für eine ergänzende Nachweisführung der Gesamtstandsicherheit im Grenzzustand GEO-3 in der Bemessungssituation BS-P wurden die ermittelten Säulenwiderstände für Säule 1 bis 5 sowie ein begrenzter Erdwiderstand im analytischen Modell angesetzt. Im Ergebnis der Berechnung wurde keine wesentliche Veränderung der Lage des Gleitkreises ermittelt.

## 5. VERGLEICHSRECHNUNG MIT FINITE-ELEMENTE-METHODE (FEM)

Die mit dem Ansatz von [Kivelö, 1998] und [Broms, 2004] gewonnenen Ergebnisse werden mit einem numerischen Modell nachgerechnet und verifiziert. Hierfür wird die FEM mit dem Algorithmus der Software Plaxis3D [Brinkgreve et al., 2014] verwendet.

### 5.1. Numerisches Modell

Für die numerische Analyse wird ein dreidimensionales Modell des Dammes herangezogen. Neben der Ausbildung der Gleitfugen und der Ermittlung der Standsicherheit  $\eta$  wird die Interaktion zwischen den Pfählen betrachtet. Unter Ausnutzung der Symmetrien wird ein begrenzter Ausschnitt des Dammes von einem Säulenabstand modelliert. Die verwendete Geometrie, die Grundwasserverhältnisse sowie die Stoffkennwerte entsprechen der Abb. 2. Am unteren und an den seitlichen Modellrändern sind die Verschiebungsfreiheitsgrade in horizontaler und vertikaler Richtung gehalten. Die Abb. 5 zeigt die Diskretisierung des FE-Modells. Das Netz besteht aus etwa hunderttausend 10-Knoten Tetraeder-Elementen.

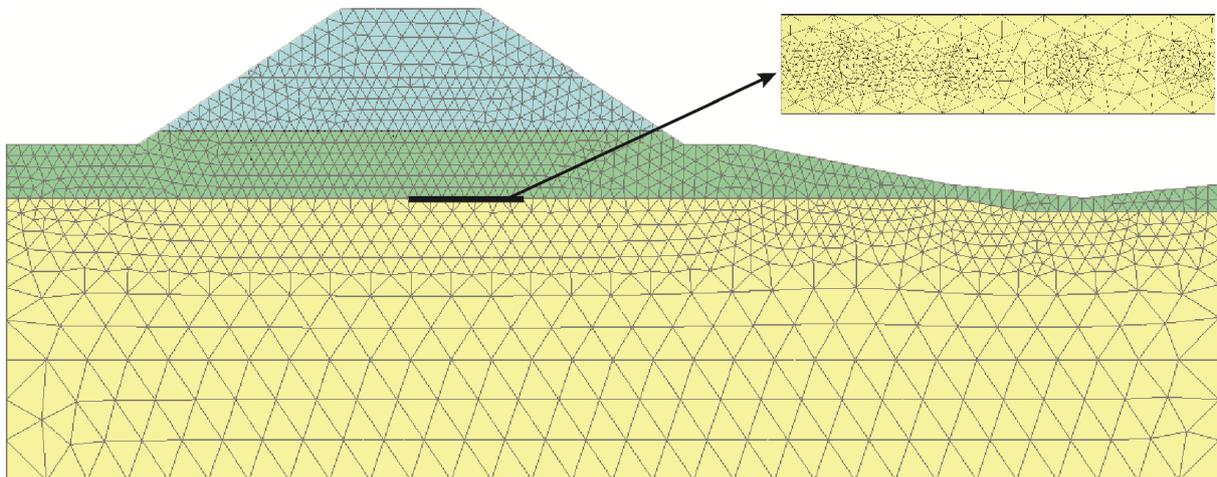


Abb. 5 FE-Modell mit verwendeter Diskretisierung

#### 5.1.1. Lastgeschichte

Bei der Analyse wird zunächst der Anfangsspannungszustand berechnet und daraufhin der Damm in zwei Phasen aufgebracht. Anschließend wird in einer sogenannten „Nullphase“ ohne weitere konstruktive Veränderungen ein weiterer plastischer Schritt zur Stabilisierung des Gleichgewichtszustands durchgeführt. Von diesem Zustand ausgehend wird zunächst die Standsicherheit des Dammes ohne Stabilisierungssäulen unter den zuvor aufgebrachtten Lasten bestimmt. Alternativ werden die Säulen wished-in-place berücksichtigt, im nächsten Schritt die Lasten aufgebracht und für diesen Zustand die Standsicherheit berechnet.

#### 5.1.2. Modellierung des Baugrunds

Die globale Standsicherheit  $\eta$  der Böschung wird über eine  $\varphi$ - $c$ -Reduzierung in Plaxis3D bestimmt. Nach den Empfehlungen des Arbeitskreises „Numerik in der Geotechnik“ [EANG, 2014] ist die ermittelte Sicherheit bei numerischen Standsicherheitsuntersuchungen nur wenig von der Wahl des Stoffmodells abhängig. Somit wird für die FE-Analyse ebenfalls wie bei der obigen Berechnung das linear elastische, ideal plastische Stoffmodell mit

Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb (MCM) und den in angegebenen Stoffparametern verwendet.

### 5.1.3. Modellierung der Säulen

Die Säulen werden massiv mittels Volumenelementen und MCM unter Verwendung von angepassten Parametern für das Material (C30/37), um so die Bauteiltragfähigkeitsreduktion berücksichtigen zu können. Zur Abbildung der Fließfläche des Betons werden die in Tab. 4 gelisteten Stoffparameter verwendet. Dies ermöglicht eine näherungsweise Berücksichtigung des plastischen Verhaltens des Pfahls und die in Plaxis3D enthaltene automatische  $\varphi$ - $c$ -Reduzierung mindert so auch den Bauteilwiderstand ab.

Tab. 4 Stoffparameter zur Abbildung der Stabilisierungssäulen (C30/37) mit dem linear elastischen, ideal plastischen Stoffmodell mit der Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb.

Parameter	Einheit	C30/37	Anmerkung
$\gamma/\gamma_r$	kN/m <sup>3</sup>	24/24	
$E$	kN/m <sup>2</sup>	33.000	nach EC2-1-1, Abschnitt 3.1.3
$\nu$	-	0,2	
$\varphi'$	°	50,7	$\varphi' = (f_{cm} - 5/3 f_{ct}) / (f_{cm} + 5/3 f_{ct})$ *
$c'$	kN/m <sup>2</sup>	6.776	$c' = (0,5 f_{cm}(1 - \sin \varphi')) / \sqrt{1 - (\sin \varphi')^2}$ *
$\sigma_{\text{Tension cut off}}$	kN/m <sup>2</sup>	2.900	

\*nach [von Wolffersdorff et al., 2010]

Es wird von einer direkten Kraftübertragung zwischen Boden und Säulen ausgegangen. Zur Ermittlung der Schnittkräfte und -momente sowie der Verformung der Säulen wird ein Balkenelement in der Achse der Säule ergänzt. Die Steifigkeiten der Säule aus Volumenelementen und Balken müssen der abzubildenden Gesamtsteifigkeit entsprechen. In diesem Fall wird die Steifigkeit des Balkens als ein Tausendstel der Gesamtsteifigkeit angenommen, während die Steifigkeit der Volumenelemente der Gesamtsteifigkeit entspricht. Die hierdurch entstehende Abweichung der Gesamtsteifigkeit von 0,1 % ist tolerierbar. Das Verhältnis der Schnittkräfte entspricht der (Gl. 18) und (Gl. 19).

$$u_{\text{Säule}} = u_{\text{Balken}} \quad (\text{Gl. 17})$$

$$M_{\text{Säule}} = \frac{(EI)_{\text{Säule}} + (EI)_{\text{Balken}}}{(EI)_{\text{Balken}}} M_{\text{Balken}} = 1001 M_{\text{Balken}} \quad (\text{Gl. 18})$$

$$N_{\text{Säule}} = \frac{(EA)_{\text{Säule}} + (EA)_{\text{Balken}}}{(EA)_{\text{Balken}}} N_{\text{Balken}} = 1001 N_{\text{Balken}} \quad (\text{Gl. 19})$$

## 5.2. Ergebnisse

### 5.2.1. Erhöhung der Standsicherheit

Der für den Nachweis der Böschung wesentliche Aspekt ist die Standsicherheit der betrachteten Böschung. Durch die mit der FEM durchgeführte  $\varphi$ - $c$ -Reduzierung ergeben sich für den nicht stabilisierten Damm eine Sicherheit von  $\eta = 1,10$  (Ausnutzungsgrad  $\mu = 0,91$ ). Der stabilisierte Damm weist eine Sicherheit von  $\eta = 1,18$  (Ausnutzungsgrad  $\mu = 0,85$ ) auf. Der Ausnutzungsgrad kann somit um 5,8 % gesteigert werden. Dieses Ergebnis ist vergleichbar mit den ca. 6 % Steigerung der analytischen Berechnung.

### 5.2.2. Versagensmechanismen

Um den Einfluss der Säulen auf die Ausbildung des Bruchmechanismus auch über die Tiefe des Dammes einschätzen zu können, wird ein Schnitt in der Ebene der Säulennachsen (A) und zwischen den Säulen (B) betrachtet.

Die Abb. 6 oben zeigt die Scherfuge des nicht stabilisierten Dammes über die Darstellung der inkrementellen Scherdehnung  $\Delta\gamma$ . Erwartungsgemäß stellt sich aufgrund der symmetrischen Belastung der Dammkrone auf beiden Böschungen ein identisches Versagen ein. Der Bruchkörper ist über die Tiefe (in Richtung Dammachse) konstant und entspricht nahezu dem Versagensbild aus den Berechnungen mit GGU Stability (vgl. Kap. 4, Abb. 2), einen einzelnen monolithisch abgleitenden Körper. Der Radius und der Mittelpunkt des Gleitkreises unterscheiden sich hierbei geringfügig voneinander.

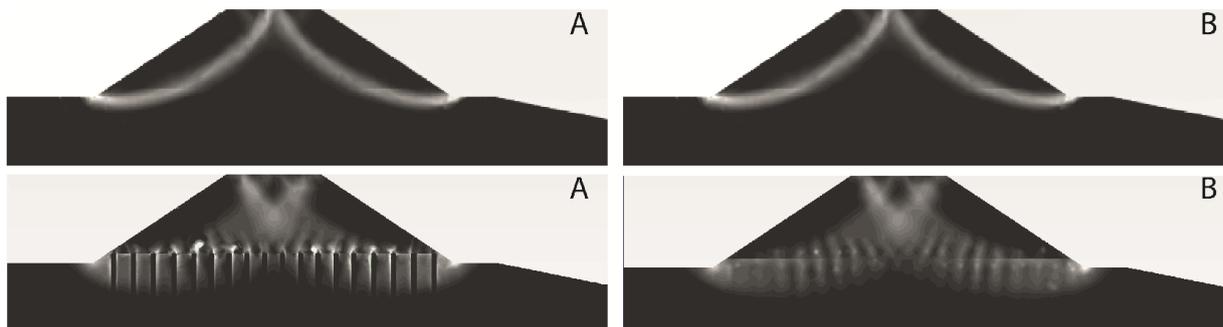


Abb. 6 Versagensform des Deichs nach Festigkeitsreduktion im Schnitt A und Schnitt B ohne Stabilisierungssäulen (oben) und mit Stabilisierungssäulen (unten)

In Abb. 6 unten ist der Bruchkörper im Grenzzustand der Tragfähigkeit für den Damm mit Stabilisierungssäulen dargestellt. Im linken Bild sind die Positionen der Säulen durch die sehr geringen Scherdehnungen deutlich erkennbar. Die Säulen bewirken eine Verlagerung der Scherfuge bzw. eine starke Zerstreuung der Scherfuge hin zu einem Scherband. Die Scherdehnungen sind zudem deutlich reduziert. Im Schnitt B zeigt sich auch hier, dass das Versagensbild über die Tiefe nahezu konstant ist. Der gewählte Abstand ist demnach ausreichend, um eine Interaktion zwischen der Säulen zu gewährleisten und ein Durchfließen des Bodens zwischen den Säulen zu verhindern. In diesem Fall ist eine zweidimensionale Berechnung des Systems wie beim Ansatz nach [Kivelö, 1998] gerechtfertigt.

### 5.2.3. Vergleich mit dem Ansatz nach [Kivelö, 1998]

Für die Verifizierung der Methode nach [Kivelö, 1998] werden insbesondere die ansetzbaren Querkräfte auf Höhe der Gleitfuge betrachtet. Die mit der FEM berechneten Querkraftverläufe sind für die rechte Böschung in der Abb. 7 dargestellt.

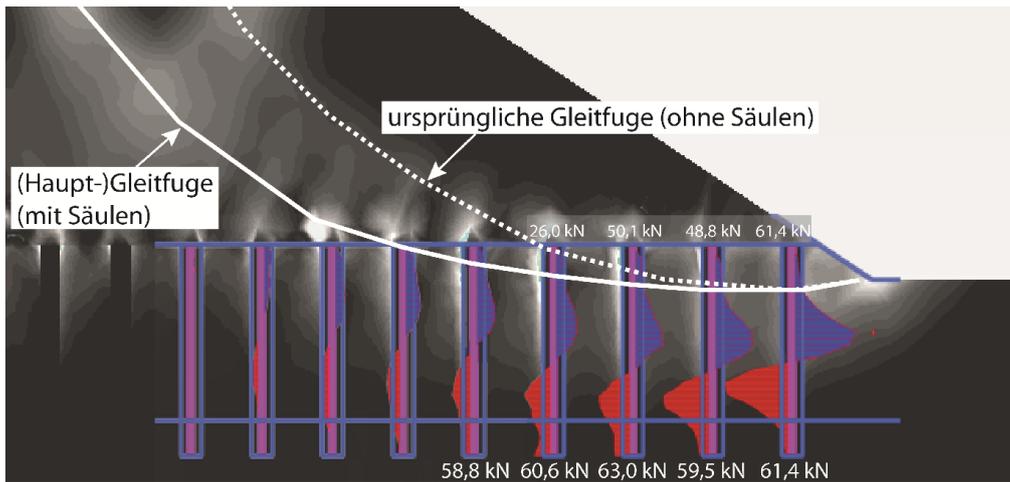


Abb. 7 Querkraftverläufe sowie Schnittkräfte auf Höhe der Gleitfuge im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Die Scherfuge wird von allen Säulen beeinflusst, doch nur die äußersten fünf Stabilisierungssäulen werden von der Scherfuge geschnitten und somit für die analytische Berechnung mit angesetzt. Das Verfahren nach [Kivelö, 1998] geht von der ursprünglichen Gleitfuge der Böschung ohne Säulen aus. Hierbei ergeben sich ansetzbare Querkräfte  $R_s$  in einer Größenordnung von 20 bis 40 kN. Die mit der FEM berechneten Querkräfte orientieren sich an der Gleitfuge des stabilisierten Damms und liegen zwischen 59 und 63 kN. Durch die Verlagerung der Gleitfuge werden mehr Säulen berücksichtigt. Die Tab. 5 zeigt eine Gegenüberstellung der ermittelten Schnittgrößen.

Tab. 5 Zusammenfassung der ansetzbaren Querkräfte nach dem Ansatz von Kivelö und der Standsicherheitsanalyse mit der FEM.

Säulenummer	1	2	3	4	5	6-8
min $R_{s,i}$ (nach Kivelö) [kN]	20,2	39,8	35,6	21,8	0	0
$Q_s$ (FEM) [kN]	61,4	59,5	63,0	60,6	58,8	0
$Q_s$ (FEM; ursprüngliche Gleitfuge) [kN]	61,4	48,8	50,1	26,0	0	0

Ergänzend sind in der Tabelle die Querkräfte auf Höhe der ursprünglichen Gleitfuge angegeben. Hier zeigt sich aufgrund der genaueren Nachbildung der Vorgehensweise eine deutlich bessere Übereinstimmung mit den Kräften nach [Kivelö, 1998] diese sind allerdings ebenfalls kleiner. Durch die Verlagerung der Scherfuge in den Bereich der Stabilisierungssäulen findet stets gegenüber der ursprünglichen Scherfuge eine Erhöhung der ansetzbaren Säulen bzw. Querkräfte statt.

## 6. ZUSAMMENFASSUNG

Im Ergebnis der durchgeführten Recherche und Analyse von Berechnungsansätzen zur Berücksichtigung von Stabilisierungssäulen beim Böschungsbruchnachweis wurden wesentliche und geeignete Ansätze aufgezeigt. Die derzeitigen Typen von unbewehrten, zylinderförmigen Lastabtragungselementen sind für die Berechnung in granulare Säulen und „weiche“ Bindemittelsäulen mit einer Berücksichtigung über verbesserte Bodenkennwerte eines Verbundsystems aus Säulen und umgebenden Boden abzugrenzen.

Für „starre“ Bindemittelsäulen wurde ein Ansatz mit Berücksichtigung verschiedener Versagensformen der Einzelsäulen an einem konkreten Beispiel bei Verwendung der analytischen Software GGU Stability vorgestellt und erläutert. Darüber hinaus wurde eine Vergleichsrechnung mit der FEM an diesem Beispiel veranschaulicht und diskutiert. Der analytische Ansatz wird in der gezeigten Form als grundsätzlich geeignet und plausibel eingeschätzt und weist gegenüber der numerischen Vergleichsrechnung Reserven in der Sicherheit auf. Die numerische Vergleichsrechnung deutet zudem bei Verwendung „starrer“ Bindemittelsäulen eine deutliche Verbreiterung/Streuung der Versagenszone an. Somit können mit den vorgestellten Ansätzen zur rechnerischen Berücksichtigung und Bemessung von Stabilisierungssäulen die derzeitigen Typen von Stabilisierungssäulen in einem Gesamtstandsicherheitsnachweis im Grenzzustand GEO-3 geeignet berücksichtigt und bemessen werden.

## LITERATUR

- Borchert K.-M, Kirsch F. (2008): *Bemessung der Erweiterung von Bestandsdämmen auf gering tragfähigem Untergrund mit Rüttelstopf- oder Betonsäulen*. VSVI-Seminar "Bautechnik". Berlin, Dt. Technikmuseum, 02.04.2008
- Buß J. (2012): *Handbuch GGU-STABILITY. Böschungsbruchberechnungen und Berechnungen von Bodenvernagelungen und Bewehrte-Erde-Wänden nach DIN 4084 und EC 7*. Hg. v. Civilserve GmbH.
- Brinkgreve R.B.J., Engin E., Swolfs W.M. (2014): *Plaxis 2014 manual*.
- Broms B.B. (2004): *Lime and lime/cement columns*. Chapter 8 in: M. P. Moseley and K. Kirsch (Hg.): *Ground improvement*, 2. Aufl., London, New York, Spon Press, S.254 – 330.
- EANG (2014): *Empfehlungen des Arbeitskreises Numerik in der Geotechnik*. 1. Aufl., DGGT, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
- EBGEO (2010): *Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungseinlagen aus Geokunststoffen*. 2. Aufl. Berlin, Ernst.
- EuroSoilStab (2002): *Design Guide Soft Soil Stabilisation - Development of design and construction methods to stabilise soft organic soils*. ESS (CT97-0351, Project No.: BE 96-3177).
- Filz G., Sloan J., McGuire M., Collin J. and Smith M. (2012): *Column-Supported Embankments. Settlement and Load Transfer*. Geotechnical Engineering State of the Art and Practice pp. 54-77.
- Kivelö M. (1998): *Stabilisation of embankments on soft soil with lime/cement columns*. Royal Institut of Technology, Stockholm.
- Kitazume, M. & Terashi, M. (2013): *The deep mixing method*. Leiden, The Netherlands: CRC Press/Balkema.
- Navin M. P. (2005): *Stability of Embankments Founded on Soft Soil Improved with Deep-Mixing-Method Columns*. Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, USA.
- Priebe H. J. (1995): *Die Bemessung von Rüttelstopfverdichtungen*. Fachaufsatz GT 07-13 D. In: *Ground Engineering*.
- Priebe H J. (2003): *Zur Bemessung von Rüttelstopfverdichtungen - Anwendung des Verfahrens bei extrem weichen Böden, bei schwimmenden Gründungen und beim Nachweis der Sicherheit gegen Gelände- und Böschungsbruch*. In: *Bautechnik* (80), S. 380–384.
- Wolffersdorff P.-A. von, Koletzka A., Rosner, S. (2010): *Scherkondetalbrücke – Untersuchungen zum Interaktionsverhalten zwischen Brückenwiderlager und Anschlussdamm*. Baugrund Dresden Ingenieurgesellschaft; S. Marx, TU Dresden, Institut für Massivbau.
- Public Works Research Center (2004): *Technical Manual on Deep Mixing Method for On Land Work*. Japan, 334p
- Zaeske D. (2001): *Zur Wirkungsweise von unbewehrten und bewehrten mineralischen Tragschichten über pfahlartigen Gründungselementen*, Schriftenreihe Universität Kassel, Heft 10, Februar 2001.