

HENRY

Hydraulic Engineering Repository

Ein Service der Bundesanstalt für Wasserbau

Report, Published Version

Zerrenthin, Uwe

Setzungen von Sanden bei Schwingungsanregung. FuE-Abschlussbericht A39520570001

Verfügbar unter/Available at: <https://hdl.handle.net/20.500.11970/105126>

Vorgeschlagene Zitierweise/Suggested citation:

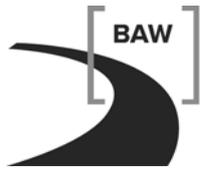
Bundesanstalt für Wasserbau (Hg.) (2012): Setzungen von Sanden bei Schwingungsanregung. FuE-Abschlussbericht A39520570001. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau.

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.

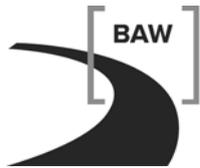
Verwertungsrechte: Alle Rechte vorbehalten



Bundesanstalt für Wasserbau
Kompetenz für die Wasserstraßen

Setzungen von Sanden bei Schwingungsanregung

Abschlussbericht



Bundesanstalt für Wasserbau
Kompetenz für die Wasserstraßen

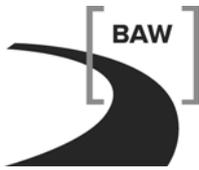
Setzungen von Sanden bei Schwingungsanregung

Abschlussbericht

Auftrags-Nr.: A395 205 70001

Aufgestellt von: Abteilung: Geotechnik (G)
 Referat: Baugrunddynamik (G5)
 Bearbeiter: Dr.-Ing. U. Zerrenthin

Ilmenau, 28.11.2012



Zusammenfassung

Spundwände werden auf Grund der Wirtschaftlichkeit überwiegend durch Vibrationsrammung eingebracht. Beobachtete Schadensfälle im Umfeld von Vibrationsrammarbeiten sind häufig auf Bodenumlagerungen zurückzuführen. Hinsichtlich der Umlagerungsvorgänge des Bodens im Gründungsbereich von Bauten und in Erdbauten liegen in den Normen keine Anhaltswerte für zulässige Erschütterungen vor. Bislang sind keine praxiserprobten Verfahren zur Prognose des Einflusses einer Pfahlrammung auf den Boden im Gründungsbereich angrenzender Bauwerke bekannt.

Zahlreiche Elementversuche mit zyklischer und dynamischer Belastung sowie Schwingungs- und Setzungsmessungen bei Modell- und Großversuchen auf Baustellen der WSV ermöglichten die Entwicklung eines empirischen Prognoseverfahrens zur quantitativen Abschätzung der Setzung sandiger Böden im Umfeld von Vibrationsrammarbeiten. Die Anwendung des entwickelten Verfahrens für die Prognose der Setzung einer Flachgründung im Nahbereich einer Vibrationsrammung wird an einem Beispiel aus der Baupraxis dargestellt.

| Inhaltsverzeichnis | | Seite |
|---------------------------|--|--------------|
| 1 | Veranlassung und Aufgabenstellung | 1 |
| 2 | Stand des Wissens | 2 |
| 2.1 | Bodenelement unter Wechselbelastung | 3 |
| 2.2 | Bauwerk-Boden-Interaktion bei dynamischer Schwingungsbelastung | 7 |
| 2.2.1 | Setzung bei direkter dynamischer Schwingungsbelastung von Flachgründungen | 7 |
| 2.2.2 | Setzung wechselbelasteter Pfähle | 9 |
| 2.2.3 | Setzung von Bauten bei indirekter dynamischer Belastung über den Baugrund durch Rammarbeiten | 10 |
| 3 | Untersuchungsmethoden | 14 |
| 3.1 | Elementversuche | 14 |
| 3.2 | Modellversuche | 17 |
| 3.3 | Feldversuche | 17 |
| 3.4 | Numerische Untersuchungen | 18 |
| 4 | Ergebnisse | 19 |
| 4.1 | Element und Modellversuche | 19 |
| 4.2 | Feldversuche | 24 |
| 4.3 | Numerische Untersuchungen | 28 |
| 5 | Anwendungsbeispiel für eine Setzungsprognose | 29 |
| 5 | Bedeutung für die WSV | 30 |

| Bildverzeichnis | Seite |
|--|--------------|
| Bild 1: Sicherheitsabstände nach DIN 4150-3, Anhang C (1999) | 2 |
| Bild 2: Scherdehnungsgrenzen in Abhängigkeit von der Plastizitätszahl nach Vucetic (1994) | 4 |
| Bild 3: a) Abhängigkeit der Dehnungsakkumulation von der zyklischen Dehnungsamplitude b) Abhängigkeit der normierten Dehnungsakkumulation von der Zyklenzahl (Wichtmann, 2005 a) | 5 |
| Bild 4 : Einfluss der Lagerungsdichte und des Feuchtigkeitsgehaltes auf das Setzungsvermögen eines Modellfundaments (Palloks, Zierach ,1995) | 8 |
| Bild 5: Setzung des Bodens durch makroskopische Umlagerungen beim Einrütteln von Spundbohlen (Haupt, 1995) | 11 |
| Bild 6: Auswirkungen von Vibrationsrammungen auf Baugrund und Bauwerke: a) Bauwerksriss durch ungleichmäßige Setzungen, b) Einbrüche im Uferbereich, c) Böschungsabriss im Kanalseitendamm (Zerrenthin, 2012) | 12 |
| Bild 7: Dynamisches Ödometer und schematischer Aufbau | 15 |
| Bild 8: Versuchsstand zur Untersuchung des Einflusses von Schwingungen auf das Tragverhalten eines Zugelementes | 16 |
| Bild 9: Vibrationsrammung einer Modelbohle im Nahbereich des Messfeldes mit Schwingungs- und Setzungssensoren | 17 |
| Bild 10: Akkumulierte volumetrische Dehnung ε_{acc} nach $N = 10.000$ Lastwechseln im Triaxialversuch in Abhängigkeit vom Wechsellastspannungsverhältnis $\Delta\sigma_1 / \sigma_1$ | 20 |
| Bild 11: Vergleich der akkumulierten volumetrischen Dehnung ε_{acc} nach $N = 10.000$ Lastwechseln in Abhängigkeit vom Wechsellastspannungsverhältnis $\Delta\sigma_1 / \sigma_1$ im Triaxial-versuch und im Ödometerversuch | 20 |
| Bild 12: Verlauf der akkumulierten Volumenänderung ε_{acc} in Abhängigkeit von der Scherdehnung γ bei Triaxial-, Ödometer- und Modellversuchen mit zyklischer bzw. dynamischer Wechselbelastung des locker gelagerten Sandes 1 ($U = 2$, $I_D = 0,2$) | 21 |
| Bild 13: Akkumulierte Ankerbewegung in Abhängigkeit der Scherdehnung (Boden: trockener Sand, $U = 2$, $I_D \geq 0,95$; Wechselbelastung je Messpunkt $N = 10$) | 22 |
| Bild 14: Auf $\varepsilon_{acc}(N = 10.000)$ normierter Verlauf der akkumulierten Volumendehnung im Triaxialversuch bei verschiedenen mittleren achsialen Spannungen σ_1 und Wechsellastspannungsverhältnissen $P = \Delta\sigma_1 / \sigma_1$ ($U = 2$, $I_D = 0,20$, $\sigma_1 / \sigma_3 = 2$, $f = 0,2$ Hz) | 23 |
| Bild 15: Setzungsverlauf in Abhängigkeit von der Schwingungseinwirkung auf der GOK bei Proberammungen am gleichen Standort | 24 |

| | |
|--|----|
| Bild 16: Größtwerte des Vektors der Schwinggeschwindigkeit je gerammter Bohle und je Messpunkt bei einer Proberammung von 10 Stahlspundbohlen und Regression nach Gleichung (9) zur Bestimmung einer mittleren Schwinggeschwindigkeit in der Bezugsentfernung $R_0 = 10$ m (hier: $v_{10} = 5$ mm/s) | 25 |
| Bild 17: Vergleich der an 9 Standorten bei Vibrationsrammungen gemessenen Setzungen mit berechneten Setzungen | 28 |
| Bild 18: Schnitt des Unterführungsbauwerkes mit Spundwand und Baugrundsichtung | 29 |

Tabellenverzeichnis

Seite

| | |
|--|----|
| Tabelle 1 : Faktor $b(f, S_g)$ zur Berechnung der Sackungsreichweite nach Mahutka (2007) | 14 |
| Tabelle 2: Versuchsparameter bei zyklischen Wechsellastversuchen | 15 |

Anlagenverzeichnis

| | |
|--|--|
| Anlage 1: Laborparameter der in Element- und Modellversuchen untersuchten Sande | |
| Anlage 2: Setzungsmessungen bei Proberammungen und Setzungsberechnung nach den Gleichungen (19) bis (13) | |
| Anlage 3: Setzungsabschätzung - Beispielrechnung | |

1 Veranlassung und Aufgabenstellung

Spundwände werden in sandigen Böden auf Grund der Wirtschaftlichkeit überwiegend durch Vibrationsrammung eingebracht. Schadensfälle an Bauwerken im Umfeld von Rammarbeiten sind häufig auf schwingungsinduzierte Baugrundumlagerungen zurückzuführen. Messungen der BAW zeigen, dass auch bei sehr kleinen Fundamentalschwingungen mit Schwinggeschwindigkeiten $v \leq 3$ mm/s (entspricht dem Anhaltswert der DIN 4150-3 (1999) für besonders erschütterungsempfindliche Bauten) Setzungen von Gebäudegründungen bis zu 90 mm bei Rammarbeiten möglich sind (Palloks, 1999). Bei Vibrationsrammarbeiten in einem Kanalseitendamm wurden relativ große Dammverformungen in Richtung der Falllinie bis zum Abreißen und Gleiten von Teilbereichen beobachtet (Fleischer, Palloks, 1999). Messtechnische Überwachungen von Verformungen bei der Herstellung tiefer Baugruben haben ergeben, dass im Vergleich zum Aushub, Lenzen und Spannen der Anker die größten Wandverformungen beim Einbau von Rüttelinjektionspfählen auftreten können (Triantafyllidis, 2000; Hettler, 2010).

Für die Beurteilung der durch Erschütterungen aus Baumaßnahmen verursachten Einwirkungen auf Bauwerke werden als Messgrößen vorrangig die Schwinggeschwindigkeit (v) und die Frequenz (f) herangezogen, da zwischen der Schwinggeschwindigkeit an bestimmten Bauwerksmesspunkten und den Bauwerks- bzw. Bauteilbeanspruchungen in einem bestimmten Frequenzbereich näherungsweise ein linearer Zusammenhang nachgewiesen wurde. In der DIN 4150-3 (1999) werden Anhaltswerte für die Schwinggeschwindigkeit angegeben, bei deren Einhaltung Schäden im Sinne der Verminderung des Gebrauchswertes von Bauwerken erfahrungsgemäß nicht zu erwarten sind, wenn Auswirkungen auf den Boden im Gründungsbereich ausgeschlossen werden können. Die Einhaltung der Anhaltswerte der DIN 4150-3 (1999) für Bauten ist aber noch keine Garantie für die Schadensfreiheit am Bauwerk. Es sind immer auch die möglichen geotechnischen Veränderungen des Bodens durch die einwirkenden Schwingungen mit in Betracht zu ziehen. Hinsichtlich der Umlagerungsvorgänge des Bodens im Gründungsbereich von Bauten und in Erdbauten liegen in den Normen jedoch keine Anhaltswerte für zulässige Erschütterungen vor.

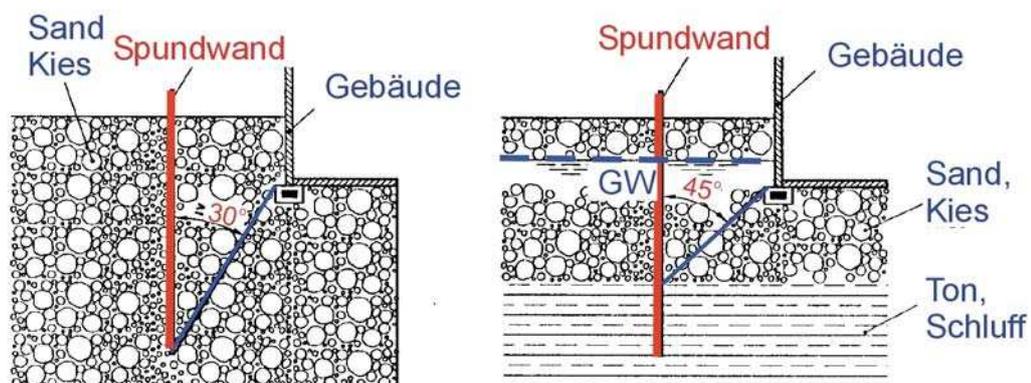
Der Anteil der Vibriertechnik hat in den letzten Jahren erheblich zugenommen. Die hochfrequenten Schwingungen moderner Hochfrequenzvibratoren werden von Gebäuden nur noch in geringem Maße übernommen und sind deshalb weniger spürbar. Dadurch kann die Gefahr von Bauwerksschäden durch Umlagerungen des Baugrundes stark unterschätzt werden. Bei der Planung erschütterungsintensiver Bauverfahren ist deshalb neben der Beurteilung der Auswirkungen von Bauwerks- und Bauteilschwingungen auch eine Abschätzung und Eingrenzung des potenziellen Gefahrenbereiches durch schwingungsinduzierte Baugrundumlagerungen notwendig. Bislang sind keine praxiserprobten Verfahren zur Prognose

der Auswirkungen von Pfahlrammungen auf den Boden im Gründungsbereich angrenzender Bauwerke bekannt.

Das Ziel dieser Untersuchungen ist eine experimentell gesicherte Eingrenzung des Gefährdungsbereiches von Rammarbeiten durch eine größenordnungsmäßig richtige Abschätzung der zu erwartenden Verschiebungen von Gründungskörpern und Erdbauwerken auf der Grundlage prognostizierbarer Größen der Schwingungsbelastung des Bodens. Zur Bestimmung der maßgebenden Parameter für die Akkumulation volumetrischer Dehnungen von nichtbindigen Böden unter Wechsellastung wurden Element- und Modellversuche durchgeführt. Setzungs- und Schwingungsmessungen bei Rammarbeiten im Rahmen der Betreuung von Baumaßnahmen der WSV sollen klären, ob eine Abschätzung der Setzungen auf der Grundlage der Messung oder Prognose kinematischer Größen der Schwingungsbelastung der GOK des Bodens möglich ist. Parallel zu den experimentellen Untersuchungen in der BAW wurde die TU-Berlin, Institut für Grundbau und Bodenmechanik beauftragt, den Einfluss der Schwingungsanregung durch Spundwandrammungen auf die Standsicherheit von Kanalseitendämmen theoretisch zu untersuchen und ein FEM-basiertes Verfahren zur Prognose von Bodenschwingungen und Setzungen bei Rammungen in Dämmen zu entwickeln.

2 Stand des Wissens

Die Tatsache, dass Umlagerungen des Bodens durch Schwingungen hervorgerufen werden können, ist schon lange bekannt. Vibrationswalzen und Tiefenrüttler sind Beispiele für die technische Ausnutzung dieses Effekts. In der DIN 4150-3 (1999) wird an verschiedenen Stellen auf mögliche Gefahren schwingungsinduzierter Bodenumlagerungen hingewiesen. Für Vibrationsrammung von Pfählen im Nahbereich von Gründungen auf locker bis mitteldicht gelagerten nichtbindigen Böden (Sande, Kiese) werden im Anhang C der DIN 4150-3 (1999) Sicherheitsabstände zwischen der Spundwand und der nächstliegenden Bauwerksgründung empfohlen (Bild 1).



GW - Grundwasserspiegel

Bild 1: Sicherheitsabstände nach DIN 4150-3, Anhang C (1999)

Es wird darauf hingewiesen: „Auch in größerer Entfernung von Erschütterungsquellen können schwingungsinduzierte Fundamentverschiebungen bereits bei Erschütterungen auftreten, bei denen keine Gebäudeschäden aus direkter Schwingungsbeanspruchung zu erwarten sind“.

Die in der Literatur zugänglichen Lösungsansätze zur quantitativen Abschätzung schwingungsinduzierter Setzungen sind hinsichtlich der berücksichtigten Einflussgrößen, der angewendeten Materialgesetze und des Berechnungsverfahrens sehr unterschiedlich. Sie basieren überwiegend auf Ergebnissen von Laborversuchen. Modell- und Feldversuche sind fast ausschließlich bei direkter Schwingungsanregung des Bauwerkes durch interne Schwingungsquellen (z.B. Maschinenfundamente) durchgeführt worden. Untersuchungen zum Einfluss externer Schwingungsquellen auf Bauwerke sind bisher hauptsächlich im Rahmen des „Erdbebenwesens“ publiziert worden. Bei Erdbeben werden große Bodenareale durch eine vergleichsweise geringe Anzahl an Lastwechseln gleichphasig angeregt, so dass in Bezug auf Setzungen hauptsächlich Effekte der Bodenverflüssigung zum Tragen kommen. Bei der Vibrationsrammung von Pfählen wurde eine Bodenverflüssigung bisher nur im unmittelbaren Rammbereich (dm – Bereich) beobachtet. Experimentelle Untersuchungen zu schwingungsinduzierten Setzungen bei erschütterungsintensiven Bauverfahren liegen in der Literatur erst sehr selten vor, so dass die Anwendbarkeit daraus abgeleiteter Lösungsansätze für eine Setzungsprognose in der Baupraxis noch sehr unsicher ist.

In den beiden folgenden Abschnitten werden die für diese Aufgabenstellung wesentlichen Erkenntnisse aus der zugänglichen Literatur zusammengefasst.

2.1 Bodenelement unter Wechselbelastung

Bei wiederholten Spannungsänderungen im Boden ergeben sich elastische (reversible) und plastische (irreversible) Dehnungsanteile. Die plastischen Anteile akkumulieren sich, so dass sich das Korngefüge und damit die Lagerungsdichte und die Steifigkeit des Bodens verändern. In Abhängigkeit von den Drainagebedingungen und der Größe der zyklischen Belastung kann in wassergesättigten und teilgesättigten Böden infolge der Volumenabnahme der Porenwasserdruck ansteigen, so dass sich die effektiven Bodenspannungen verändern (Ishihara, 1996; Vucetic, Dobry, 1991).

Nach Vucetic (1994), der eine Reihe von Veröffentlichungen zu zyklischen Scherversuchen an verschiedenen Bodenarten ausgewertet hat, ist die zyklische Scherdehnung γ die fundamentale maßgebende Größe für die Verursachung der Akkumulation plastischer Dehnungen unter zyklischer Belastung. Plastische Dehnungsanteile ergeben sich erst oberhalb einer Scherdehnungsgrenze γ_{tl} (linear threshold shear strain). Die Scherdehnungsgrenze γ_{tl} steigt mit Abnahme der Korngröße und Zunahme der Plastizitätszahl I_p an. Sie liegt im Bereich von

ca. $3,5 \cdot 10^{-6}$ für nichtbindige Böden und ca. $4 \cdot 10^{-5}$ für hochplastische Tone (Bild 2). Bei sehr kleinen zyklischen Scherdehnungen $\gamma < \gamma_{li}$ sind irreversible Volumen-, Porenwasserdruck- und Steifigkeitsänderungen vernachlässigbar.

Vucetic (1994) führt noch eine weitere Schwelle der Scherdehnung γ_{tv} (volumetric threshold shear strain) ein. Bei Überschreitung dieser Schwelle können bereits bei geringer Zyklenzahl vergleichsweise große plastische Verformungen auftreten. Die aus einer Vielzahl herangezogener Versuchsergebnisse abgeleitete Scherdehnungsschwelle γ_{tv} unterliegt einer gewissen Streubreite, die durch die beiden Größen $\gamma_{tv,U}$ und $\gamma_{tv,M}$ charakterisiert werden, wobei die Größe $\gamma_{tv,U}$ die untere Grenze und $\gamma_{tv,M}$ den Mittelwert der betrachteten Böden wiedergeben. Für Sande (Plastizitätszahl $I_p = 0$) liegt die untere Grenze bei $\gamma_{tv,U} \approx 5 \cdot 10^{-5}$ (Bild 2)

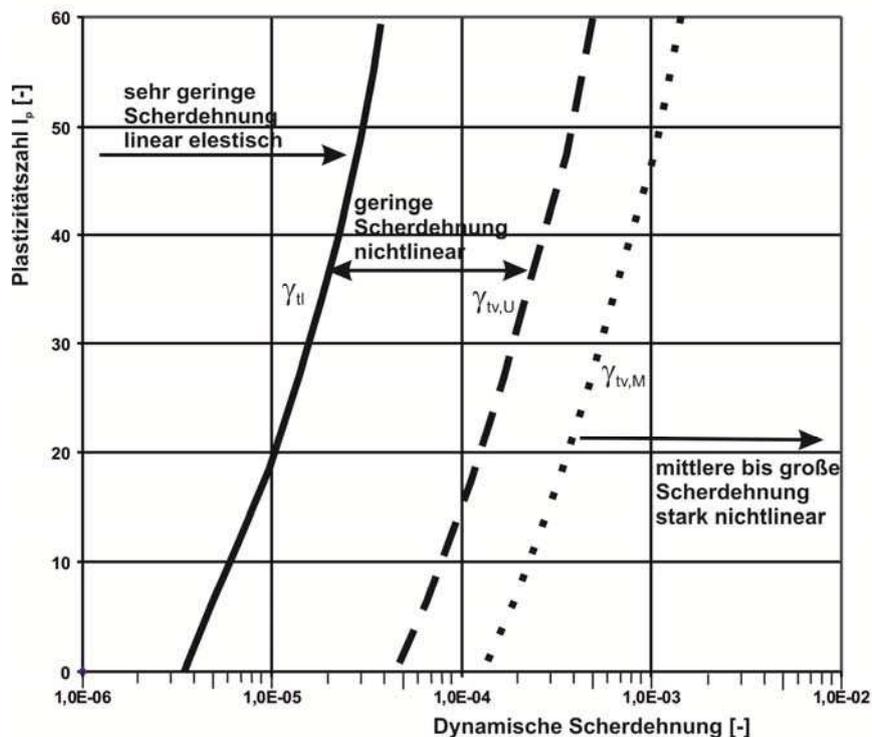


Bild 2: Scherdehnungsgrenzen in Abhängigkeit von der Plastizitätszahl nach Vucetic (1994)

Umfangreiche Untersuchungen zur Dehnungsakkumulation von Quarzsanden (Mittel- bis Grobsand) mit Hilfe von Triaxial-, Resonant-Column- und CMDSS-Versuchen (cyclic multi-axial direct simple shear) wurden von Wichtmann (2005 a) veröffentlicht. Untersucht wurde der Einfluss des Spannungszustandes, der Größe, Form und Polarisierung der Wechselbelastung, der Lagerungsdichte, der Belastungsfrequenz und der Anzahl der Zyklen auf die Richtung und Größe der Verformungsakkumulation ϵ_{acc} . Die Untersuchungen ergaben im Wesentlichen folgende Ergebnisse:

- Es besteht näherungsweise ein linearer Zusammenhang der akkumulierten Dehnung ε_{acc} mit dem Quadrat der zyklischen Dehnungsamplitude ε_{ampl} bei jeweils gleicher Anzahl Dehnungszyklen N (Bild 3a).
- Die akkumulierte Dehnung ε_{acc} ist bei geringer Lagerungsdichte des Bodens ($I_D = 0,25$) im Mittel um den Faktor 2,4 größer als bei mittlerer Lagerungsdichte des Bodens ($I_D = 0,55$).
- Für die Abhängigkeit der akkumulierten Dehnung ε_{acc} von der Anzahl der Zyklen N besteht in halblogarithmischer Darstellung näherungsweise ein linearer Zusammenhang bis zu $N = 10^4$ Zyklen. Bei Zyklenzahlen $N > 10^4$ ergab sich ein überlogarithmischer Anstieg (s. Bild 3b).
- Bei gleichzeitiger Variation der axialen und der radialen Spannung in Triaxialzellen zeigte sich, dass rein deviatorische Dehnungen zu einer ca. 3,4fach größeren Verdichtung führen als rein volumetrische Dehnungen.
- Einzelscherversuche (CMDSS-Versuche) zeigten, dass auch die Form der Dehnungsschleife einen großen Einfluss auf die Akkumulation der plastischen Dehnungen hat. Bei kreisförmiger Dehnung ist die Akkumulation etwa doppelt so groß wie bei einer linearen Scherung bei gleicher Dehnungsamplitude. Plötzliche Änderungen der zyklischen Scherrichtung um 90° führen zu einem temporären Anstieg der Akkumulationsrate.
- Ein signifikanter Einfluss der Belastungsfrequenz für den Bereich $0,05 \text{ Hz} \leq f \leq 2 \text{ Hz}$ konnte nicht nachgewiesen werden.

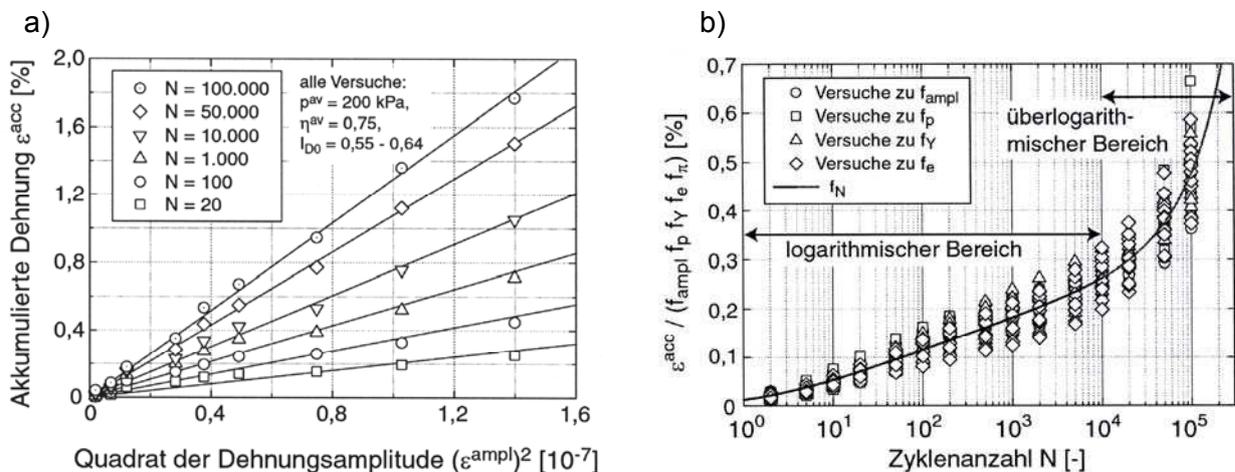


Bild 3: a) Abhängigkeit der Dehnungsakkumulation von der zyklischen Dehnungsamplitude
 b) Abhängigkeit der normierten Dehnungsakkumulation von der Zyklenzahl (Wichtmann, 2005 a)

Das Verhältnis zwischen vertikaler Dehnung ε und Scherdehnung γ kann bei kleinem Dehnungsniveau ($\varepsilon_{\text{ampl}} < 10^{-6}$) nach der Elastizitätstheorie mit

$$\varepsilon_{\text{ampl}} = \gamma (1+\nu) \quad (1)$$

berechnet werden (Massarsch, 2000). Damit lassen sich die Ergebnisse von Wichtmann (2005 a) mit den Ergebnissen von Vucetic (1994) vergleichen.

Zahlreiche numerische Modellierungen mit aufwendigen Stoffgesetzformulierungen sind speziell für zyklische Beanspruchungen auf der Grundlage von Laborversuchen entwickelt worden. Numerische Berechnungen der Dehnungsakkumulation aus einer größeren Anzahl an Dehnungsschleifen mit vielen berechneten Dehnungsinkrementen (implizite Vorgehensweise) führen jedoch auch zu einer Akkumulation von Fehlern des Stoffmodells und der Integrationsroutine (Niemunis, 2000).

Für Vorgänge mit einer größeren Anzahl an Zyklen $N > 50$ sind Verfahren, die mit einer expliziten Vorgehensweise kombiniert werden, besser geeignet. Dabei werden zunächst die Anfangszyklen implizit (mit Dehnungsinkrementen) mit Hilfe eines elastoplastischen oder hypoplastischen Stoffgesetzes mit intergranularen Dehnungen (z.B. Niemunis und Herle, 1997) berechnet. Mit Hilfe der daraus berechneten Dehnungsamplitude $\varepsilon_{\text{ampl}}$ wird die weitere Dehnungsakkumulation für eine bestimmte Anzahl Zyklen auf der Grundlage eines expliziten Stoffmodells berechnet. Zur Aktualisierung der Dehnungsamplitude $\varepsilon_{\text{ampl}}$ werden weitere Kontrollzyklen mit impliziter Vorgehensweise zwischengeschaltet. Das von Wichtmann et al. (2005 b) vorgestellte explizite Stoffmodell berücksichtigt die wesentlichen Einflussparameter, so dass Nachberechnungen der Dehnungsakkumulation $\varepsilon_{\text{acc}}(N)$ von Triaxialversuchen und des Setzungsverlaufes $S(N)$ eines Zentrifugenmodells (Streifenfundament auf Halbraumoberfläche unter zyklischer Belastung) mit Hilfe der Finite-Elemente-Methode (FEM) nur geringe Abweichungen zu den Messungen aufwiesen.

2.2 Bauwerk-Boden-Interaktion bei dynamischer Schwingungsbelastung

2.2.1 Setzungen bei direkter dynamischer Schwingungsbelastung von Flachgründungen

Bei einer direkten dynamischen Schwingungsbelastung von Bauten ist die Schwingungsquelle direkt am Bauwerk angekoppelt (z.B. Maschinenfundament). Als verursachende maßgebende Größe für die Abschätzung der Setzungsakkumulation von direkt angeregten Bauwerken werden in der Literatur das Sohlfächenkraftverhältnis (zyklische oder dynamische Sohlfächenkraftamplitude bezogen auf die statische Sohlfächenkraft oder auf andere Normierungsgrößen (z. B. Holzlöhner, 1977; Hettler, 1981), ein Schubspannungsverhältnis (zyklische oder dynamische Schubspannung im Boden bezogen auf die statische Schubspannung oder eine Grenzschubspannung, (z. B. Chai und Miura, 2002) oder die dynamische Scherdehnung γ im Boden (z.B. Yifeng et al., 2004, Byrne, McIntyre, 1994) angenommen.

Die dynamische Beanspruchung des Bodens resultiert aus den sich ausbreitenden Wellen der Partikelschwingungen. Mit dem Wellenfeld werden im Boden dynamische Schubspannungen verursacht:

$$T_d = v_s \cdot \rho \cdot c_s \quad (2)$$

(v_s - Partikelschwinggeschwindigkeit der Scherwellen im Boden, ρ - Dichte des Bodens, c_s - Ausbreitungsgeschwindigkeit der Scherwelle).

Die dynamische Scherdehnung

$$\gamma = v_s / c_s \quad (3)$$

charakterisiert einerseits die dynamische Belastung des Bodens, die sich aus der Partikelgeschwindigkeit der Scherwellen im Boden ergibt und andererseits den Einfluss der dynamischen Schubsteifigkeit

$$G = c_s^2 \cdot \rho, \quad (4)$$

die sich aus der Ausbreitungsgeschwindigkeit der Scherwellen c_s ergibt (Massarsch, 2000).

Messungen an direkt angeregten flachen Modellfundamenten zeigen, dass sich die über die Sohle in den Boden übertragenen Schwingungen progressiv mit der Tiefe unter der Fundamentsohle abbauen und nur die sohlnahe Bodenschicht zur Setzung des Fundamentes beiträgt (Palloks, Zierach, 1995). Herold (2004) entwickelte ein vereinfachtes Verfahren, das eine näherungsweise Bestimmung der Tiefenabhängigkeit der dynamischen Größen unter dem Fundament erlaubt. Damit ergibt sich die Möglichkeit, dynamische Schubspannungen und Scherdehnungen im Boden aus berechneten oder am Fundament gemessenen kinematischen Größen mit Hilfe der Gleichungen (2) und (3) abzuschätzen.

Für praktische Anwendungen wird versucht, mit aus Laborversuchen abgeleiteten vereinfachten Ansätzen oder aus Modell- und Naturmessungen abgeleiteten empirischen Setzungsfunktionen die plastischen Verformungen des Bodens im Gründungsbereich von Bauten abschätzen. Mit solchen Ansätzen wird die Dehnungs- oder Setzungsakkumulation direkt angeregter Fundamente hauptsächlich in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel beschrieben. Die meisten Modelle nutzen logarithmische Funktionen der Zyklenzahl N , wobei die Funktionsparameter aus Laborversuchen ermittelt werden. Nur vereinzelt werden Spannungszustände oder Materialkennwerte berücksichtigt. Wie die Messungen von Palloks und Zierach (1995) zeigen, können die Lagerungsdichte und die Bodenfeuchte einen relativ großen Einfluss auf das Setzungsverhalten haben.

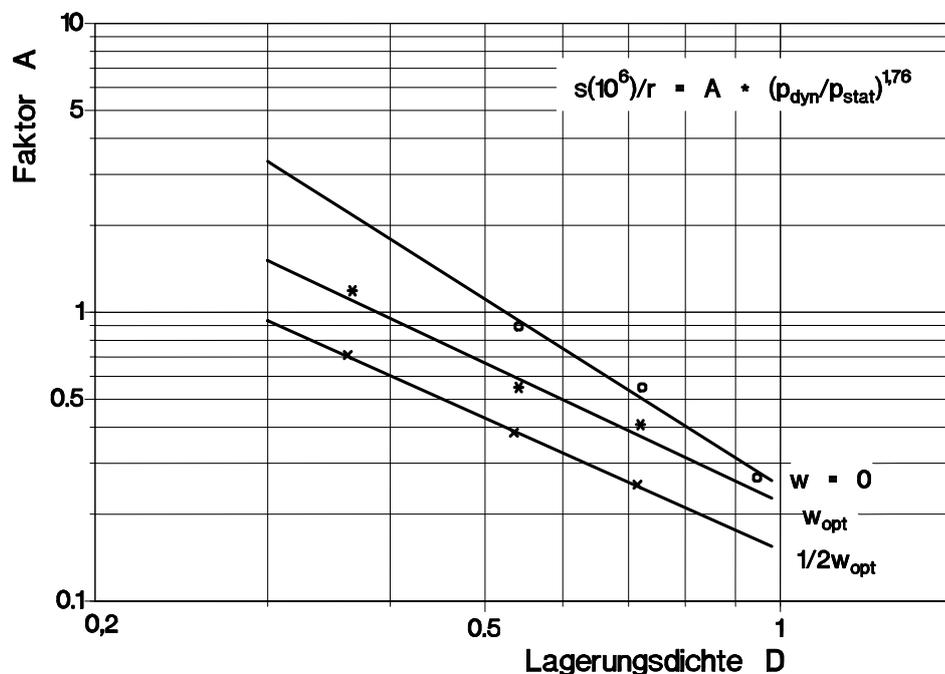


Bild 4 : Einfluss der Lagerungsdichte und des Feuchtigkeitsgehaltes auf das Setzungsvermögen eines Modellfundaments (Palloks, Zierach, 1995)

Verfahren zur Abschätzung der Setzungen von Flachgründungen werden ausführlich z.B. in den Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugrunddynamik“ der DGGT (2011) beschrieben.

Neben Setzungsanteilen durch Verdichtung des Bodens sind bei höheren Lagerungsdichten des Bodens auch Setzungen durch seitliches Verdrängen der Bodenpartikel in die Umgebung des Fundamentes möglich. Der Anteil der seitlichen Verdrängung an der Gesamtsetzung eines Fundamentes hängt insbesondere von der Fundamentgeometrie, der anstehenden Lagerungsdichte des Bodens sowie der Größe und Dauer der Belastung ab (Laue, 1996). Hebener (2000) berichtet über langjährige Setzungsmessungen an einem Turbinenfundament. Im anfänglichen Untersuchungszeitraum von 4 Jahren ergab sich zunächst ein Setzungsverlauf mit abnehmender Setzungsrate je Zeiteinheit, der auf Bodenverdichtung zurückgeführt werden kann. Danach veränderte sich die Setzungsrate, so dass sich in der weiteren Beobachtungszeit von 9 Jahren ein etwa zeitlich linearer Setzungsverlauf einstellte. Die Schwinggeschwindigkeit des Fundamentes lag im Bereich $v_i \leq 2$ mm/s. Von einem ähnlichen Setzungsverlauf, der über 11 Jahre an Fundamenten für Kranbahnen beobachtet wurde, berichtet Heller (1995). Die nahezu konstante Setzungsrate bei hohen Lastwechselzahlen ist möglicherweise auf den oben genannten Mechanismus des Bodentransportes zurückzuführen, so dass auch bei sehr geringer dynamischer Zusatzbelastung und sehr hohen Lastwechselzahlen die Gebrauchstauglichkeit einer Gründung herabgesetzt werden kann. Prognoseansätze für diesen Transporteffekt liegen bisher nicht vor.

2.2.2 Setzungen wechselbelasteter Pfähle

In jüngster Zeit nimmt die Zahl der Untersuchungen zu Verschiebungen von Pfahlgründungen bei direkt angeregter Wechselbelastung stark zu. Trotz umfangreicher experimenteller und theoretischer Untersuchungen konnte der Mechanismus der Verschiebungsakkumulation und der Tragfähigkeitsreduzierung wechselbelasteter Pfähle bisher noch nicht eindeutig geklärt werden. Grundsätzliche Untersuchungsergebnisse finden sich z.B. bei Hettler (1981, 2000), Gruber (1985), Malkus (2000) und Kempfert (2010). Ein Überblick über neuere in der Literatur veröffentlichte Versuchsergebnisse und daraus abgeleitete Berechnungsverfahren zur Abschätzung der Tragfähigkeit und Verformungen finden sich z. B. bei Richter (2010).

Neben Verformungen im Boden unter dem Pfahlkopf (Druckbelastung bei Druckpfählen) tragen bei zyklischer Belastung zusätzlich folgende Phänomene zu Verschiebungen des Pfahles durch Minderung des Mantelwiderstandes bei:

- Oberhalb einer Grenzscherdehnungsamplitude (siehe Abschnitt 2.1) kommt es zu einer Verdichtung des Bodens und damit zu einer Reduzierung der Normalspannung auf den Mantel des Gründungselementes.

- Mit der Verringerung der Normalspannung erfolgt eine Abnahme der maximal mobilisierbaren Schubspannung (Bruchspannung). Im gleichen Maße steigt damit die Beanspruchung des Pfahles bezüglich des statischen Pfahlwiderstandes. Dies führt im Nahbereich des Pfahles zu einer Zunahme der Scherdehnungen.
- Angrenzend am Pfahlmantel bildet sich eine Scherfuge aus. Während der zyklischen Beanspruchung findet bei nichtbindigen Böden eine Segregation der Kornfraktion in der Scherfuge statt, wobei die größeren Fraktionen nach oben (Pfahlkopf) und die kleineren nach unten (Pfahlfuß) wandern. Die Änderung der Kornverteilung mit zunehmender Zahl der Lastwechsel hat einen bisher nicht quantifizierbaren Anteil an der Veränderung der Tragfähigkeit.
- Während der zyklischen Belastung kann sich Porenwasserüberdruck aufbauen, der zur Verminderung der Tragfähigkeit führt.

Unterhalb einer kritischen Lastamplitude kommt es zu keinem Versagen der Tragfähigkeit. Die kritische Lastamplitude ist abhängig von der mittleren Pfahlbelastung und der statischen Grenzbelastung, sie ist bei bindigen Böden größer als bei nichtbindigen Böden. Wechselbelastung führt zu einem prinzipiell anderen Verschiebungsverhalten als Schwellbelastung.

Für das Verschiebungsverhalten über den Boden indirekt angeregter Pfähle liegen bisher kaum Veröffentlichungen vor. Messungen an einem pfahlgegründeten Gebäude haben gezeigt, dass auch bei sehr kleinen Bauwerksschwingungen im Fundamentbereich (Schwinggeschwindigkeit $v \leq 3$ mm/s) Setzungen im cm-Bereich bei Rammarbeiten im Nahbereich möglich sind (Palloks, 1999).

2.2.3 Setzungen von Bauten bei indirekter dynamischer Belastung über den Baugrund durch Rammarbeiten

Bei einer indirekten dynamischen Belastung von Bauten befindet sich die Schwingungsquelle außerhalb des betrachteten Bauwerkes auf oder im anliegenden Boden bzw. in einem anderen Bauwerk. Beispiele für indirekte Erschütterungsquellen sind Erdbeben, Verkehr und erschütterungsintensive Bauverfahren. Es ergibt sich die Frage, ob die Setzungen eines Bauwerkes bei indirekter dynamischer Anregung vergleichbar sind und in gleicher Weise prognostiziert werden können wie die bisher wesentlich umfangreicher untersuchten Setzungen von direkt angeregten Fundamenten.

Bei gleicher dynamischer Belastung eines Fundamentes können bei indirekter Anregung durch Rammungen wesentlich größere Setzungen auftreten als bei direkter Anregung. Im Nahbereich des Rammelementes schwingt der Boden über die gesamte Einbindetiefe, wobei

im Gegensatz zur direkten Anregung die Größe der Bodenschwingungen mit der Tiefe auch zunehmen kann. Damit kann ein wesentlich größerer Bodenbereich dynamisch angeregt werden als unter einem direkt angeregten Fundament. Die Schwingungsenergie des Ramm-elementes wird längs des Mantels sowie über die Spitze in den Boden übertragen und erzeugt dort ein komplexes Wellenfeld, das sich aus Raum- und Oberflächenwellen zusammensetzt. Trotz der meist vertikalen Schwingungsanregung des Ramm-elementes treten auf Grund der Biegebeanspruchung auch vergleichsweise große horizontale Komponenten der Bodenschwingungen auf, so dass je nach Rammfortschritt unterschiedliche Scherrichtungen im Boden zu erwarten sind, während unter direkt angeregten Flachfundamenten überwiegend ödometrische Bodenverhältnisse mit linearer Scherung vorliegen.

Bei der Rammung von Ramm-elementen sind neben mikroskopischen Umlagerungen im Korngefüge auch makroskopische Umlagerungen im Nahbereich der Bohle durch Transport möglich. Im unmittelbaren Nahbereich der Spitze des Ramm-elementes wird locker gelagerter nichtbindiger Boden durch mikroskopische Umlagerungen sehr stark verdichtet. Seitlich und oberhalb des verdichteten Bereiches bilden sich durch Bodentransport Auflockerungsbereiche, die durch nachfolgende weitere Umlagerungen bis in den tragenden Bereich unterhalb von baulichen Anlagen (Aufschüttungen, Dämme, flach oder tief gegründete Bauwerke) wandern und zu Setzungen führen (Haupt, 1995, Bild 5).

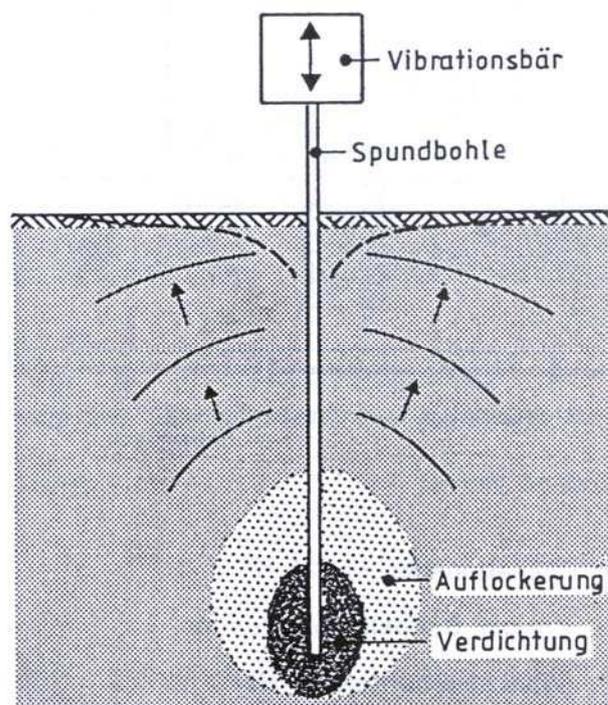


Bild 5: Setzung des Bodens durch makroskopische Umlagerungen beim Einrütteln von Spundbohlen (Haupt, 1995)

Dieser Effekt des Bodentransportes ist offensichtlich zeitabhängig, so dass beträchtliche Anteile der Setzung eines Fundamentes oder der GOK eines Erdbauwerkes auch noch nach Beendigung der dynamischen Belastung auftreten können (Haupt, 1995, Palloks, Zierach, 1995; Schuppener, 1995). Beispiele für typische Schadensbilder sind im Bild 6 angegeben. Setzungsmessungen im Boden in verschiedenen Tiefen unter GOK beim Einbau von Rüttel-injektionspfählen mit Längen bis 25 m bestätigen, dass in der Tiefe $T = 20$ m u. GOK bis zu 3-fach größere Setzungen auftreten können als auf der GOK (Triantafyllidis, 2000). Auf der Grundlage des im Bild 5 gezeigten Effektes wurden die Empfehlungen für Sicherheitsabstände bei Pfahlrammungen in die DIN 4150-3, Anlage C aufgenommen (Bild 1).



Bild 6: Auswirkungen von Vibrationsrammungen auf Baugrund und Bauwerke a) Bauwerksriss durch ungleichmäßige Setzungen, b) Einbrüche im Uferbereich, c) Böschungsabriss im Kanalseitendamm (Zerrenthin, 2012)

Bei der schwingungsinduzierten Setzung von Fundamenten können neben Setzungsanteilen durch Verdichtung und Umlagerungen des Bodens im Nahbereich des Rammelementes auch Setzungen durch seitliches Verdrängen von Bodenpartikeln unter schmalen Fundamenten in die Umgebung des Fundamentes möglich sein (s. a. Abschnitt 2.2.1).

Auf Grund der oben genannten möglichen makroskopischen Umlagerungen im Boden bei Rammarbeiten können Setzungsabschätzungen auf der Grundlage der Ergebnisse aus Laborversuchen (Elementversuche) zu Fehleinschätzungen führen. Bei der Rammung von Pfählen wird die Unsicherheit einer Setzungsprognose vor allem auch durch die Unsicherheit der Beschreibung des Belastungsvorganges beeinflusst. Die dynamische Belastung des Bodens lässt sich nicht aus den kinematischen Größen des Fundamentes ableiten. Die Wellenabstrahlung einer Bohle während des Rammvorganges ist wesentlich komplizierter als bei einer oberflächennahen Anregung. Zusätzlich erschwerend für eine Abschätzung der dynamischen Belastung des Bodens bei Pfahlrammungen ist die durch den Rammfortschritt

hervorgerufene vertikale Bewegung der Schwingungsquelle und der damit verbundenen zeitlichen Änderung der Größe und Richtung der auf den Boden übertragenen Schwingungen. Bisher fehlen in der Praxis belastbare Ansätze für die Prognose der Bodenschwingungen im Nahfeld von Pfahlrammungen. Nach DIN 4150-1 (2001) liegt die Grenze zwischen Nah- und Fernbereich bei

$$R_F = a/2 + \lambda_r \quad (5)$$

(a – Länge der Erschütterungsquelle parallel zur Ausbreitungsrichtung, λ_r – Wellenlänge der Oberflächenwelle).

Im Fernfeld dominieren Oberflächenwellen. Abschätzungen der Bodenschwinggeschwindigkeit auf der GOK im Fernfeld bei Pfahlrammungen mit Vibrationsbären sind z.B. mit Hilfe empirischer Beziehungen von Palloks und Zierach (1995) sowie Achmus et al. (2004) möglich. Die Abhängigkeit der Schwinggeschwindigkeit $v(z)$ von der Tiefe z bei Oberflächenwellen (Fernfeld) lässt sich aus der Oberflächen-Schwinggeschwindigkeit $v(0)$ nach Massarsch (2000) vereinfacht abschätzen:

$$v(z) \approx v(0) * (0,9 - 0,6 z/\lambda) \quad (6)$$

Für eine homogene Bodenschicht wird $v(z) \approx 0,5 v(0)$ empfohlen.

Pfahlrammungen mit begleitenden Schwingungs- und Setzungsmessungen auf der GOK und entsprechende Nachberechnungen mit der FEM sind von Mahutka (2007) beschrieben worden. Anhand numerischer Parameterstudien wurde eine Abschätzformel für die „Sackungsreichweite“ der unbelasteten GOK bei Vibrationsrammung von Pfählen abgeleitet:

$$r_s = a(I_D) * \ln N + b(f, S_g) \quad (7)$$

mit

| | |
|-------------|---|
| $N = t * f$ | - Anzahl der Lastwechsel |
| f | - Frequenz |
| t | - Vibrierzeit |
| $a(I_D)$ | - Faktor der die Lagerungsdichte I_D berücksichtigt (bei $I_D = 0,2$ beträgt $a = 0,40$ m und bei $I_D = 0,5$ beträgt $a = 0,35$ m) |
| $b(f, S_g)$ | - Faktor, der die Frequenz f und die Grenzsackung S_g berücksichtigt (Tabelle 1) |

Für den ungünstigsten Fall mit $S_g = 0,5$ cm, $I_D = 0,2$ und $f = 25$ Hz ergibt sich bei $N = 10.000$ Lastwechseln eine Sackungsreichweite $r_s = 5,8$ m. Die praktische Belastbarkeit dieser Abschätzung wurde bisher nicht nachgewiesen.

Nach Auswertungen von Verformungsmessungen bei der Herstellung tiefer Baugruben kommt Hettler (2010) zu der Schlussfolgerung, dass es derzeit nicht möglich ist, Verschie-

bungen und Verformungen von Baukörpern bei indirekter dynamischer Anregung durch Bauverfahren wirklichkeitsnah zu modellieren. In der Literatur konnten bisher keine Arbeiten gefunden werden, die sich mit der Verformung von Dämmen bei Erregung durch Rammverfahren befassen.

Tabelle 1 : Faktor $b(f, S_g)$ zur Berechnung der Sackungsreichweite nach Mahutka (2007)

| Frequenz f in Hz | Grenzsackung S_g in cm | | |
|--------------------|--------------------------|------|------|
| | 0,5 | 1,0 | 2,0 |
| 25 | 1,2 | 1,0 | 0,7 |
| 40 | 0,8 | 0,15 | -0,4 |

3 Untersuchungsmethoden

3.1 Elementversuche

Die Elementversuche erfolgten in Triaxialversuchsständen und in Ödometern mit den Wechsellastfrequenzen $f = 8 \cdot 10^{-4}$ Hz und $f = 0,2$ Hz (zyklische Wechselbelastung) sowie in einem in der BAW entwickelten und gebauten dynamischen Ödometer mit Frequenzen $f = 2$ Hz bis $f = 150$ Hz (s. Bild 6). Untersucht wurden der Einfluss der Größe der statischen Spannungen, der Größe, Frequenz, Signalform und Anregungsdauer der Wechsellastspannungen, der Zahl der Lastwechsel sowie der Lagerungsdichte und des Ungleichförmigkeitsgrades des Bodens auf die Akkumulation der volumetrischen Dehnung des Bodenelementes.

Es wurden 2 Sande mit unterschiedlichem Ungleichförmigkeitsgrad (Anlage 1) und unterschiedlicher Dichte eingebaut ($0,05 \leq I_D \leq 0,60$). Die gestörten Proben wurden im Triaxialversuch wassergesättigt und im Ödometer sowohl wassergesättigt als auch trocken eingebaut. Vor Versuchsbeginn erfolgte eine Konsolidierung der Probe von mindestens 24 Stunden auf die statischen Ausgangsverhältnisse σ_1 (effektive Axialspannung) und σ_3 (effektive Radialspannung im Triaxialversuch).

Die zyklischen Wechsellastversuche wurden mit Hilfe von Schrittmotoren spannungsgesteuert an zylindrischen Proben in Ödometern (Durchmesser * Höhe: 113 * 50 mm) und in Triaxialzellen (Durchmesser * Höhe: 50 * 100 mm und 100 * 200 mm) durchgeführt. Die zyklische Axialspannungsänderung $\Delta\sigma_1$ war sinus- oder rechteckförmig. Die Messung der Volumenänderung im Triaxialgerät erfolgte über die Messung des (entlüfteten) Porenwassers mit einer Auflösung von 0,01 ccm. Um eine gute Sättigung zu erreichen, wurden alle Triaxialversuche mit 4 bar Backpressure durchgeführt. Die Grenzen der Bereiche der untersuchten Versuchsbedingungen bei zyklischer Wechselbelastung sind in Tabelle 2 angegeben.

Die dynamischen Wechsellastversuche erfolgten ausschließlich unter ödometrischen Verhältnissen an trocken eingebauten Proben in der im Bild 7 dargestellten Versuchsanordnung. Diese Versuche wurden kraftgeregelt gefahren. Mit Hilfe der pneumatischen Belastung konnten statische Ausgangsspannungen im Bereich $8 \text{ kPa} \leq \sigma_1 \leq 350 \text{ kPa}$ eingestellt werden. Die dynamische Wechselbelastung des Bodenelementes (Durchmesser * Höhe: $142 * 150 \text{ mm}$) wurde durch die von einem Schwingtisch hervorgerufenen Trägheitskräfte einer oberhalb der Bodenprobe angeordneten beweglichen Masse (einschließlich Lastplatten) erzeugt. Das Wechsellastspannungsverhältnis $P = \Delta\sigma_1 / \sigma_1$ variierte im Bereich $0,05 \leq P \leq 0,85$.

Tabelle 2: Versuchsparameter bei zyklischen Wechsellastversuchen

| Parameter | untersuchter Bereich | |
|---|----------------------|---------------|
| | von | bis |
| σ_1 ¹⁾ in kPa | 50 | 800 |
| σ_1 / σ_3 ²⁾ (Triaxialgerät) | 1 | 2,5 |
| $P = \Delta\sigma_1 / \sigma_1$ | 0,05 | 0,4 |
| Frequenz in Hz | 0,2 | $8 * 10^{-4}$ |

1), 2) - effektive Konsolidierungsspannungen

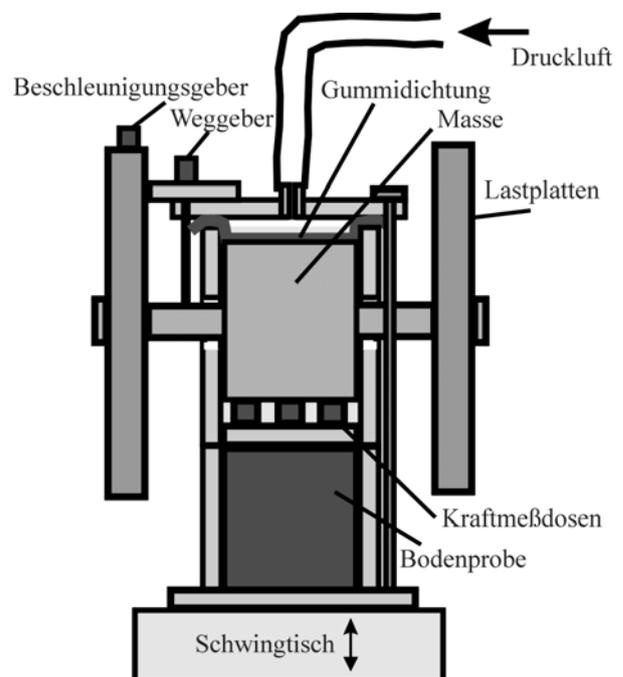


Bild 7: Dynamisches Ödometer und schematischer Aufbau

Für Parameterstudien hinsichtlich des Einflusses von Bodenschwingungen auf das Tragverhalten von Zugankern wurde ein als Elementversuch konzipierter Versuchsstand aufgebaut (Bild 8). Das Zugelement besteht aus Stahl-Quadratrohr (Breite * Länge: 20 mm x 150 mm). Es wurde in einem mit trockenem Sand ($U = 2$) gefüllten Behälter (Durchmesser * Höhe: 144 mm * 240 mm) durch Einrütteln eingebracht (Schwingbeschleunigung des Behälters $a = 20 \text{ m/s}^2$, Frequenz $f = 50 \text{ Hz}$). Dabei stellte sich eine bezogene Lagerungsdichte von $I_D \geq 0,95$ im Behälter ein. Die dynamische Wechselbelastung erfolgte mit Hilfe eines Schwingtisches mit Frequenzen im Bereich $20 \text{ Hz} \leq f \leq 200 \text{ Hz}$ durch Trägheitskräfte des unter statischer Zuglast stehenden Zugelementes. Die statische Zuglast wurde mit Hilfe von Gewichten und/oder einem Wassertank über ein Stahlseil und zwei Umlenkrollen aufgebracht. Die zeitlich hoch aufgelöste Messung der Schwinggeschwindigkeit am Behälter und am Zugelement erlaubte es, durch Integration bzw. Differentiation auch den relativen Schwingweg und die relative Schwingbeschleunigung zwischen Behälter und Zugelement zu bestimmen. Die bleibende Ankerbewegung S_{acc} wurde mit Hilfe eines induktiven Wegaufnehmers gemessen.

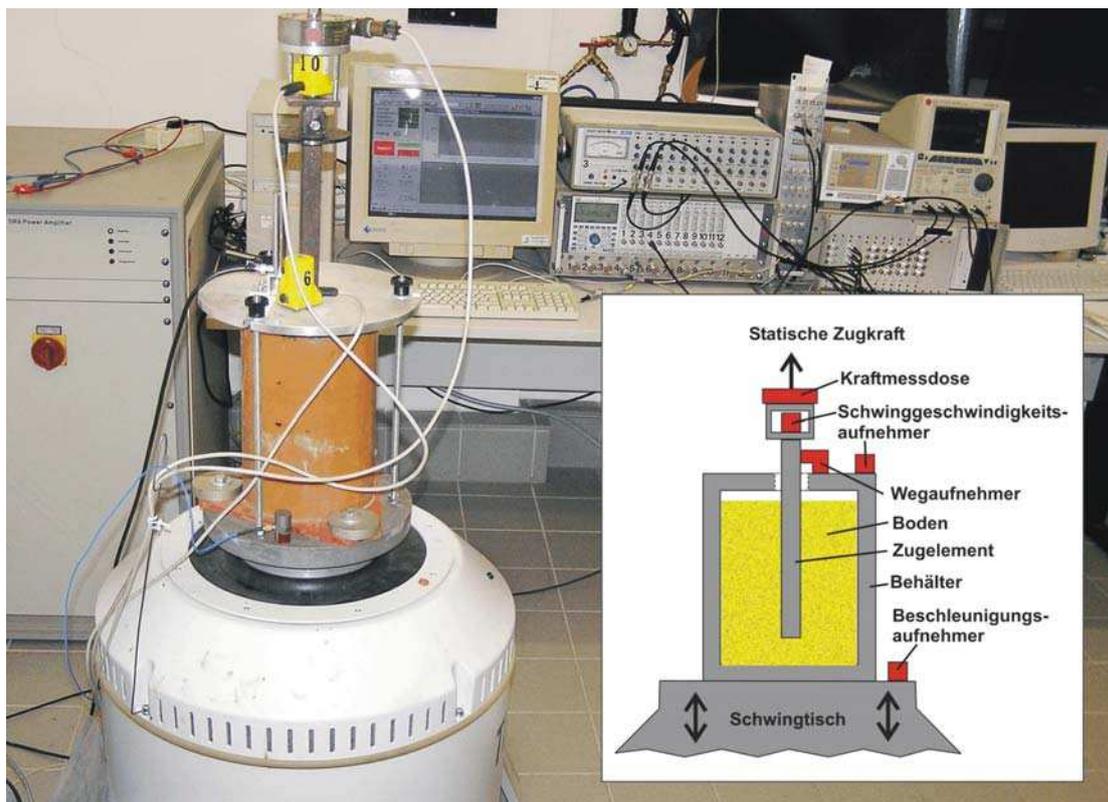


Bild 8: Versuchsstand zur Untersuchung des Einflusses von Schwingungen auf das Tragverhalten eines Zugelementes

3.2 Modellversuche

Für die Modellversuche wurde ein mit dem Sand 1 (s. Anlage 1) gefüllter Betonbehälter der Größe 4 m * 4 m * 4 m genutzt. Der Einbau des trockenen Sandes erfolgte mit einer mittleren Lagerungsdichte ($I_D \approx 0,6$). Mit Hilfe eines eingestochenen Stahlzylinders mit einem Radius $R = 200$ mm wurde je Versuch der Boden bis zu einer Tiefe $T = 800$ mm ausgebaut und wieder eingerieselt, so dass sich im Mittel eine Lagerungsdichte von $I_D \approx 0,2$ ergab. In diesem Bodenbereich erfolgte auch der Einbau von Schwingungssensoren (Geophone) und 4 Setzungspegeln (induktive Wegaufnehmer) in den Tiefen $T = 0$ mm, $T = 260$ mm, $T = 520$ mm und $T = 760$ mm, so dass für 3 Schichten jeweils die 3 Komponenten der Schwinggeschwindigkeit v_i und die akkumulierte axiale Dehnung ε_{acc} gemessen werden konnte (Bild 9).

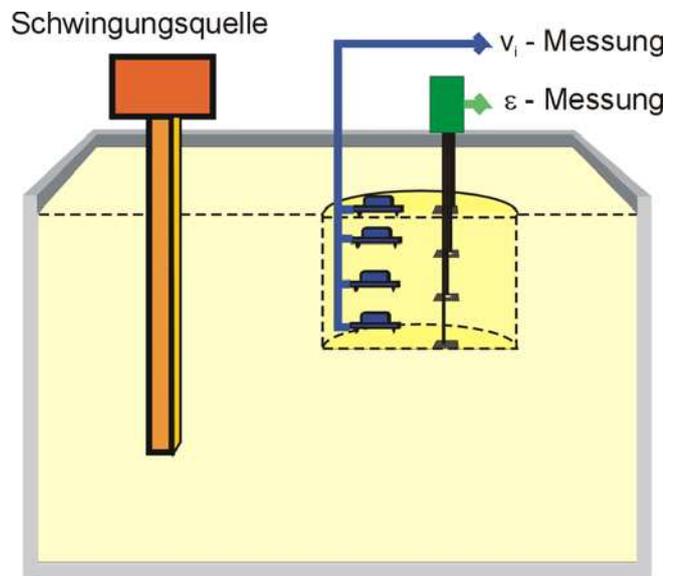


Bild 9: Vibrationsrammung einer Modelbohle im Nahbereich des Messfeldes mit Schwingungs- und Setzungssensoren

Die Erschütterungsanregung des Bodens erfolgte mit Hilfe einer Modellbohle und eines aufgesetzten elektrodynamischen Schwingungserregers (Vibrationsrammung). Zur Erzeugung größerer, zeitlich konstanter Vibrationserschütterungen wurde ein elektromechanischer Schwingungserreger (Maximale Fliehkraft 20 kN, Frequenzbereich $3 \text{ Hz} \leq f \leq 44 \text{ Hz}$) auf die Bodenoberfläche aufgesetzt.

3.3 Feldversuche

Der Großversuch ist auf diesem Gebiet immer noch am aussagefähigsten. Grundsätzlich besteht für die Untersuchung des Setzungsproblems an bestehenden Bauwerken jedoch die

Schwierigkeit, dass im Interesse der Sicherheit des Bauwerks bei Erwartung von dynamisch bedingten Setzungen von den Rammarbeiten im Nahbereich abgeraten werden musste. Im Rahmen der gutachterlichen Betreuung von Baumaßnahmen der Wasserstraßenverwaltung (WSV) konnten aber zahlreiche Schwingungs- und Setzungsmessungen auf der freien Geländeroberkante (GOK) im Nahbereich von Proberammungen durchgeführt werden. Zusätzlich zu den amtlichen geodätischen Messungen (meist nur Vorher / Nachher) wurden zusätzlich relative Verschiebungsmessungen nach dem Einbringen und/oder Ziehen jeder Bohle durchgeführt, um eine bessere Zuordnung zwischen Ursache (Schwingungen) und Wirkung (Setzungen) zu erhalten. Die Messungen erfolgten durch Nivellement hoher Genauigkeit an ca. 60 cm langen, in das Erdreich eingeschlagenen Erdnägeln im Nahbereich des Rammortes. Die zeitlich hoch aufgelösten Schwingungsmessungen mit 3D-Geophonen zur Erfassung der drei Komponenten der Schwinggeschwindigkeit (Abtastrate 1000 Hz) erlaubten eine direkte Zuordnung der gemessenen Setzungen zu den Größen Schwingweg, Schwinggeschwindigkeit und Schwingbeschleunigung des Bodens auf der GOK.

3.4 Numerische Untersuchungen

Im Rahmen der Vergabe eines Forschungsauftrages an die TU-Berlin sollte das Schwingungsverhalten eines Dammes als Antwort auf den Rammvorgang einer Spundbohle numerisch modelliert werden. Zur Vereinfachung des Systems wurde von einer punktförmigen Quelle im bzw. auf einem homogenen elastischen Halbraum außerhalb des Dammes ausgegangen. Die Form des Dammes wurde als symmetrisches Trapez angenommen. Zur Identifikation maßgebender Parameter, die das Schwingungsverhalten beeinflussen, wurden existierende analytische Lösungen aus dem Erdbebeningenieurwesen herangezogen. Die maßgebenden Parameter wurden bei den numerischen Berechnungen im Frequenz- und Zeitbereich einer Parametervariation unterworfen.

Um das Versagen dynamisch erregter Dämme durch Überschreiten der Scherfestigkeit des Dammmaterials untersuchen zu können, wurde in einem ersten Schritt das Stoffgesetz nach *Drucker-Prager* gewählt. Dieses Stoffgesetz, das dem *Mohr-Coulomb*-Gesetz sehr ähnlich ist, erlaubt die Berücksichtigung der in der Geotechnik gängigen Bodenparameter: Kohäsion c , Winkel der inneren Reibung ϕ und den Dilatanzwinkel ψ (Röhner, 2006).

4 Ergebnisse

4.1 Element und Modellversuche

Die Ergebnisse der Triaxial- und Ödometerversuche sowie einiger Modellversuche sind in den Publikationen von Palloks und Zierach (1995) sowie Zerrenthin und Jung (2000) ausführlich dokumentiert. Die Größe der akkumulierten volumetrischen Dehnungen im Elementversuch und die Setzungen des Bodens im Modellversuch hängen hauptsächlich von folgenden Parametern ab:

- großer Einfluss:
 - Größe der zyklischen oder dynamischen Scherdehnungen
 - Anregungsdauer bzw. Zahl der Lastwechsel
 - Lagerungsdichte des Bodens
 - Ungleichförmigkeitsgrad des Bodens

- mittlerer Einfluss:
 - Wassergehalt
 - Statische Spannungsverhältnisse im Boden (außer in der Nähe des Bruchzustandes)

- vernachlässigbar:
 - zeitlicher Anregungsverlauf (stoßartig oder periodisch)
 - Frequenz der Wechselbelastung bzw. Schwingungen

Auf Grund des vernachlässigbaren Einflusses der Belastungsfrequenz und des zeitlichen Anregungsverlaufes können die Ergebnisse aus zyklischen Versuchen auch für die Modellbildung der Bodenumlagerung bei höheren Frequenzen mit herangezogen werden.

Im Bild 10 ist die Zunahme der akkumulierten Volumenänderung mit ansteigenden Werten des axialen Wechsellastspannungsverhältnisses $\Delta\sigma_1 / \sigma_1$ für $N = 10.000$ Lastwechsel im Triaxialversuch dargestellt. Es ergibt sich für beide untersuchten Sande und auch bei unterschiedlichen Lagerungsdichten näherungsweise ein linearer Zusammenhang zwischen der akkumulierten Volumenänderung und dem axialen Wechsellastspannungsverhältnis.

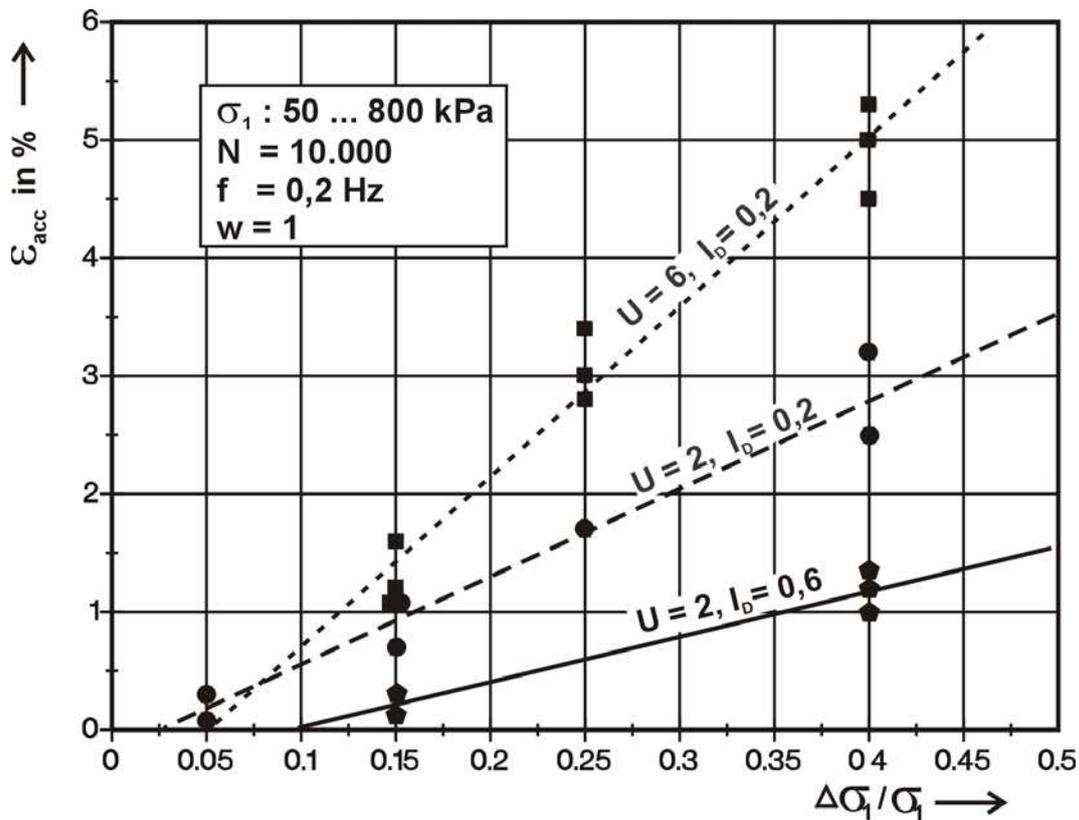


Bild 10: Akkumulierte volumetrische Dehnung ϵ_{acc} nach $N = 10.000$ Lastwechseln im Triaxialversuch in Abhängigkeit vom Wechsellastspannungsverhältnis $\Delta\sigma_1 / \sigma_1$

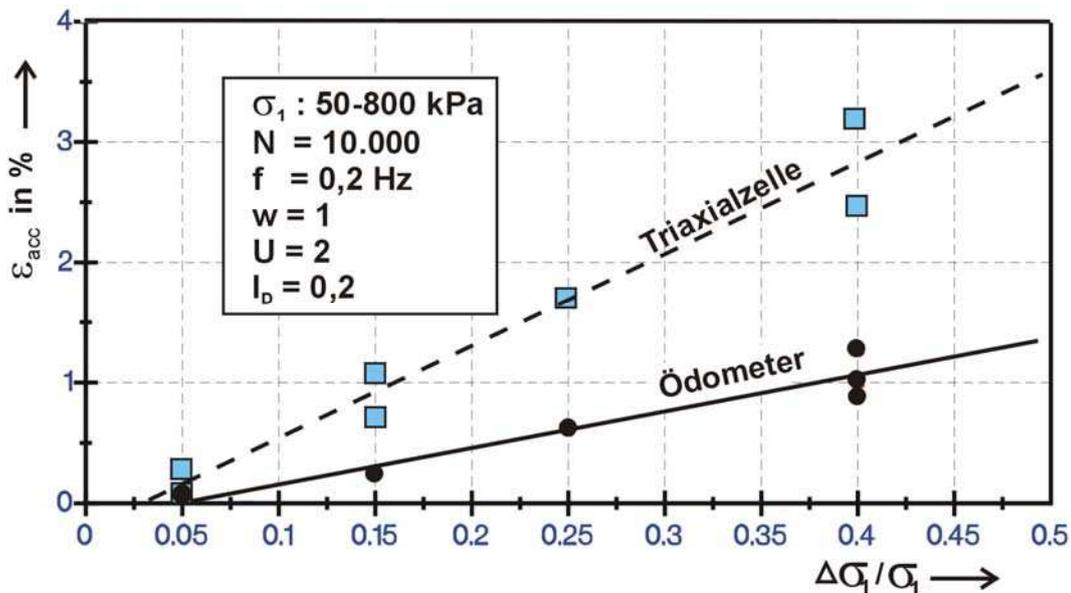


Bild 11: Vergleich der akkumulierten volumetrischen Dehnung ϵ_{acc} nach $N = 10.000$ Lastwechseln in Abhängigkeit vom Wechsellastspannungsverhältnis $\Delta\sigma_1 / \sigma_1$ im Triaxialversuch und im Ödometerversuch

Im Ödometer ergaben sich bei sonst gleichen Versuchsbedingungen wesentlich geringere akkumulierte Volumenänderungen als im Triaxialversuch (Bild 11). Durch die starren Wände des Ödometers wird offensichtlich die für die Verdichtung des Bodens verantwortliche

Scherbeanspruchung des Bodens eingeschränkt, so dass sich bei gleicher axialer Beanspruchung $\Delta\sigma_1 / \sigma_1$ deshalb kleinere Volumenänderungen einstellen.

Werden aber die akkumulierten Volumenänderungen in Abhängigkeit von der Scherdehnung γ dargestellt, dann verringern sich die Unterschiede bezüglich ε_{acc} im Triaxial- und Ödometerversuch. Auch die Ergebnisse aus den Modellversuchen lassen sich bei dieser Darstellungsart mit den Ergebnissen der Elementversuche vergleichen (Bild 12).

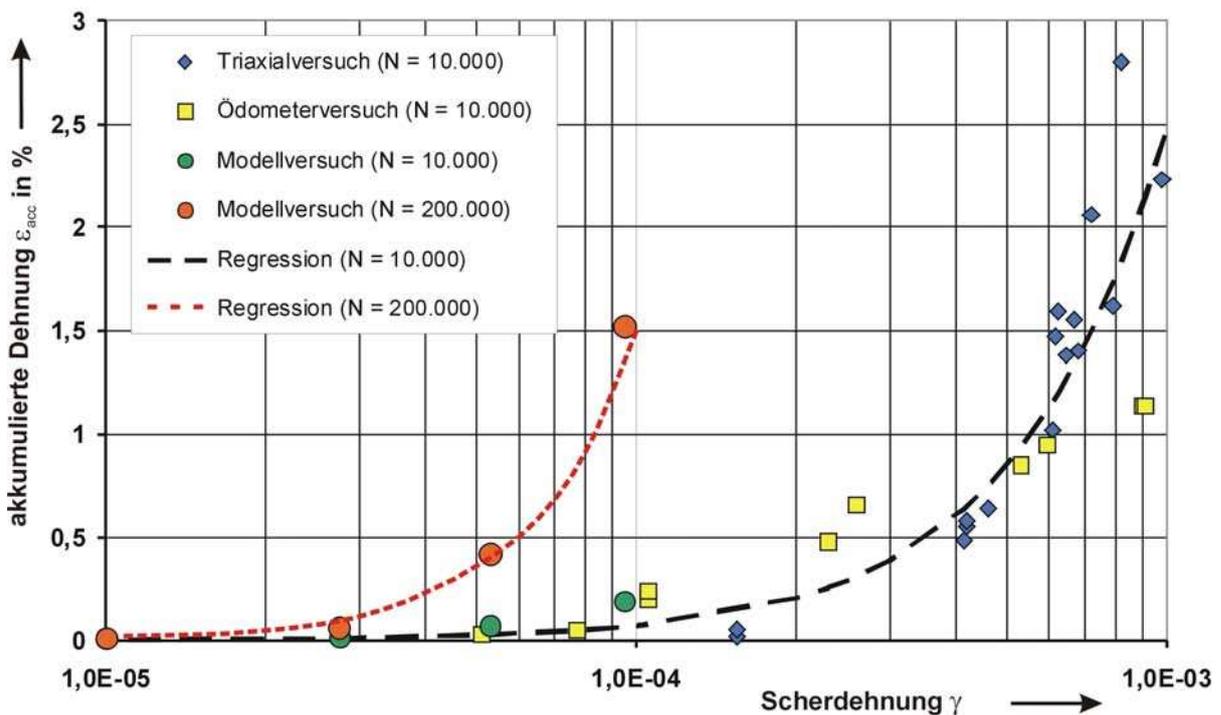


Bild 12: Verlauf der akkumulierten Volumenänderung ε_{acc} in Abhängigkeit von der Scherdehnung γ bei Triaxial-, Ödometer- und Modellversuchen mit zyklischer bzw. dynamischer Wechselbelastung des locker gelagerten Sandes 1 ($U = 2$, $I_D = 0,2$)

Die Bestimmung der Scherdehnung erfolgte bei den Elementversuchen aus dem elastischen Dehnungsanteil ε_{amp1} nach Gleichung (1) mit der angenommenen Querdehnzahl $\nu = 0,3$. Bei den Modellversuchen wurde die Scherdehnung nach Gleichung (3) aus dem Betrag des Vektors der Partikelschwinggeschwindigkeit der betreffenden Bodenschicht und der mittleren gemessenen Ausbreitungsgeschwindigkeit der Scherwellen $v_s = 100$ m/s bestimmt.

Die im Bild 12 dargestellten Kurven sind Regressionen mit dem Potenzansatz $\varepsilon_{acc} \sim \gamma^n$. Der Regressionskoeffizient beträgt $n = 1,3$ für die Regression bezüglich der Zusammenfassung der Ergebnisse aus den Element- und Modellversuchen für $N = 10.000$ Lastwechsel. Es ist jedoch anzumerken, dass die drei Versuchsarten unter unterschiedlichen statischen Spannungsverhältnissen durchgeführt wurden. Bei jeweils gleichen statischen Spannungsverhältnissen ergaben die Regressionen der akkumulierten Dehnungen in Abhängigkeit der Scherdehnung bei den Modellversuchen und bei den Triaxialversuchen für den Zusammenhang

$\varepsilon_{acc} \sim \gamma^n$ einen Exponenten $n \approx 2$ in Übereinstimmung mit den Ergebnissen von Wichtmann (2005 a). Für die Prognose von Setzungen zyklisch oder dynamisch beanspruchter Böden erscheinen Ödometer weniger geeignet. Sie sind zwar aus laborpraktischer Sicht gegenüber anderen Verfahren leichter handhabbar, bringen aber durch die starre Randbegrenzung und die Wandreibung Probleme mit sich. Am Rand befindliche Körner sind fast unbeweglich und führen zu inhomogener Spannungsverteilung und Verformung in der Probe

Unterhalb einer Grenzscherdehnung $1 \cdot 10^{-5} < \gamma < 2 \cdot 10^{-5}$ treten keine messbaren akkumulierten volumetrischen Dehnungen auf, unabhängig von den statischen Spannungsverhältnissen und der Anzahl der Lastwechsel auch bei Lastwechselzahlen bis $N = 10^6$ mit konstanter Scherdehnung $\gamma = 1 \cdot 10^{-5}$ (Bodenschwinggeschwindigkeit $v = 1 \text{ mm/s}$) wurden im Modellversuch keine bleibenden volumetrischen Dehnungen gemessen.

Die Ergebnisse der Elementversuche mit einem unter Schwingungsbelastung stehenden Zuganker deuten darauf hin, dass auch die Ankerbewegung hauptsächlich von der, durch die Relativbewegung zwischen Anker und Boden hervorgerufene Scherdehnung beeinflusst wird (Bild 13).

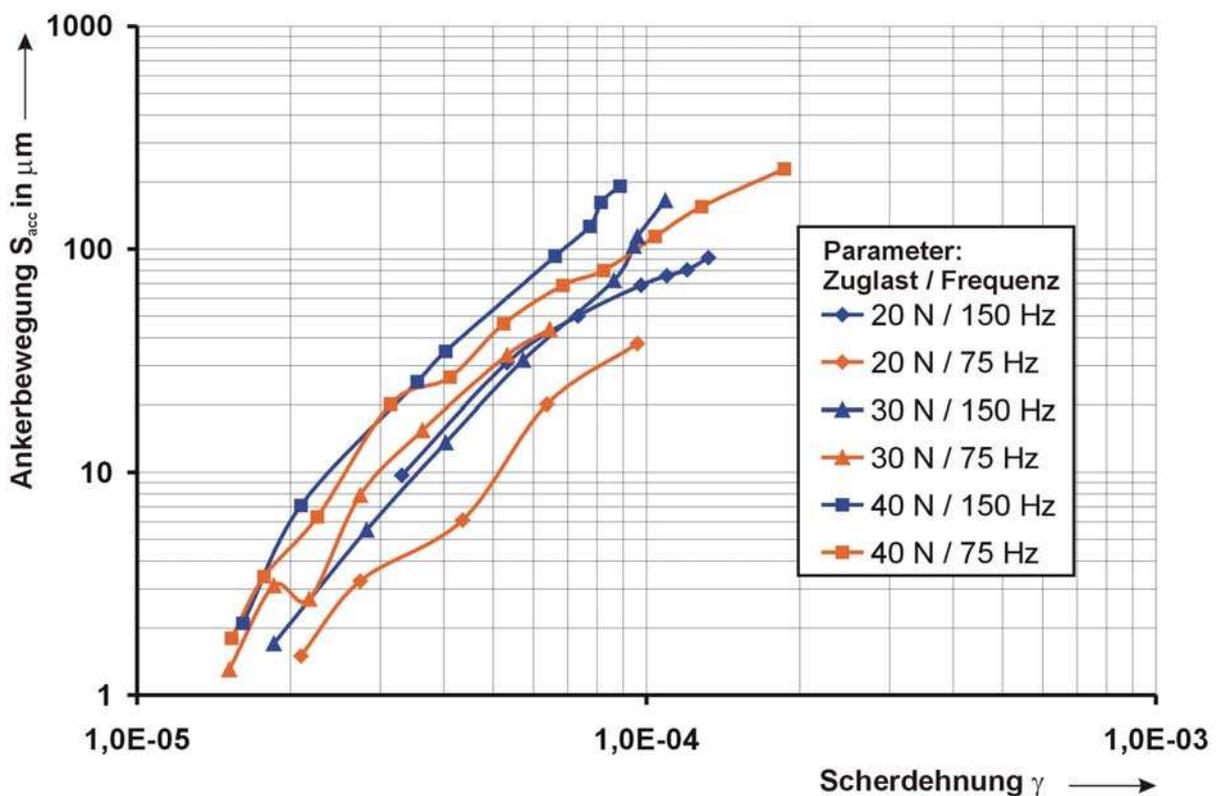


Bild 13: Akkumulierte Ankerbewegung in Abhängigkeit der Scherdehnung (Boden: trockener Sand, $U = 2$, $I_D \geq 0,95$; Wechselbelastung je Messpunkt $N = 10$)

Auch hier zeigt sich dass unterhalb einer Grenzscherdehnung $1 \cdot 10^{-5} < \gamma < 2 \cdot 10^{-5}$ keine bleibenden Verschiebungen auftreten. Die Grenzscherdehnung ist weitgehend unabhängig von der Lagerungsdichte, der Zuglast und der Frequenz der Wechsellast.

Für die Darstellung der Abhängigkeit der Dehnungen von der Zahl der Lastwechsel wurde mit Hilfe der Element- und Modellversuche kein allgemein gültiger Zusammenhang gefunden. Tendenzen sind aus Bild 14 ersichtlich. Die im Triaxialversuch gemessenen akkumulierten Dehnungen ε_{acc} , normiert auf die Dehnungen bei $N = 10.000$ Lastwechseln, sind in Abhängigkeit von N dargestellt. Mit abnehmenden Werten des Wechsellastspannungsverhältnisses $P = \Delta\sigma_1 / \sigma_1$ und/oder der statischen Axialspannung σ_1 verändert sich der Verlauf der normierten Dehnung mit der Zahl der Lastwechsel in "Richtung" zum linearen Verlauf hin. Die im Bild 14 dargestellten Kurven sind jeweils aus 5 Versuchen gemittelt.

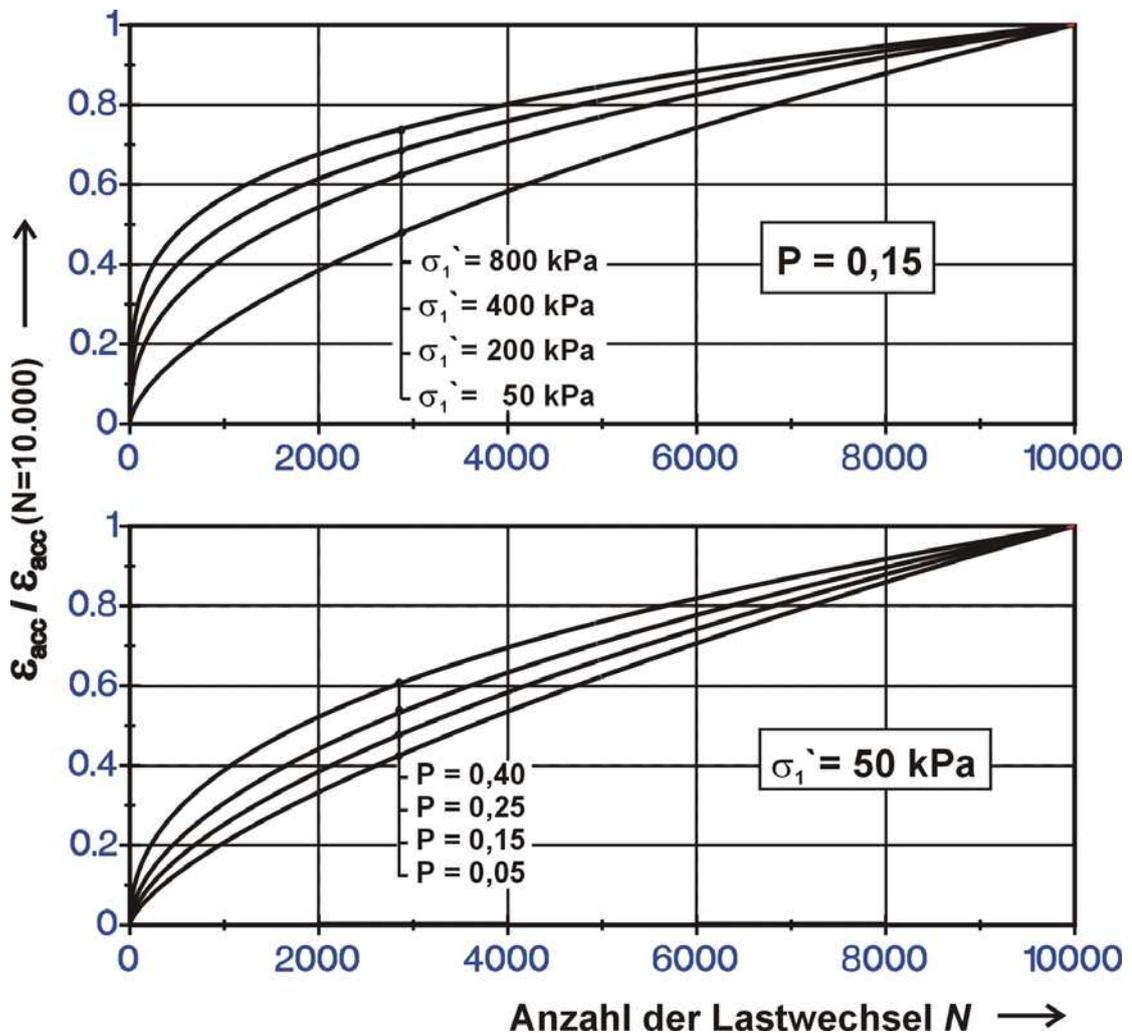


Bild 14: Auf $\varepsilon_{acc}(N = 10.000)$ normierter Verlauf der akkumulierten Volumendehnung im Triaxialversuch bei verschiedenen mittleren axialen Spannungen σ_1 und Wechsellastspannungsverhältnissen $P = \Delta\sigma_1 / \sigma_1$ ($U = 2, I_D = 0,20, \sigma_1 / \sigma_3 = 2, f = 0,2$ Hz)

4.2 Feldversuche

Ein wesentliches Ergebnis der Feldmessungen ist, dass die Setzungen S der statisch unbelasteten GOK im Umfeld von Schlagrammungen und Vibrationsrammungen mit dem zeitlichen Verlauf der am Ort der Setzungsmessung auf der GOK gemessenen Amplitude der Schwinggeschwindigkeit korreliert. Ein nahezu linearer Zusammenhang ergibt sich, wenn die Setzungen in Abhängigkeit von der Schwingungseinwirkung (w) dargestellt werden (Fleischer, Palloks, 1999):

$$w = \sum_{i=1}^{i=N} [v_r(t_i)]^2 \quad (8)$$

$v_r(t_i)$ ist dabei der Größtwert des Vektors der Schwinggeschwindigkeit je Lastwechsel. Bild 15 zeigt beispielhaft die Abhängigkeit der Setzung der GOK von der Schwingungseinwirkung w bei Schlag- und Vibrationsrammung bei Proberammungen am gleichen Standort. Jede vibrierte Bohle erzeugt einen Setzungsanteil, der sich in dieser Darstellung etwa linear den vorangegangenen Setzungsanteilen aufaddiert. Die Abhängigkeit der Setzung vom Quadrat der Schwinggeschwindigkeit entspricht den Ergebnissen der Triaxial- und Modellversuche.

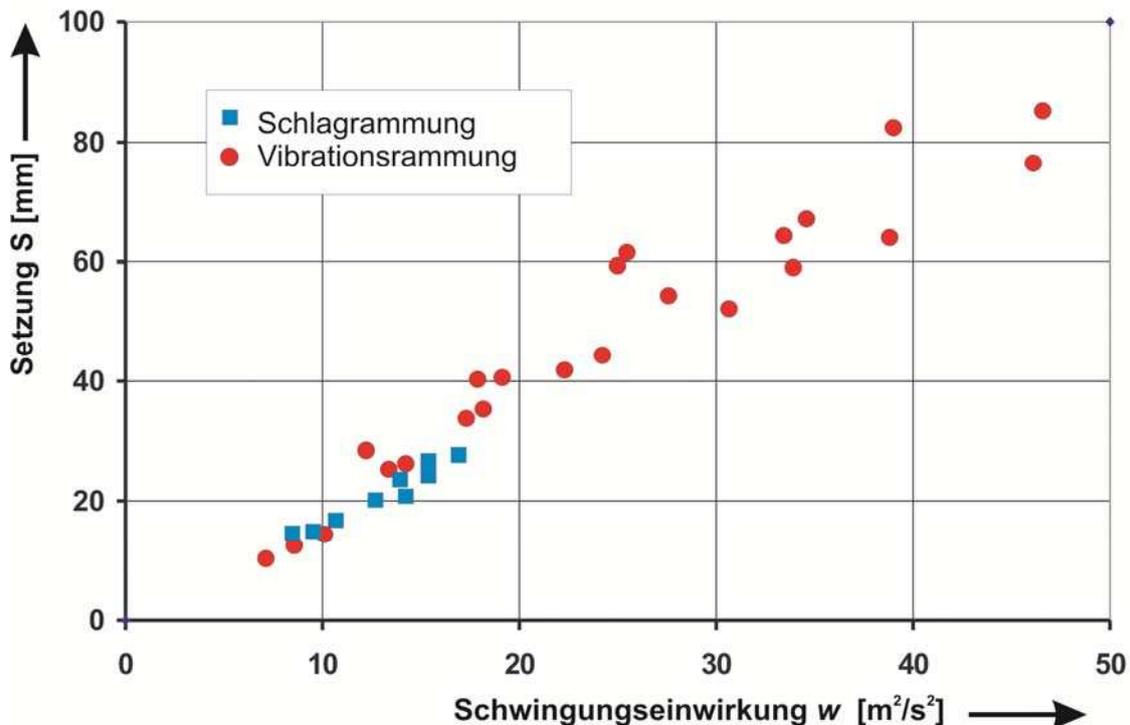


Bild 15: Setzungsverlauf in Abhängigkeit von der Schwingungseinwirkung auf der GOK bei Proberammungen am gleichen Standort

Für eine Setzungsprognose ist es jedoch nach gegenwärtigem Kenntnisstand insbesondere im Nahbereich von Rammarbeiten nicht möglich, den zeitlichen Verlauf der Schwinggeschwindigkeit $v_r(t)$ mit ausreichender Genauigkeit vorherzusagen. Auch variierte der jeweils mittlere Anstieg $\Delta S / \Delta w$ an den verschiedenen Standorten, ohne dass verallgemeinerungsfähige Zusammenhänge zu den sonstigen Ramm- und Bodenparametern hergestellt werden konnten. Es wurde deshalb versucht, die gemessenen Setzungen mit einer mittleren Bodenschwinggeschwindigkeit je Versuchsstandort zu korrelieren.

Zur Bestimmung einer mittleren Bodenschwinggeschwindigkeit wurden die gemessenen Größtwerte des Vektors der Schwinggeschwindigkeit je gerammter Bohle und je Messpunkt herangezogen (Bild 16).

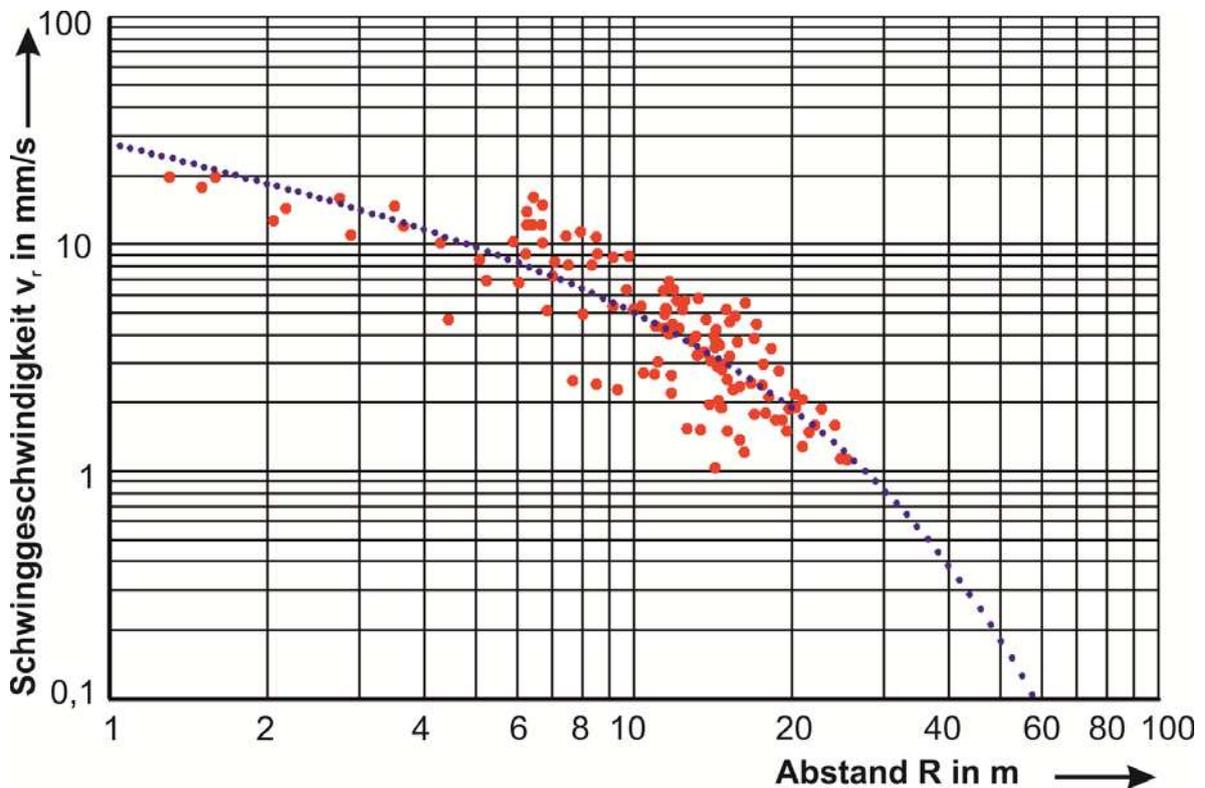


Bild 16: Größtwerte des Vektors der Schwinggeschwindigkeit je gerammter Bohle und je Messpunkt bei einer Proberammung von 10 Stahlspundbohlen und Regression nach Gleichung (9) zur Bestimmung einer mittleren Schwinggeschwindigkeit in der Bezugsentfernung $R_0 = 10$ m (hier: $v_{10} = 5$ mm/s)

Mit Hilfe des Regressionsansatzes für die Wellenausbreitungsgleichung (DIN 4150-1, 2001)

$$v_r = v_{10} (R/R_0)^n e^{-\alpha (R-R_0)} \quad (9)$$

wurde je Versuchsstandort die mittlere Schwinggeschwindigkeit v_{10} in der Bezugsentfernung $R_0 = 10$ m bestimmt (n – ein von der Geometrie und Anregungsart der Quelle abhängiger Exponent, α - Abklingkoeffizient der Materialdämpfung). Die Bezugsentfernung $R = 10$ m hat den Vorteil, dass sie einerseits außerhalb des Nahbereiches gemäß Gleichung (5) liegt und andererseits die Materialdämpfung des Bodens noch keine signifikante Rolle spielt. Das Referat Baugrunderdynamik der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) verfügt inzwischen über sehr große Datenmengen von Erschütterungsmessungen bei Rammarbeiten, die seit mehr als 30 Jahren bei Baumaßnahmen an Wasserstraßen gesammelt wurden. In einem anderem Forschungs- und Entwicklungsvorhaben der BAW werden diese Daten in Abhängigkeit relevanter Parameter statistisch zusammengefasst, so dass daraus Prognosen von Boden- und Bauwerksschwingungen möglich sind.

Für die Entwicklung eines empirischen Prognosemodells zur Abschätzung der Setzung der GOK aus der Schwinggeschwindigkeit des Bodens bei Vibrationsrammung standen Messergebnisse von 9 Rammtrassen bei verschiedenen Bauvorhaben der WSV zur Verfügung, bei denen die wesentlichen Versuchsparameter bekannt sind (Anlage 2). Aus den vorliegenden Schwingungs- und Setzungsmessungen sowie den in der Anlage 2 angegebenen Versuchsparametern wurden die im folgenden dargestellten empirischen Gleichungen aufgestellt, die es ermöglichen, alle gemessenen Setzungsverläufe jeweils senkrecht zur linearen Spundwandtrasse im Bereich der Spundwandmitte mit nur einem Satz an empirischen Konstanten darzustellen.

Die Eingangsgrößen des entwickelten Prognosemodells sind:

| | | |
|-------------|---|--|
| v_{10} | - | mittlere Schwinggeschwindigkeit in der Bezugsentfernung $R_0 = 10$ m |
| N_{10} | - | mittlere Schlagzahl der schweren Rammsonde der setzungsempfindlichen Bodenschicht |
| N | - | mittlere Zahl der Lastwechsel je gerammter Bohle ($N = f \cdot t$, f - Vibrationsfrequenz, t - mittlere Vibrationsdauer) |
| N_B | - | Anzahl der gerammten Bohlen in einer linearen Anordnung der Spundwand |
| R | - | Abstand des Setzungsmesspunktes zur Rammtrasse |
| T_1, T_2 | - | Tiefen der Grenzen der setzungsfähigen Bodenschicht unter GOK |
| $\sigma(z)$ | - | Vertikalspannung in der Tiefe z unter GOK |

Für die Darstellung der gemessenen Setzungsverläufe im Bereich der Spundwandmitte einer linear verlaufenden Spundwandtrasse wurden zur Berücksichtigung der unterschiedlichen Entfernungen der einzelnen Rammeelemente zum betrachteten Setzungsmesspunkt folgende Größen eingeführt (mit den Normierungsgrößen $v_0 = 1 \text{ m/s}$ und $R_0 = 10 \text{ m}$):

- normierte Schwinggeschwindigkeit in der Entfernung R :

$$v_w = \left(\frac{v_{10}}{v_0} \right)^m \cdot \left(\frac{\sqrt{R^2 + R_k^2}}{R_0} \right)^{-n} \quad (10)$$

- wirksame Anzahl Lastwechsel

$$N_w = N \cdot \left[\sqrt{\frac{10 \cdot R}{R_0}} \cdot \ln(N_B) + 1 \right] \quad (11)$$

Für ein Bodenelement im Abstand R und der Tiefe z ergab sich aus den Regressionsanalysen die Dehnung ($\sigma_0 = 1 \text{ Pa}$):

$$\varepsilon(R, z) = K \cdot N_{10}^{-0,5} \cdot \ln[N_w] \cdot v_w^2 \cdot \left(\frac{\sigma(z)}{\sigma_0} \right)^j \quad (12)$$

Die Setzung auf der GOK ergibt sich zu:

$$S(R) = \int_{T_1}^{T_2} \varepsilon(R, z) dz \quad (13)$$

Mit den Regressionsparametern $m = 0,4$, $n = 1,33$, $j = 0,3$, $R_k = 1,2 \text{ m}$ und $K = 5,3 \cdot 10^{-5}$ (für Sande mit Schlagzahlen der schweren Rammsonde im Bereich $N_{10} = 1$ bis $N_{10} = 5$) stellt das beschriebene Verfahren die bei den untersuchten Feldversuchen gemessenen Setzungen in der Mitte der Rammtrasse mit relativ geringen Abweichungen dar (Bild 17, Anlage 2).

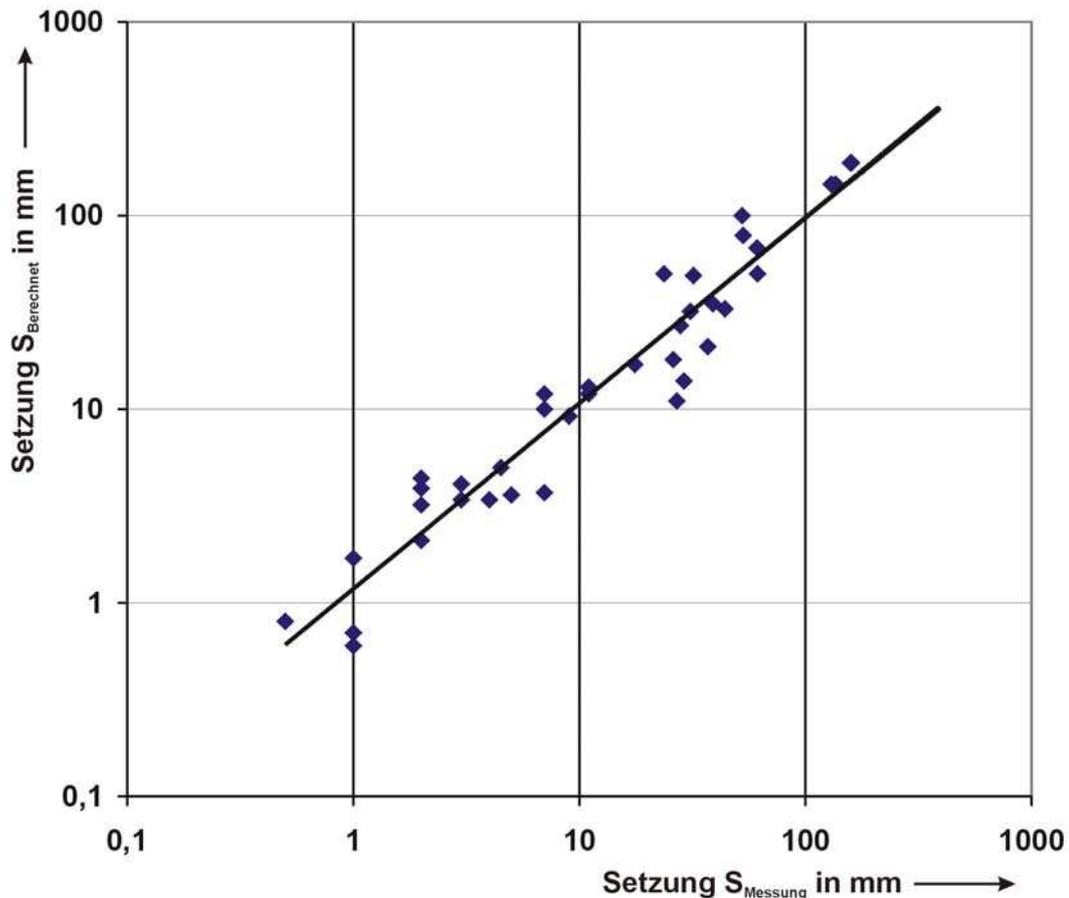


Bild 17: Vergleich der an 9 Standorten bei Vibrationsrammungen gemessenen Setzungen mit berechneten Setzungen

4.3 Numerische Untersuchungen

Die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen sind im Endbericht von Röhner (2006) ausführlich dokumentiert. Mit Hilfe der Parameterstudien zum elastischen Schwingungsverhalten eines Dammes im Frequenzbereich konnte gezeigt werden, dass Resonanzeffekte nur im niederfrequenten Bereich bis ca. 10 Hz eine wesentliche Rolle spielen. Bei höheren Frequenzen hat die Dammgeometrie einen größeren Einfluss. Als praktikable Lösung für ein Bemessungsmodell wird die Abbildung des Systems „Dynamische Erregung - Schwingungsantwort - Versagen des Dammmaterials“ im Zeitbereich angesehen. „Aufgrund der dazu erforderlichen recht umfangreichen Entwicklungs- und Programmierarbeiten (Eigengewicht des Dammes, Einzellast im Halbraum und die Verwendung eines nichtlinearen Stoffgesetzes in dynamischen Berechnungen) war es im Rahmen dieses Forschungsvorhaben nicht möglich, das gestellte Ziel der Ableitung eines praxistauglichen Bemessungsmodells zu verwirklichen“ (Röhner, 2006).

5 Anwendungsbeispiel für eine Setzungsprognose

Nach Fertigstellung eines flach gegründeten Tunnelbauwerkes für die Unterführung einer Eisenbahnstrecke unter einer Kanalbrücke sollte eine 441 m lange bauzeitliche Stahlspundwand zurückgebaut werden. Die 8 m bis 13 m langen Bohlen der Spundwand binden bis zu 6,9 m unter Bauwerkssohle in den Baugrund ein, der bis ca. 7 m unter der Sohle setzungsempfindliche Sande geringer bis mittlerer Festigkeit aufweist (Bild 18). Hinsichtlich der setzungsrelevanten Parameter waren zwei unterschiedliche Bereiche zu unterscheiden:

- Bereich 1: Breite des Fundamentes $b = 17,0$ m, Sohlspannung $\sigma_s = 100$ kPa, Abstand der Spundwand zum Fundament $R_F = 1,9$ m, Mächtigkeit der setzungsempfindlichen Schicht $D = 3,25$ m
- Bereich 2: Breite des Fundamentes $b = 15,2$ m, Sohlspannung $\sigma_s = 39$ kPa, Abstand der Spundwand zum Fundament $R_F = 2,85$ m, Mächtigkeit der setzungsempfindlichen Schicht $D = 7,00$ m

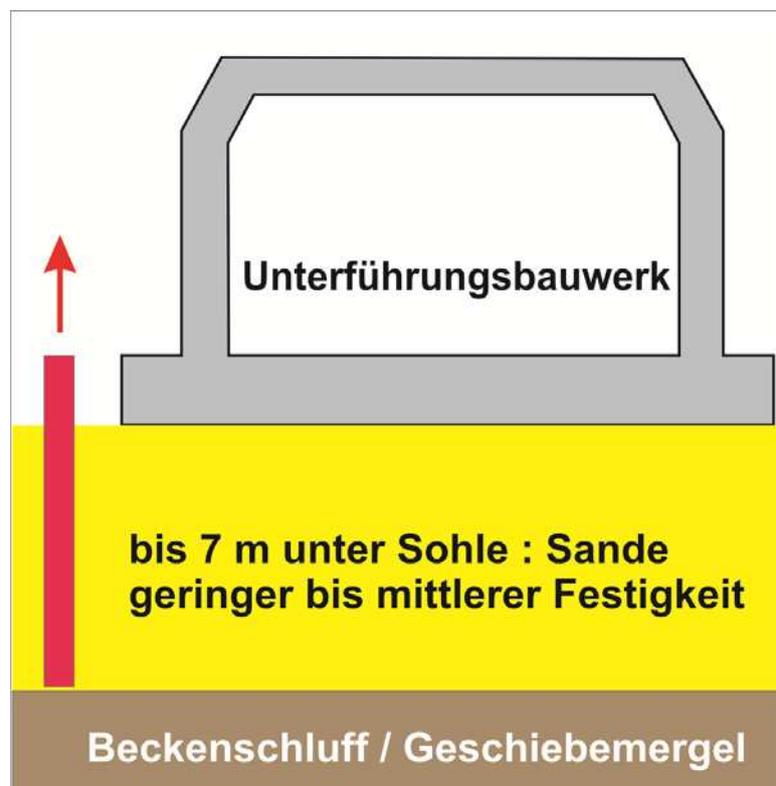


Bild 18: Schnitt des Unterführungsbauwerkes mit Spundwand und Baugrundsichtung

Zum Ziehen der Spundwand sollte ein etwa baugleicher Vibrationsbär wie beim Einbau der Spundwand genutzt werden. Grundlage für die Prognose der Bauwerks- und Bodenschwin-

gungen waren deshalb die Schwingungsmessungen auf dem unbelasteten Baugrund beim Einbringen der Spundwand. Die mittlere Schwinggeschwindigkeit in 10 m Entfernung betrug $v_{10} = 7,0$ mm/s. Die aus den Messungen abgeschätzten größtmöglichen Bauwerksschwingungen lagen mit $v \approx 10$ mm/s bei maximal 25 % des Anhaltswertes der DIN 4150-3 (1999), so dass Schäden aus direkter Schwingungseinwirkung auf das Bauwerk nicht zu erwarten waren. Unter der Sohle des Bauwerkes waren jedoch Bodenschwingungen mit Schwinggeschwindigkeiten bis maximal $v \approx 40$ mm/s möglich. Mit $c_s \approx 250$ m/s ergibt sich damit im Boden unter dem Fundament eine maximale dynamische Scherdehnung von $\gamma \approx 1,6 \cdot 10^{-4}$, die oberhalb der im Abschnitt 2.2 genannten Scherdehnungsgrenze $\gamma_{tv,U} = 5 \cdot 10^{-5}$ (Vucetic, 1994) liegt. Da die Bodenschwingungen mit dem Abstand zur Quelle stark abnehmen, konnte eine Verkippung des Tunnelbauwerkes und damit ein Schadenspotenzial hinsichtlich der Befahrbarkeit der Gleise im Tunnelbauwerk nicht ausgeschlossen werden. Auch nach den Empfehlungen im Anhang C der DIN 4150-3 (1999) wird der dort empfohlene Sicherheitsabstand im Bereich 2 für einen Teilbereich des Bauwerkes unterschritten.

Die Abschätzung der möglichen Setzungen des Baugrundes unter der Sohle beim Ziehen der Spundwand mit den oben angegebenen Gleichungen (10) bis (13) ist in der Anlage 3 für den Bereich 1 mit Hilfe der Programmiersprache *mathcad 11* der Fa. *mathsoft* dargestellt. Es ergibt sich eine maximale Setzung des Bodens unter der Sohle von $S \approx 16$ mm im Bereich 1 bzw. $S \approx 15$ mm im Bereich 2. Auf Grund der großen Steifigkeit des Bauwerkes und der mit zunehmender Entfernung stark abnehmenden Setzung des Bodens waren am Baukörper Setzungen unter $S = 16$ mm zu erwarten. Nach Aussagen der Betreiber können Verkippungen des Baukörpers bis $\Delta S = 20$ mm (Setzungsdifferenz der Außenkanten des Baukörpers) schadlos aufgenommen werden. Der Auftraggeber hat sich daraufhin zum Ziehen der Spundwand entschieden. Nach Abschluss der Arbeiten lag die größte gemessene, durch das Ziehen der Spundwand hervorgerufene Verkippung des Tunnelbauwerkes mit $\Delta S = 8$ mm sicher im schadlosen Bereich. Damit konnten 441 m Spundwand ohne schädliche Beeinträchtigung des Unterführungsbauwerkes wieder gewonnen werden.

6 Bedeutung für die WSV

Ein wichtiges Ergebnis in Hinblick auf die Bestimmung von Sicherheitsabständen und Beweissicherungsbereichen bei Rammarbeiten ist der experimentelle Nachweis, dass auch bei sehr geringer Lagerungsdichte des Bodens unterhalb der Scherdehnungsgrenze $\gamma_{tl} \approx 2 \cdot 10^{-5}$ keine signifikant messbare Bodensetzung auftritt. Da die Scherdehnung mit $\gamma = v_s / c_s$ proportional der Partikelschwinggeschwindigkeit v_s der Scherwellen ist (c_s – Scherwellengeschwindigkeit), lässt sich daraus eine Grenzschnwinggeschwindigkeit v_{tl} für die Abschätzung des Gefährdungsbereiches durch Bodenerschütterungen aus Baumaßnahmen ableiten. Für locker gelagerte Sande ohne Auflast beträgt $c_s \approx 130$ m/s im oberflächennahen Bereich.

Damit ergibt sich eine Grenzschwinggeschwindigkeit im Baugrund von $v_{ti} \approx 3$ mm/s bzw. $v_{ti} \approx 6$ mm/s auf der GOK. Mit zunehmender statischer Vertikalspannung (Auflast und/oder Bodentiefe) erhöht sich die Scherwellengeschwindigkeit, so dass auch eine zunehmend höhere Grenzschwinggeschwindigkeit angenommen werden kann. Bei Plastizitätszahlen des Bodens $P > 0$ (Vucetic, 1994) erhöht sich entsprechend der Bodenplastizitätszahl die Scherdehnungsgrenze $\gamma_{t,l}$ (s. Bild 2) und damit die Grenzschwinggeschwindigkeit des Bodens v_{ti} . Alle durchgeführten Messungen bei Rammarbeiten haben gezeigt, dass bei Unterschreitung der Bodenschwinggeschwindigkeit $v = 6$ mm/s auf der GOK die Setzungsbeträge der GOK unter $S = 1$ mm blieben. Bei Überschreitung der Grenzschwinggeschwindigkeit können die zu erwartenden Setzungen der GOK mit Hilfe des aus Felduntersuchungen abgeleiteten empirischen Prognosemodells mit relativ hoher Genauigkeit abgeleitet werden. Damit sind auch quantitative Aussagen über zu erwartende Setzungen von Flachgründungen möglich. Für das Verhalten von Pfahlgründungen bei indirekter Schwingungsanregung besteht weiterer Forschungsbedarf.

Literatur

- Achmus, M.; Kaiser, J.; F. Tom Wörden (2004): Bauwerkserschütterungen durch Tiefbauarbeiten, Grundlagen - Messergebnisse - Prognosen. Informationsreihe des Institutes für Bauforschung e.V. , Bericht 20, Hannover.
- Byrne, P.M.; McIntyre, J. (1994): Deformation in granular soils due to cyclic loading. Geotechnical Special Publication No. 40, Ed. Jeung / Félio: Settlement'94, Texas A&M University.
- Chai, J.C.; Miura, N. (2002): Traffic load induced permanent deformation of road on soft subsoil. J. Geotechnik and Geoenv. Engrg., ASCE, 128 (11), S. 907-916.
- DIN 4150-1 (2001): Erschütterungen im Bauwesen. Teil 1: Vorermittlung von Schwingungsgrößen, Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- DIN 4150-3 (1999): Erschütterungen im Bauwesen, Teil 3: Einwirkungen auf bauliche Anlagen, Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugrunddynamik“. Herausgeber Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., Manuskriptentwurf zum Kapitel E4 „Bleibende Verformungen und Standsicherheit“, 2011 (noch unveröffentlicht).
- Fleischer, P.; Palloks, W. (1999): Verformungen einer Dammböschung beim Ziehen von Spundbohlen mit dem Vibrationsbär. BAW-Kolloquium „Setzungen durch Bodenschwingungen“, 29.9.1999 Berlin, S. 64-74.
- Gruber, N.; Koreck, H.-W.; Schwarz, P. (1985): Beiträge zum Tragverhalten axial zyklisch belasteter Pfähle. Schriftenreihe des Lehrstuhles und Prüfamtes für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München, Heft 5, München.
- Haupt, W. (1995): Sackungen im Boden durch Erschütterungseinwirkung. Vorträge zum Ohde-Kolloquium „Praktische Probleme der Baugrunddynamik“ am 14.09.1995 in Berlin. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau Nr. 72, S. 56-59.
- Heller, H.-J. (1995): Setzungen von Kranbahnstützen infolge von Lastwechseln bei sandigem Untergrund. Bautechnik 72, Heft 1, 1995, S. 11-19.

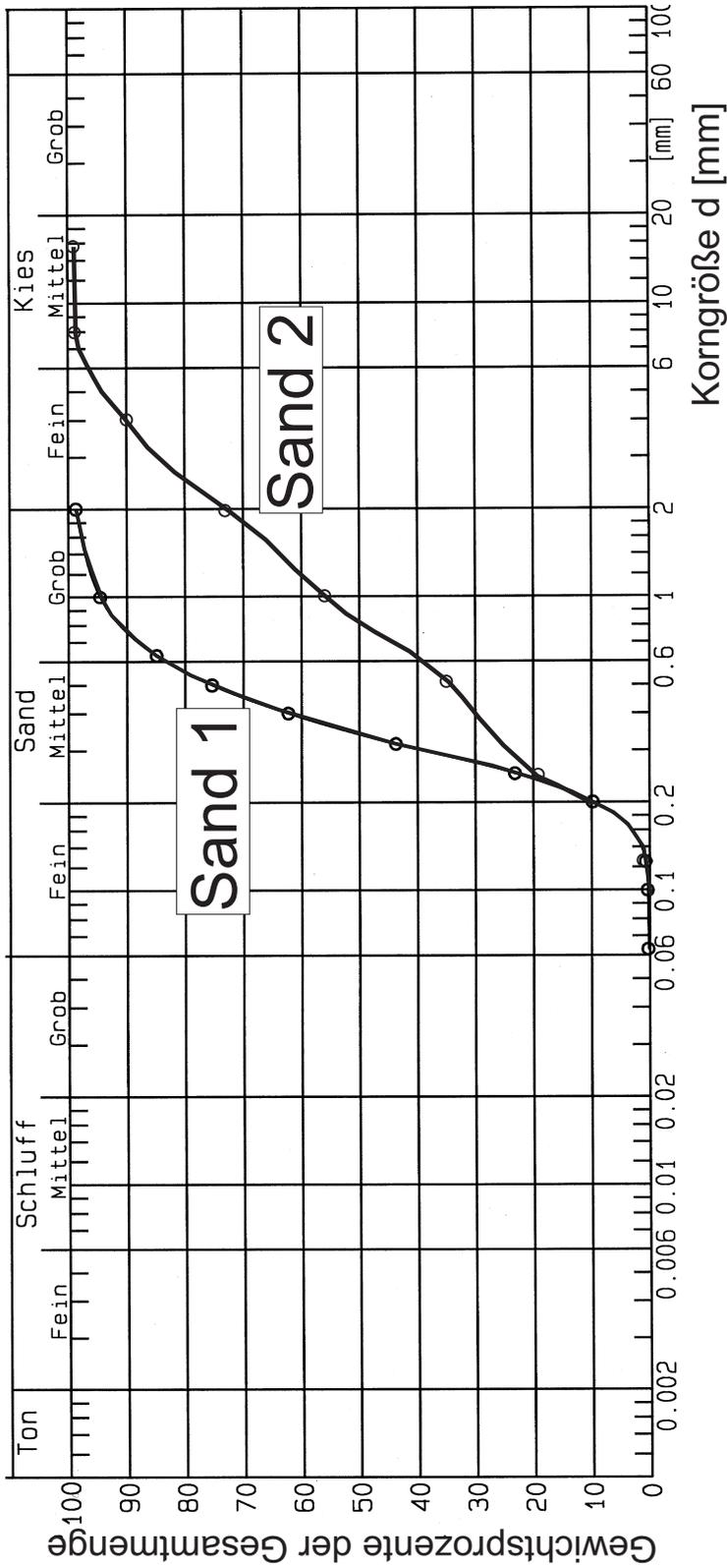
- Herold, A.; Tamáskovics, N. (2004): Bestimmung von dynamischen Spannungen in Kunststoffbewehrte-Erde-Konstruktionen unter Zuhilfenahme von Kegelmodellen. Bautechnik 81, Heft 4, S.725-733.
- Hettler, A. (2010): Herstellungsbedingte Verformungen bei tiefen Baugruben. Vorträge der 31. Baugrundtagung in München, Tagungsband, S. 35-41.
- Hettler, A. (1981): Verschiebungen starrer und elastischer Gründungskörper in Sand bei monotoner und zyklischer Belastung. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 90.
- Holzlöhner, U. (1977): Setzung von Fundamenten infolge dynamischer Last, angewendet auf die Fundamente einer geplanten Schnellbahn. BAM-Berichte Nr. 48.
- Ishihara, K. (1996): Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics. Clarendon Press Oxford.
- Kempfert, H.G.; Thomas, S. (2010): Pfahltragverhalten infolge zyklisch axialer Belastung – Versuchsergebnisse und Modellbildung. Tagungsband 31. Baugrundtagung, München.
- Laue, J. (1996): Zur Setzung von Flachfundamenten auf Sand unter wiederholten Lastereignissen. Schriftenreihe des Institutes für Grundbau, Ruhr-Universität Bochum, Heft 25.
- Mahutka, K.-P. (2007): Zur Verdichtung von rolligen Böden infolge dynamischer Pfahleinbringung und durch Oberflächenrüttler. Dissertation, Veröffentlichungen des Institutes für Geotechnik und Baubetrieb der technischen Universität Hamburg-Harburg. Heft 15.
- Malkus, J. (2000): Untersuchungen des Bodenverhaltens im Kontaktbereich zyklisch axial belasteter zylindrischer Gründungselemente. In: Boden unter fast zyklischer Belastung - Erfahrungen und Forschungsergebnisse, Schriftenreihe des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der Ruhr-Universität Bochum, Heft 32, Bochum.
- Massarsch, K.R. (2000): Settlements and damage caused by construction-induced vibrations. Proceedings, Intern. Workshop Wave 2000, Bochum, Dezember 2000, S. 299-315.
- Niemunis, A. (2000): Akkumulation der Verformung infolge zyklischer Belastung - numerische Strategien. In: Boden unter fast zyklischer Belastung - Erfahrungen und Forschungsergebnisse, Veröffentlichungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, Ruhr-Universität Bochum, Heft Nr. 32, S. 1-20.

- Niemunis, A.; Herle, I. (1997): Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, S. 279-299.
- Palloks, W.; Zierach, R. (1995): Zum Problem der Prognose von Schwingungen und Setzungen durch Pfahlrammungen mit Vibrationsbären. Vorträge zum OHDE-Kolloquium „Praktische Probleme der Baugruddynamik“ am 14.09.1995 in Berlin, *Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau* (1995) Nr. 72, S.48-55.
- Palloks, W. (1999): Erschütterungen, Setzungen und Verkippungen eines pfahlgegründeten Gebäudes durch Schrägpfahlrammungen bis in den Gründungsbereich. BAW-Kolloquium „Setzungen durch Bodenschwingungen“, 29.09.1999, Berlin, S. 85-93.
- Richter, T.; Kirch, F.; Mittag, J. (2010): Bemessungskonzepte für axial-zyklisch belastete Pfähle – Ein Überblick und neue Ansätze. *Tagungsband 31. Baugrundtagung, München*.
- Röhner, J. (2006): Einfluss der Schwingungsanregung durch Baumaßnahmen auf die Standsicherheit von Wasserstraßenseitendämmen. Endbericht zum Forschungsvorhaben BAW-TU Berlin, Berlin 30.11.2006 (unveröffentlicht).
- Schuppener, B. (1995): Eine Proberammung vor einer Stützwand mit unzureichender Standsicherheit. *Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau* Nr. 72, Karlsruhe, September 1995.
- Tölke, F. (1988): Spannungs- und Verschiebungszustände im Halbraum nach der linearen Elastizitätstheorie. In: *Grundbautaschenbuch*, Teil 1, 3. Auflage, S. 176, Berlin.
- Triantafyllidis, Th. (2000): Ein einfaches Modell zur Abschätzung von Setzungen bei der Herstellung von Rüttelinjektionspfählen. In: *Boden unter fast zyklischer Belastung: Erfahrungen und Forschungsergebnisse*, Schriftenreihe des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der Ruhr-Universität Bochum, Heft 32, S. 39-57, Bochum.
- Vucetic, M.; Dobry, R. (1991): Effect of soil plasticity on cyclic response. *J. Geotech. Engrg., ASCE*, 117 (1), S. 89-107.
- Vucetic, M. (1994): Cyclic threshold shear strains in soils. *J. Geotech. Engrg., ASCE*, 120 (12), S. 2208-2228.

- Wichtmann, T. (2005 a): Explicit accumulation model for non-cohesive soils under cyclic loading. Dissertation, Schriftenreihe des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der Ruhr-Universität Bochum, Heft 38.
- Wichtmann, T. (2005 b): Setzungsakkumulation in nichtbindigen Böden unter hochzyklischer Belastung. Bautechnik 82, Heft 1, S. 18-27.
- Wienbroer, H. (2001): Umlagerung von Sand durch Wechselbeanspruchung. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik am Karlsruher Institut für Technologie, Heft 174.
- Yifeng, Hu.; Haupt, W.; Müllner, B. (2004): ResCol-Versuche zur Prüfung der dynamischen Langzeitstabilität von TA/TM-Böden unter Eisenbahnverkehr. Bautechnik 81, Heft 4, S.295-306.
- Zerrenthin, U., Jung, D. (2000): Zum Problem der Setzung wechselbelasteter nichtbindiger Böden. In: Beiträge zum Workshop: Boden unter fast zyklischer Belastung, Schriftenreihe des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der Ruhr-Universität Bochum, Heft 32, S. 183-200.
- Zerrenthin, U. (2012): Erschütterungen und Setzungen bei Rammarbeiten. In: Johann-Ohde-Kolloquium, BAW Mitteilungen Nr. 95, Karlsruhe Juli 2012, S.49-57.

Laborparameter der in Element- und Modellversuchen untersuchten Sande

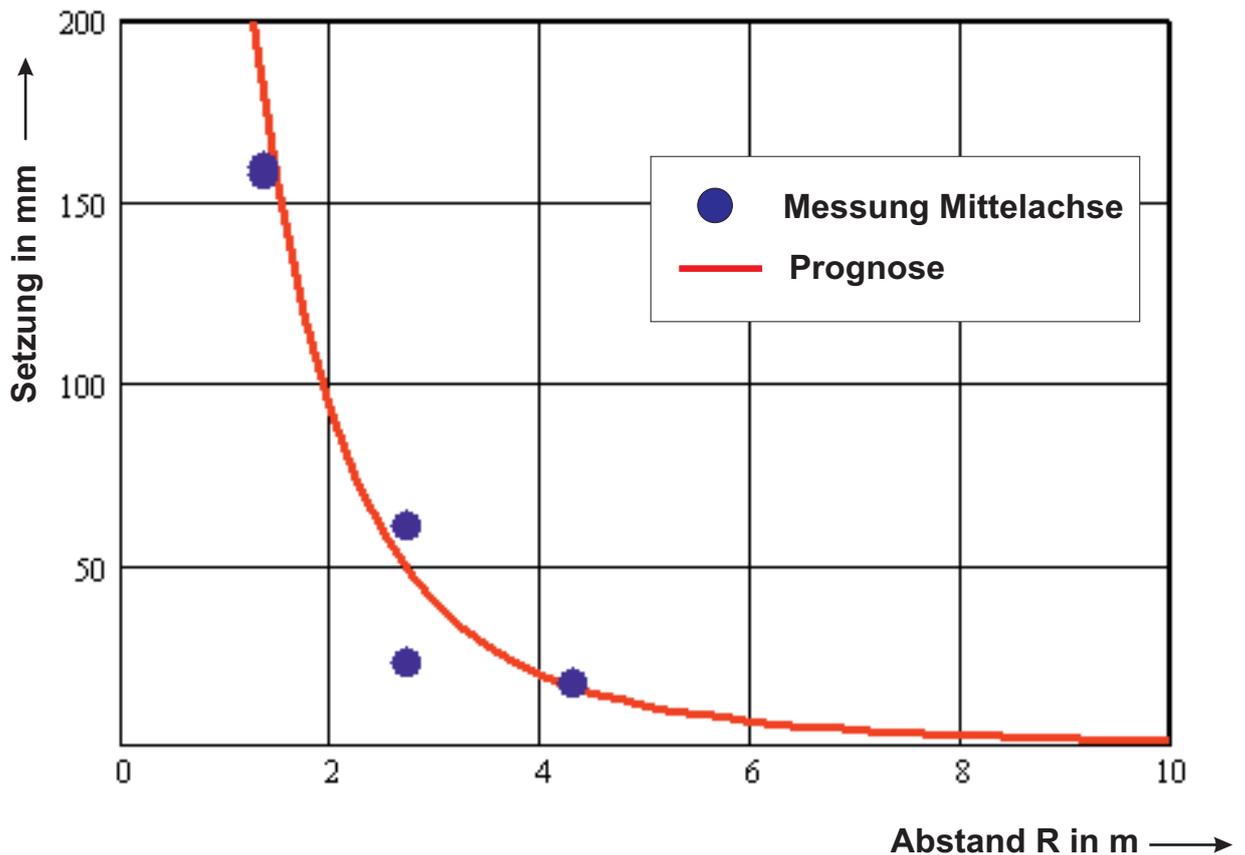
BAW-Nr.: A39520570001
 Datum: November 2012



| Boden | e_{min} | e_{max} | U | Korndichte |
|--------|-----------|-----------|-----|------------------------|
| Sand 1 | 0,488 | 0,766 | 1,9 | 2653 kg/m ³ |
| Sand 2 | 0,405 | 0,705 | 6,0 | 2668 kg/m ³ |

Einbringen von Doppelbohlen am Standort 1 (chb)

| | |
|---|--|
| maximale Einbindetiefe der Bohlen: | $L = 11 \text{ m}$ |
| Anzahl der Bohlen: | $N_b = 5$ |
| statisches Moment des Rüttlers: | $M = 24 \text{ kgm}$ |
| Frequenz des Rüttlers: | $f = 28 \text{ Hz}$ |
| mittlere Rütteldauer je Bohle: | $t_i = 120 \text{ s}$ |
| mittlere Schwinggeschwindigkeit: | $v_{10} = 12,9 \text{ mm/s}$ |
| mittlere Schlagzahl der schweren Rammsonde: | $N_{10} = 4$ |
| Grenzen der setzungsfähigen Bodenschicht:: | $T_1 = 0 \text{ m}; T_2 = 9,0 \text{ m}$ |

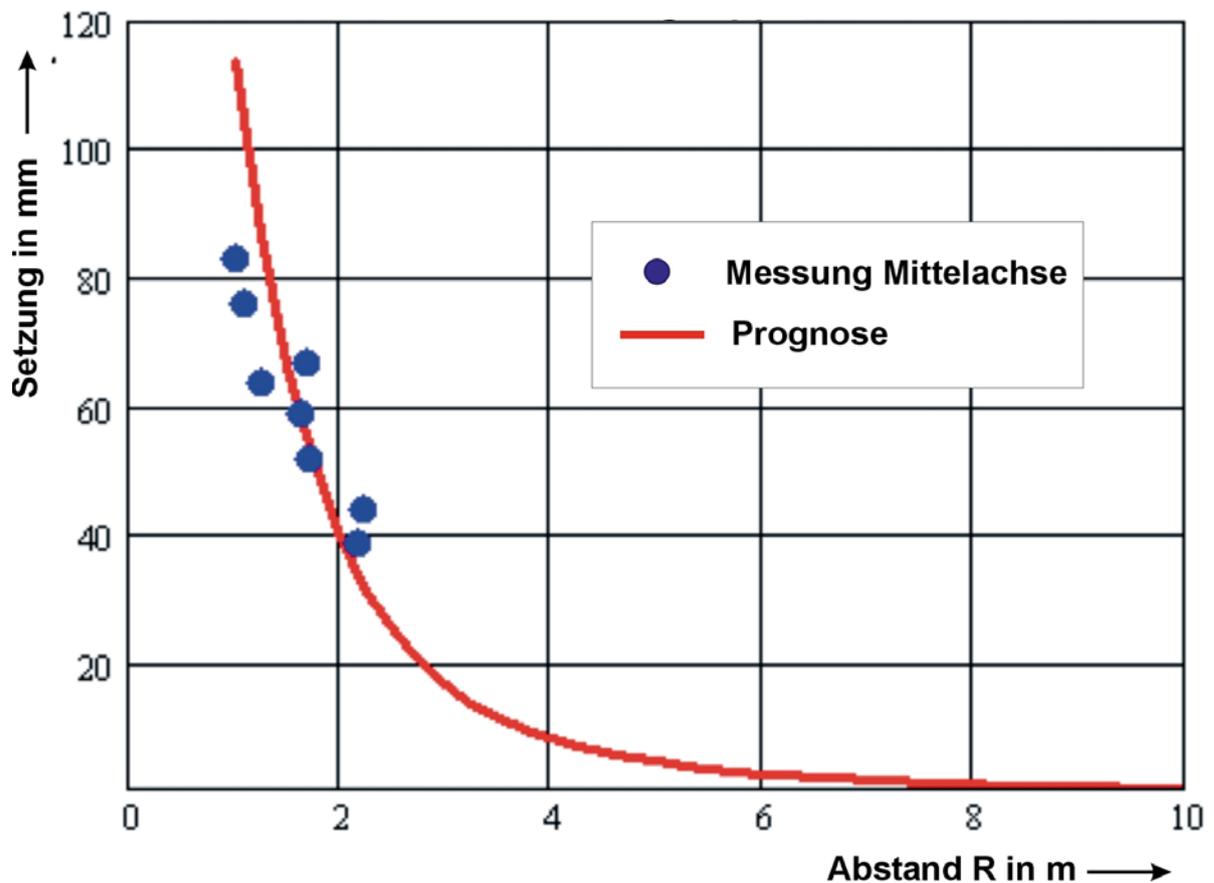


Setzungsmessungen bei Proberammungen und Setzungsberechnung nach Gleichungen (10) - (13)

BAW-Nr.: A39520570001
Datum: November 2012

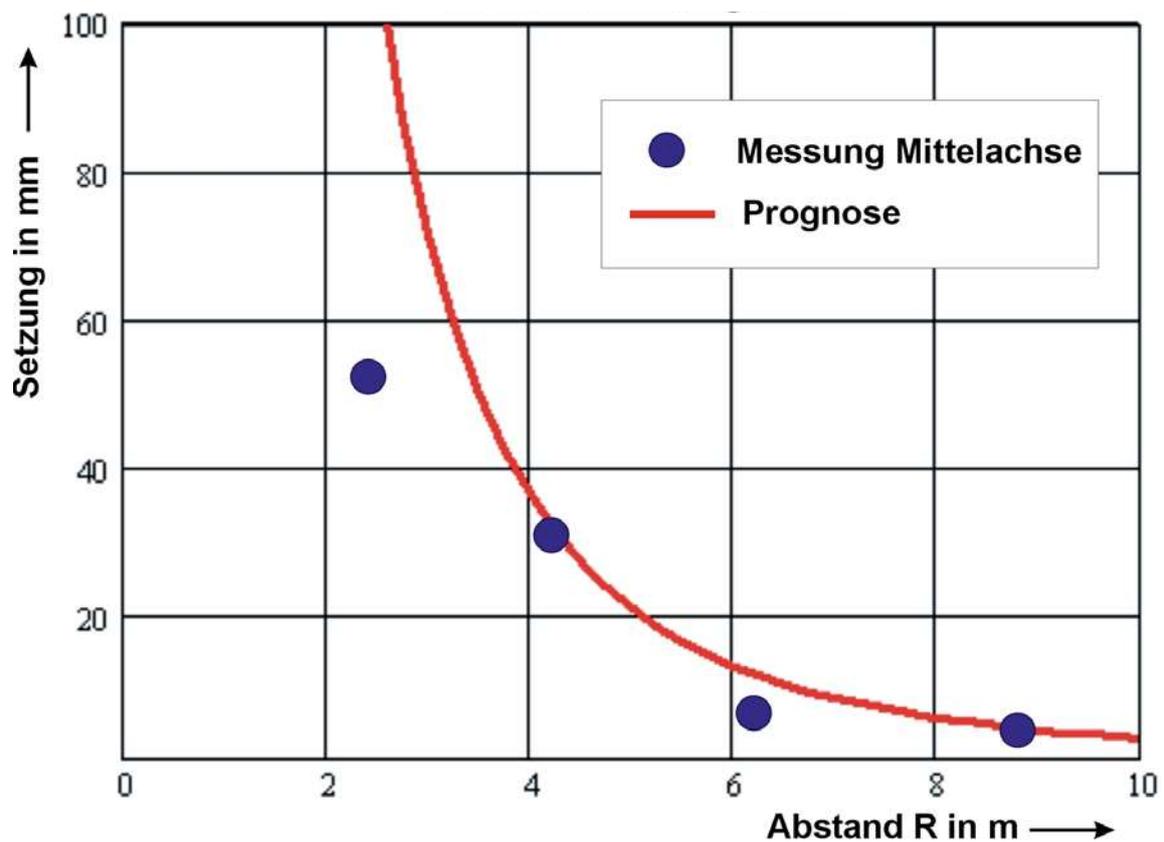
Einbringen von Doppelbohlen am Standort 2 (lip)

| | |
|---|--|
| maximale Einbindetiefe der Bohlen: | $L = 7 \text{ m}$ |
| Anzahl der Bohlen: | $N_B = 3$ |
| statisches Moment des Rüttlers: | $M = 32 \text{ kgm}$ |
| Frequenz des Rüttlers: | $f = 35 \text{ Hz}$ |
| mittlere Rütteldauer je Bohle: | $t_r = 380 \text{ s}$ |
| mittlere Schwinggeschwindigkeit: | $v_{10} = 12,1 \text{ mm/s}$ |
| mittlere Schlagzahl der schweren Rammsonde: | $N_{10} = 4$ |
| Grenzen der setzungsfähigen Bodenschicht:: | $T_1 = 0,5 \text{ m}; T_2 = 5,0 \text{ m}$ |



Einbringen von Doppelbohlen am Standort 3 (olf)

| | |
|---|---|
| maximale Einbindetiefe der Bohlen: | $L = 14 \text{ m}$ |
| Anzahl der Bohlen: | $N_B = 6$ |
| statisches Moment des Rüttlers: | $M = 34 \text{ kgm}$ |
| Frequenz des Rüttlers: | $f = 35 \text{ Hz}$ |
| mittlere Rütteldauer je Bohle: | $t_r = 270 \text{ s}$ |
| mittlere Schwinggeschwindigkeit: | $v_{10} = 14,9 \text{ mm/s}$ |
| mittlere Schlagzahl der schweren Rammsonde: | $N_{10} = 2,5$ |
| Grenzen der setzungsfähigen Bodenschicht:: | $T_1 = 0 \text{ m}; T_2 = 10 \text{ m}$ |

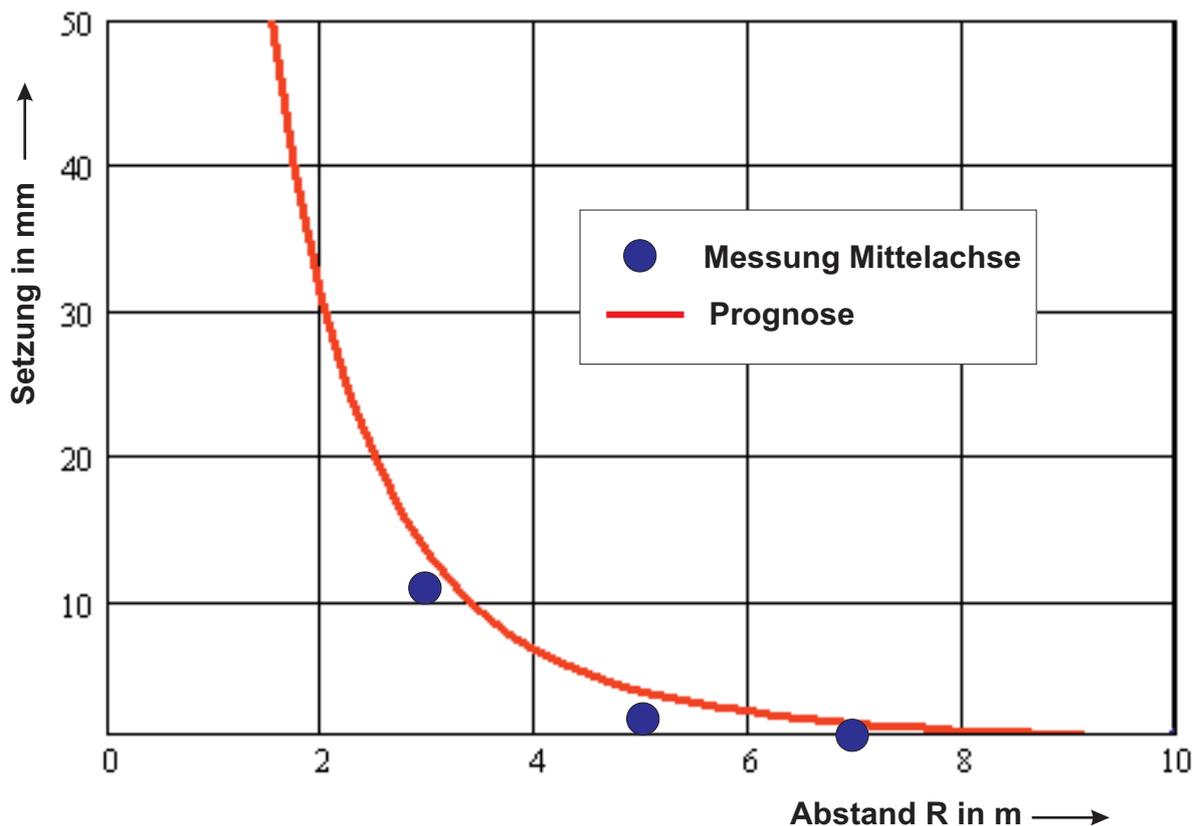


Setzungsmessungen bei Proberammungen und Setzungsberechnung nach Gleichungen (10) - (13)

BAW-Nr.: A39520570001
Datum: November 2012

Einbringen von Doppelbohlen am Standort 4 (edd)

| | |
|---|--|
| maximale Einbindetiefe der Bohlen: | $L = 11 \text{ m}$ |
| Anzahl der Bohlen: | $N_B = 6$ |
| statisches Moment des Rüttlers: | $M = 32 \text{ kgm}$ |
| Frequenz des Rüttlers: | $f = 38 \text{ Hz}$ |
| mittlere Rütteldauer je Bohle: | $t_i = 260 \text{ s}$ |
| mittlere Schwinggeschwindigkeit: | $v_{10} = 11,0 \text{ mm/s}$ |
| mittlere Schlagzahl der schweren Rammsonde: | $N_{10} = 2$ |
| Grenzen der setzungsfähigen Bodenschicht:: | $T_1 = 0 \text{ m}; T_2 = 3 \text{ m}$ |

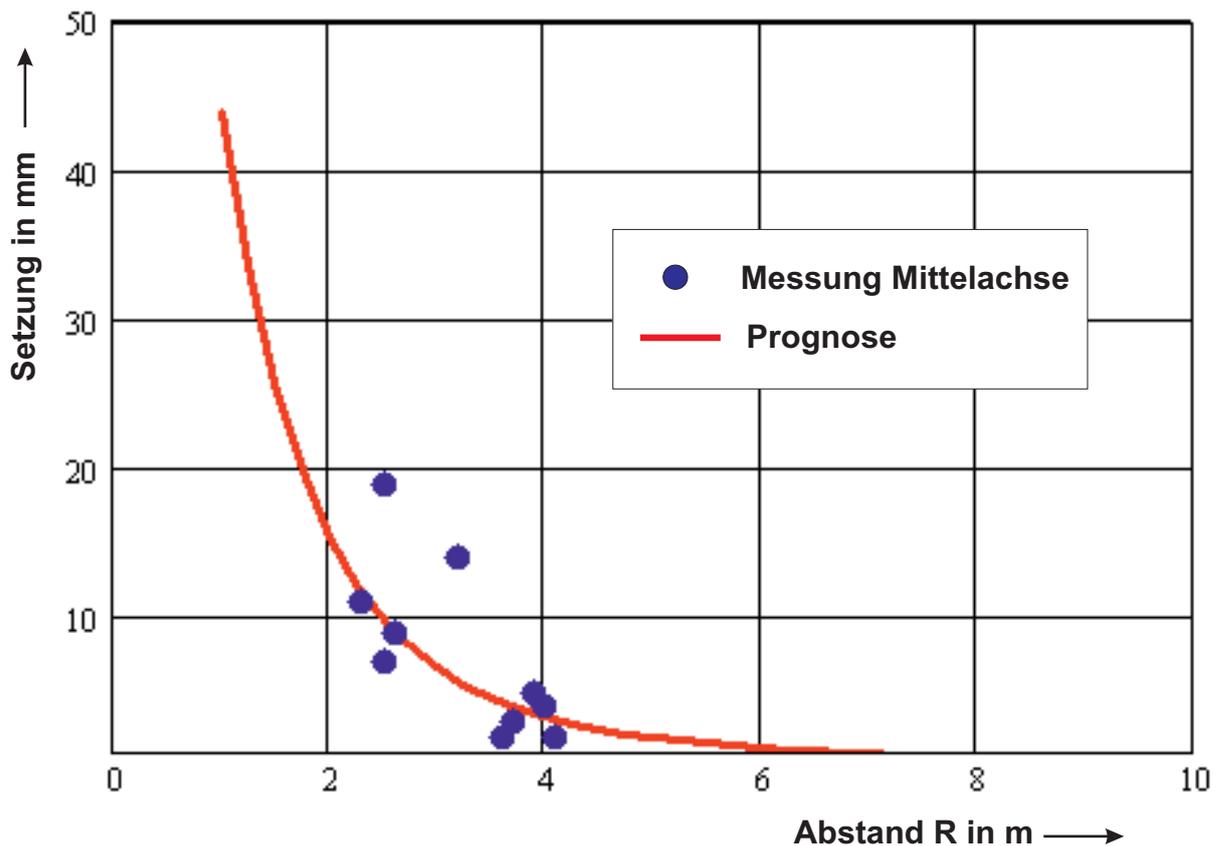


**Setzungsmessungen bei Proberammungen und
Setzungsberechnung nach Gleichungen (10) - (13)**

BAW-Nr.: A39520570001
Datum: November 2012

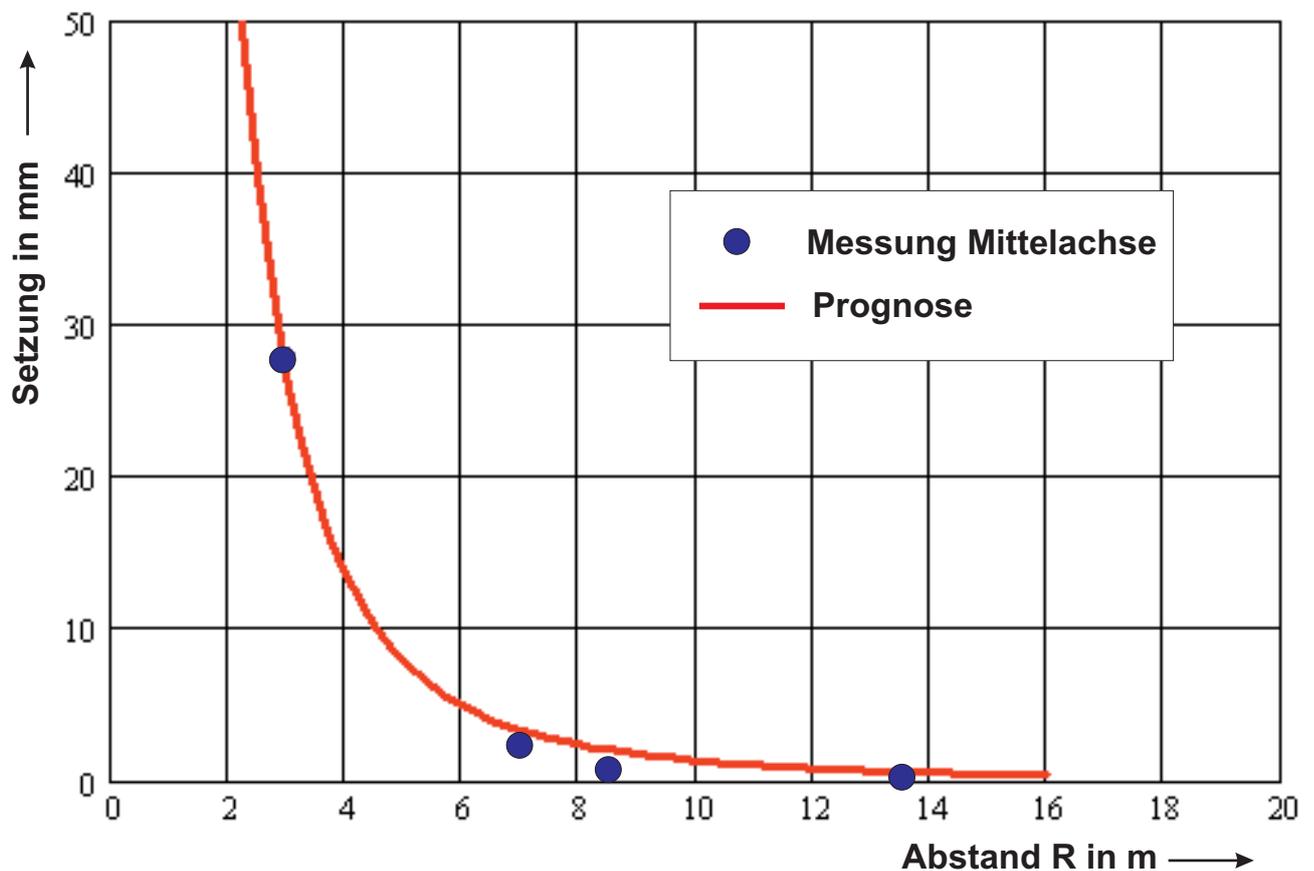
Einbringen von Doppelbohlen am Standort 5 (osk)

| | |
|---|--|
| maximale Einbindetiefe der Bohlen: | $L = 5 \text{ m}$ |
| Anzahl der Bohlen: | $N_B = 20$ |
| statisches Moment des Rüttlers: | $M = 16 \text{ kgm}$ |
| Frequenz des Rüttlers: | $f = 36 \text{ Hz}$ |
| mittlere Rütteldauer je Bohle: | $t_r = 95 \text{ s}$ |
| mittlere Schwinggeschwindigkeit: | $v_{10} = 3,4 \text{ mm/s}$ |
| mittlere Schlagzahl der schweren Rammsonde: | $N_{10} = 4$ |
| Grenzen der setzungsfähigen Bodenschicht:: | $T_1 = 0 \text{ m}; T_2 = 5 \text{ m}$ |



Einbringen von Doppelbohlen am Standort 6 (iff)

| | |
|---|--|
| maximale Einbindetiefe der Bohlen: | $L = 14 \text{ m}$ |
| Anzahl der Bohlen: | $N_B = 4$ |
| statisches Moment des Rüttlers: | $M = 48 \text{ kgm}$ |
| Frequenz des Rüttlers: | $f = 333 \text{ Hz}$ |
| mittlere Rütteldauer je Bohle: | $t_r = 325 \text{ s}$ |
| mittlere Schwinggeschwindigkeit: | $v_{10} = 19,8 \text{ mm/s}$ |
| mittlere Schlagzahl der schweren Rammsonde: | $N_{10} = 4,5$ |
| Grenzen der setzungsfähigen Bodenschicht:: | $T_1 = 0 \text{ m}; T_2 = 5 \text{ m}$ |

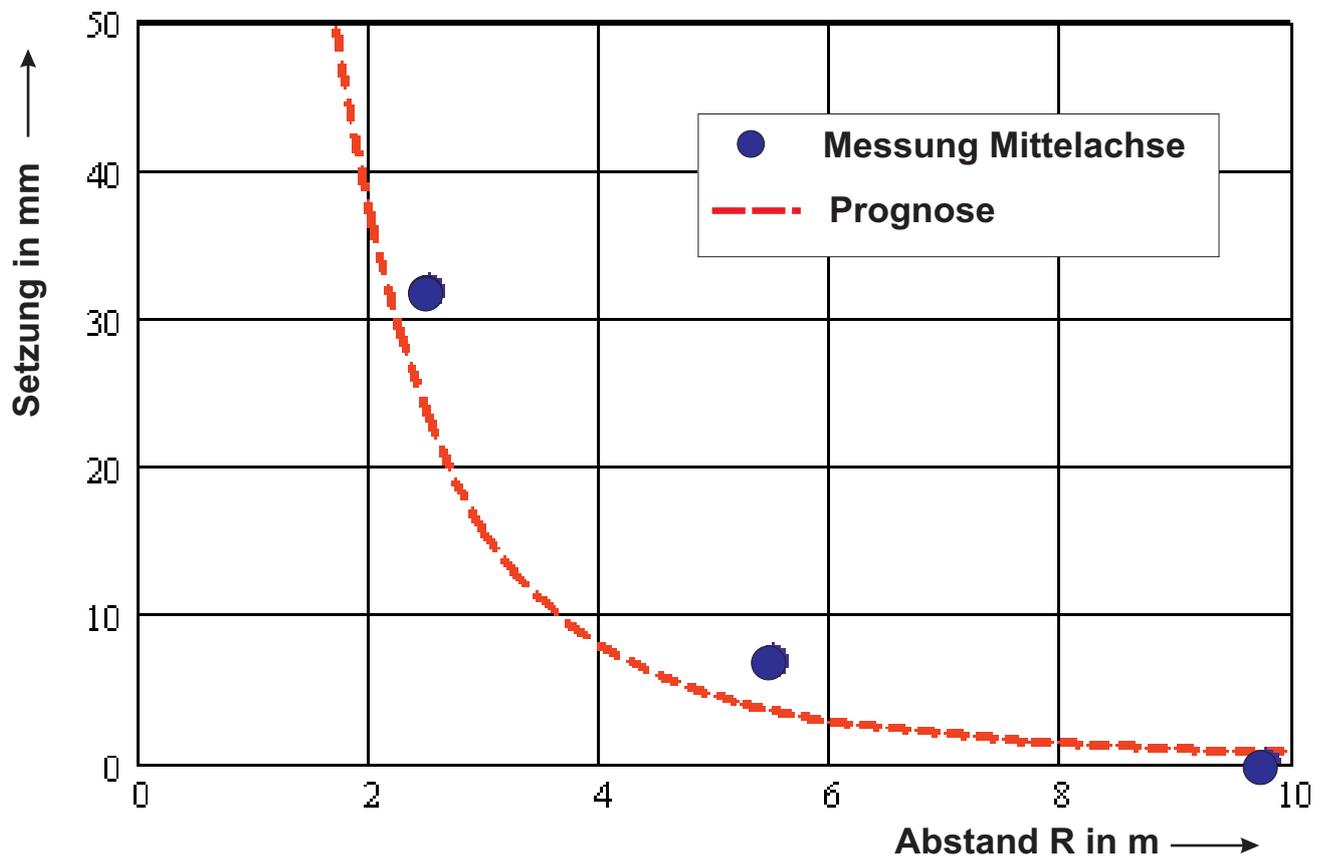


Setzungsmessungen bei Proberammungen und Setzungsberechnung nach Gleichungen (10) - (13)

BAW-Nr.: A39520570001
Datum: November 2012

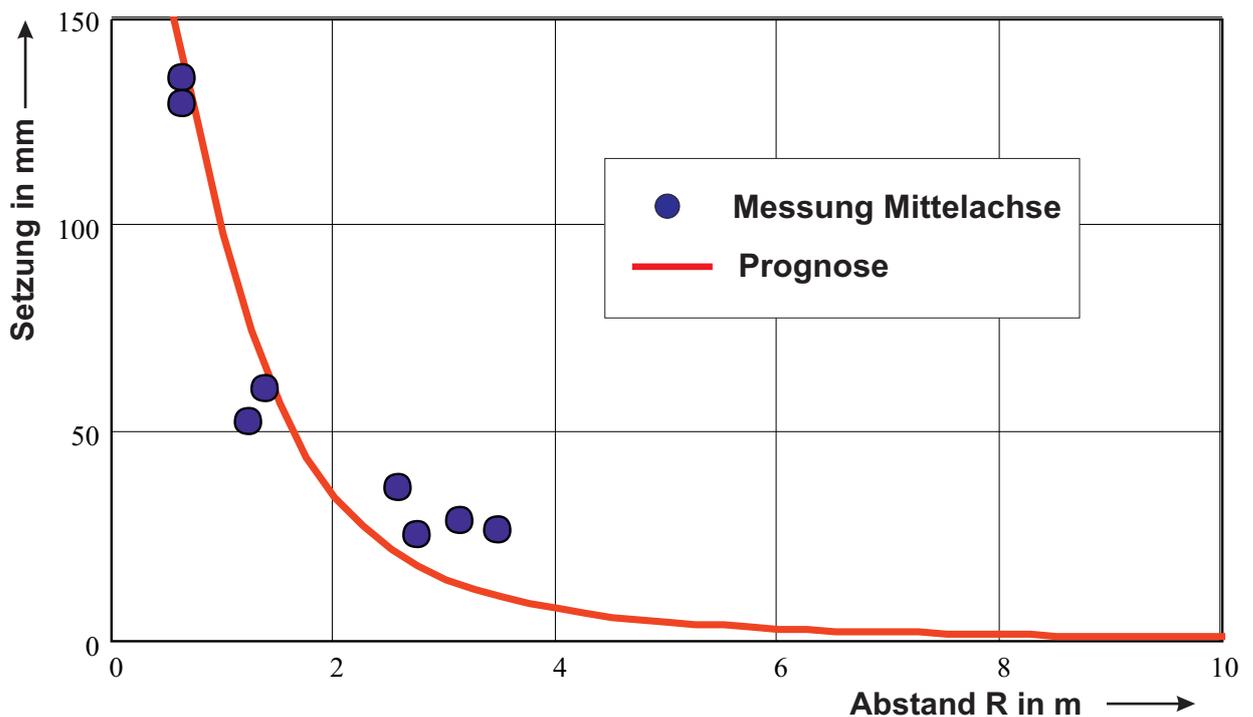
Einbringen von Doppelbohlen am Standort 7 (gam)

| | |
|---|--|
| maximale Einbindetiefe der Bohlen: | $L = 17 \text{ m}$ |
| Anzahl der Bohlen: | $N_B = 16$ |
| statisches Moment des Rüttlers: | $M = 48 \text{ kgm}$ |
| Frequenz des Rüttlers: | $f = 33 \text{ Hz}$ |
| mittlere Rütteldauer je Bohle: | $t_i = 580 \text{ s}$ |
| mittlere Schwinggeschwindigkeit: | $v_{10} = 22 \text{ mm/s}$ |
| mittlere Schlagzahl der schweren Rammsonde: | $N_{10} = 4,5$ |
| Grenzen der setzungsfähigen Bodenschicht:: | $T_1 = 0 \text{ m}; T_2 = 3,1 \text{ m}$ |



Einbringen von Einzelbohlen am Standort 8 (how)

| | |
|---|--|
| maximale Einbindetiefe der Bohlen: | $L = 8 \text{ m}$ |
| Anzahl der Bohlen: | $N_B = 40$ |
| statisches Moment des Rüttlers: | $M = 16 \text{ kgm}$ |
| Frequenz des Rüttlers: | $f = 27 \text{ Hz}$ |
| mittlere Rütteldauer je Bohle: | $t_i = 100 \text{ s}$ |
| mittlere Schwinggeschwindigkeit: | $v_{10} = 5,0 \text{ mm/s}$ |
| mittlere Schlagzahl der schweren Rammsonde: | $N_{10} = 5$ |
| Grenzen der setzungsfähigen Bodenschicht:: | $T_1 = 0 \text{ m}; T_2 = 8 \text{ m}$ |



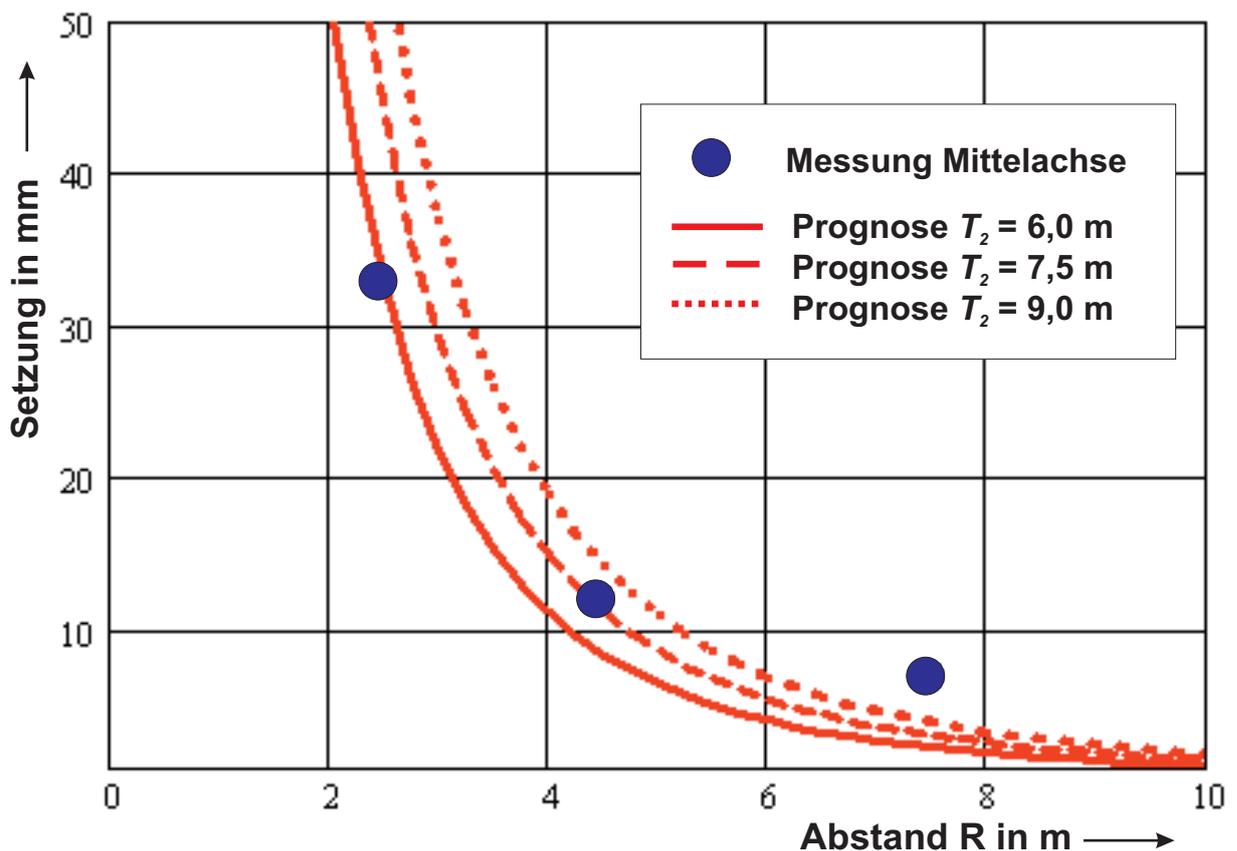
Setzungsmessungen bei Proberammungen und Setzungsberechnung nach Gleichungen (10) - (13)

BAW-Nr.: A39520570001
Datum: November 2012

Ziehen von Doppelbohlen am Standort 9 (rag)

| | |
|---|--|
| maximale Einbindetiefe der Bohlen: | $L = 7 \text{ m}$ |
| Anzahl der Bohlen: | $N_B = 8$ |
| statisches Moment des Rüttlers: | $M = 32 \text{ kgm}$ |
| Frequenz des Rüttlers: | $f = 38 \text{ Hz}$ |
| mittlere Rütteldauer je Bohle: | $t_r = 60 \text{ s}$ |
| mittlere Schwinggeschwindigkeit: | $v_{10} = 8,0 \text{ mm/s}$ |
| mittlere Schlagzahl der schweren Rammsonde: | $N_{10} = 2$ |
| Grenzen der setzungsfähigen Bodenschicht:: | $T_1 = 0 \text{ m}; T_2 = 6 - 9 \text{ m}^1$ |

1) - Spundwand am Böschungsfuß, Messpunkte im Böschungsbereich





Ilmenau - BD

Setzungsabschätzung - Beispielrechnung
(Programmiersprache *mathcat* der Fa *mathsoft*)

BAW-Nr.: A39520570001
Datum: November 2012

Eingangsgrößen:

| | |
|--|------------------------------|
| Länge Fundament [m]: | a := 400 |
| Breite Fundament [m]: | b := 17 |
| Sohlspannung [Pa]: | $\sigma_s := 100000$ |
| Bodendichte [kg/m ³]: | $\rho_B := 1700$ |
| Schlagzahl Schwere Rammsonde [-]: | $N_{10} := 5$ |
| Frequenz [Hz]: | f := 35 |
| Mittlere Vibrierdauer [s]: | $t_B := 10$ |
| Anzahl Bohlen [-]: | $N_B := 400$ |
| Mittlere Schwinggeschwindigkeit [m/s]: | $v_{10} := 0.007$ |
| Abstand Spundwand - Fundament [m]: | $R_F := 1.9$ |
| Schichtgrenzen [m]: | $T_1 := 0 \quad T_2 := 3.25$ |

Empirische Konstanten:

n := 1.335
 $R_k := 1.2$ [m]
j := 0.30
K := 0.000053

Normierungsgrößen:

$v_0 := 1$ [m/s]
 $R_0 := 10$ [m]



Berechnung der vertikalen Spannung im Boden unter dem Fundament nach Tölke (1988):

$$x_i := \left(\frac{-a}{2} \quad \frac{-a}{2} \quad \frac{a}{2} \quad \frac{a}{2} \right) \quad y_i := \left(\frac{-b}{2} \quad \frac{b}{2} \quad \frac{b}{2} \quad \frac{-b}{2} \right) \quad z := \frac{-b}{2}, \frac{-b}{2} + \frac{b}{40} \cdot \frac{b}{2}$$

$$R_1(x, y, z) := \sqrt{\left[x + x_{i(0,0)} \right]^2 + \left(y + y_{i(0,0)} \right)^2 + z^2} \quad R_3(x, y, z) := \sqrt{\left(x + x_{i(0,2)} \right)^2 + \left(y + y_{i(0,2)} \right)^2 + z^2}$$

$$R_2(x, y, z) := \sqrt{\left(x + x_{i(0,1)} \right)^2 + \left(y + y_{i(0,1)} \right)^2 + z^2} \quad R_4(x, y, z) := \sqrt{\left(x + x_{i(0,3)} \right)^2 + \left(y + y_{i(0,3)} \right)^2 + z^2}$$

$$R_i(x, y, z) := \left(R_1(x, y, z) \quad R_2(x, y, z) \quad R_3(x, y, z) \quad R_4(x, y, z) \right)$$

$$\sigma_F(x, y, z) := \frac{-\sigma_s}{2 \cdot \pi} \cdot \sum_{i=0}^3 \left[(-1)^{i+1} \cdot \left[\frac{1}{\left(x + x_{i(0,i)} \right)^2 + z^2} + \frac{1}{\left(y + y_{i(0,i)} \right)^2 + z^2} \right] \cdot \frac{\left(x + x_{i(0,i)} \right) \cdot \left(y + y_{i(0,i)} \right) \cdot z}{R_i(x, y, z)_{0,i}} + \operatorname{atan} \left[\frac{\left(x + x_{i(0,i)} \right) \cdot \left(y + y_{i(0,i)} \right)}{z \cdot R_i(x, y, z)_{0,i}} \right] \right]$$

Vertikale Eigenspannung des Bodens: $\sigma_B(z) := \rho_B \cdot 9.81 \cdot z$

Statische Gesamtspannung: $\sigma_Z(R, z) := \sigma_F \left(0, R - \frac{b}{2} - R_F, z \right) + \sigma_B(z)$



Setzungsabschätzung - Beispielrechnung
(Programmiersprache *mathcat* der Fa *mathsoft*)

Setzungsberechnung:

Tiefenbereich:

$$z := T_1, T_1 + 0.1.. T_2$$

Abstandsbereich:

$$R := 0.1, 0.2.. R_F + b$$

Wirksame Anzahl der Lastwechsel:

$$N_w(R) := f \cdot t_B \cdot \left(\frac{\sqrt{10R}}{R_o} \cdot \ln(N_B) + 1 \right)$$

Normierte Schwinggeschwindigkeit

$$v_w(R) := \left(\frac{v_{10}}{v_o} \right)^{0.4} \cdot \left(\frac{\sqrt{R^2 + R_k^2}}{R_o} \right)^{-n}$$

Dehnung:

$$\varepsilon(R, z) := K \cdot N_{10}^{-0.5} \cdot \ln(N_w(R)) \cdot v_w(R)^2 \cdot \sigma_z(R, z)^j$$

Setzung:

$$s(R) := \int_{T_1}^{T_2} \varepsilon(R, z) dz$$

$$s(R_F) = 0,016 \text{ m}$$

