

**Der Einfluss der
Gestängelänge auf
die Ergebnisse von
Rammsondierungen**

T 3142

T 3142

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die Originalmanuskripte wurden reprotechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprotechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

© by Fraunhofer IRB Verlag

2007

ISBN 978-3-8167-7401-3

Vervielfältigung, auch auszugsweise,
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

Fraunhofer IRB Verlag

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69

70504 Stuttgart

Nobelstraße 12

70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00

Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

E-Mail irb@irb.fraunhofer.de

www.baufachinformation.de

Der Einfluss
der Gestängelänge
auf die Ergebnisse
von Rammsondierungen

Endbericht
zum Forschungsvorhaben
ZP 52-5-11.66-112004

Dipl.- Ing. Rita Müller

Februar 2007

Inhaltsverzeichnis

Bezeichnungen	IV
1 Einleitung	1
2 Rammsondierungen in der Normung	3
2.1 Die Rammsondierung	3
2.2 Die DIN 4094 von 1964 bis 2002	4
2.3 DIN V ENV 1997-3 (Eurocode 7)	7
2.4 DIN EN ISO 22476-2, Rammsondierungen (September 2002) .	8
2.5 Aufstellung der Korrelationen der DIN 4094	9
2.6 Standard Penetration Test nach Eurocode 7 (Oktober 1999) .	11
2.7 Methoden zur Berechnung des Energieeintrages beim SPT . .	11
3 Literaturrecherche	14
3.1 Geräteseitige Einflüsse auf Rammsondierungen	14
3.1.1 Einfluss der Gestängelänge	14
3.1.2 Einfluss der Spitzengeometrie	15
3.1.3 Anwendungsgrenzen für Rammsonden	16
3.1.4 Mantelreibung	16
3.1.5 Eichung von Sonden	17
3.2 Bodenseitige Einflüsse auf Rammsondierungen	17
3.2.1 Einfluss der Kornform und Kornverteilung	18
3.2.2 Einfluss des Grundwassers	19
3.2.3 Einfluss der Lagerungsdichte	19
3.2.4 Scherfestigkeit	20
3.2.5 Zusammendrückbarkeit	21
3.2.6 Überlagerungsdruck	24
3.2.7 Theoretische Grenztiefe	24
4 Auswertung von Sondierergebnissen von Baustellen	29
4.1 Baustellenergebnisse für Sondierungen mit freier Gestängelänge	29

4.1.1	Verkehrsanlagen im zentralen Bereich Berlins	29
4.2	Weitere Baustellenergebnisse	50
5	Analytische Grundlagen	52
5.1	Analytische Lösung im Zeitbereich	52
5.1.1	Herleitung der Lösung am Gestängekopf	52
5.1.2	Berechnungsbeispiel für die DPL	56
5.1.3	Herleitung der Lösung im Zeitbereich in Abhängigkeit von der Messstelle am Gestänge	57
5.2	Berechnung des Energieeintrages	60
5.2.1	Abschätzung des Energieeintrags in das Gestänge nach YOKEI	60
5.2.2	Energieeintrag unter Einbeziehung des Hammers	61
6	Rammsondierversuche: Vorbereitung und Ausführung	66
6.1	Versuchsbehälter und Versuchsaufbau	66
6.2	Versuchssand	68
6.3	Einrieseln des Sandes	69
6.3.1	Vorversuche für das Einrieseln	69
6.3.2	Einrieseln des Versuchscontainers	71
6.4	Sondierabstand und Grenztiefe	72
6.5	Instrumentierung der Sonde	73
6.6	Versuchsdurchführung und Auswertung	73
7	Sondierversuche auf festem Untergrund	91
7.1	Ziel der Versuche auf festem Untergrund	91
7.2	Überprüfung der Qualität der Messung	91
7.3	Versuchsdurchführung	92
7.4	Versuchsauswertung im Zeitbereich	93
7.4.1	Vergleich der gemessenen Kraftverläufe mit der analy- tischen Lösung	93
7.4.2	Berechnung des Energieeintrags	100
8	Auswertung der Kraftverläufe der Rammsondierungen und Formulierung von Korrekturfaktoren für die Gestängelänge	103
8.1	Auswertung der Rammsondierversuche	103
8.1.1	Anwendung der Lösung von TIMOSHENKO und GOO- DIER auf die Ergebnisse der Sondierversuche	103
8.1.2	Variation der freien Gestängelänge	105
8.1.3	Berechnung des Energieeintrags und Formulierung der Korrekturfaktoren	106

8.1.4	Anwendung der Korrekturfaktoren auf Baustellenergebnisse	113
9	Zusammenfassung und Ausblick	115
9.1	Zusammenfassung und Ausblick	115
9.2	Conclusions	117
9.3	Resumée	119
	Literaturverzeichnis	121
A	Kraftverläufe der Versuche auf festem Untergrund	122

Bezeichnungen

Allgemeine Notationen

A	[cm ²]	Querschnittsfläche des Hammers
a	[cm ²]	Querschnittsfläche des Gestänges
a, b		Versuchskonstanten zur Bestimmung des Reibungswinkels φ' (Abschnitt 3.2.4)
C_N		Korrekturfaktor beim SPT für Überlagerungsdruck
c	[m/s]	akustische Geschwindigkeit (Druckwellengeschwindigkeit)
D		Lagerungsdichte des nichtbindigen Bodens
d_a	[cm]	Gestängedurchmesser
d_E	[cm]	Störradius der Sondenspitze
E	[kN/m ²]	Elastizitätsmodul
E^*	[Nm]	theoretisch mögliche Gesamtenergie, auch E_T in der DIN EN ISO 22476-2 [13]
E_{kin}^*	[Nm]	theoretisch mögliche kinetische Energie
E_M	[Nm]	gemessene eingetragene Energie, Bezeichnung nach DIN EN ISO 22476-2 [13]
E_{pot}^*	[Nm]	theoretisch mögliche potentielle Energie
ER_r		auch E_r , Verhältnis theoretischer Energie zu eingetragener Energie
E_S	[MN/m ²]	Steifemodul des Bodens bei behinderter Seitendehnung
e		Porenzahl
F	[cm ²]	Querschnittsfläche der Sondenspitze (Kapitel 2)
$F(t)$	[kN]	Kraft
g	[m/s ²]	Erdbeschleunigung, $g=9,81$ m/s ²
h	[m]	Fallhöhe des Hammers
I_D		bezogene Lagerungsdichte des nichtbindigen Bodens
L	[m]	freie Gestängelänge
L_{ges}	[m]	gesamte Gestängelänge
M	[kg]	Masse des Fallgewichts, auch mit m_f bezeichnet
m_g	[kg]	Masse des Gestänges
m_1, m_2	[m]	Abmessungen der Gleitfuge nach JAKY

N		Anzahl der Messwerte in der Diskreten Fouriertransformation
N_{10}		Schlagzahl, Indices bezeichnen die Eindringtiefe, auf die die Schlagzahl bezogen wird. Ausnahme: N_{60} beim SPT
N_{60}		korrigierte Schlagzahl beim SPT auf einen Energieeintrag von 60%
n		Porenanteil
p		Variable der Laplace-Transformation
q_s	[kN/m ²]	Spitzendruck
r		Korrelationskoeffizient
T	[s]	normierte Zeit für einen Wellendurchlauf im Gestänge bzw. Periodendauer für DFT
t	[s]	Zeit
t_g	[m]	Grenztiefe
U		Ungleichförmigkeitszahl
$u(x, t)$	[m]	Verschiebung in Longitudinalrichtung
v	[m/s]	Geschwindigkeit
w		Steifeexponent zur Berechnung des Steifemoduls (Ödometer)
x	[m]	Laufvariable für den Ort
Z	[kg/s]	Impedanz
z	[m]	Tiefe ab Geländeoberkante

Griechische Buchstaben

α		Massenverhältnis der Masse des Gestänges zur Masse des Hammers nach TIMOSHENKO [47]
β		Eigenwert
γ	[kN/m ³]	Feuchtwichte des Bodens
δ	[°]	Öffnungswinkel des Übergangsbereichs der Gleitfuge beim Grundbruch
ε		Dehnung in Normalenrichtung
θ	[°]	Öffnungswinkel der Sondenspitze
λ		Korrekturfaktor für die freie Gestängelänge beim SPT
λ_t		Tragfähigkeitsbeiwert (Grundbruch)
μ		Poissonzahl oder Querdehnzahl
ν		Steifebeiwert zur Berechnung des Steifemoduls (Ödometer)
ρ	[g/cm ³]	Dichte
$\sigma_{\ddot{u}}$	[kN/m ²]	Überlagerungsdruck
σ_0	[kN/m ²]	Betrag der Spannung an der Wellenfront
τ		normierte Zeit für einen halben Wellendurchlauf am Gestänge
τ_t		Tiefenbeiwert (Grundbruch)

φ'	[°]	Reibungswinkel des dränierten Bodens
ω	[Hz]	Eigenkreisfrequenz

Indizes

<i>dis</i>	Dissipation
<i>g</i>	Gestänge
<i>gem</i>	gemessener Wert
<i>ger</i>	berechneter Wert
<i>h</i>	Hammer
<i>i</i>	einfallend (Welle)
<i>long</i>	longitudinal
<i>quer</i>	quer
<i>r</i>	reflektiert (Welle)
<i>t</i>	Ableitung nach der Zeit,
<i>x</i>	Ableitung nach dem Ort
0	Anfangswert

Hier nicht aufgeführte sowie abweichende Größen sind im Text definiert.

Kapitel 1

Einleitung

Ziel dieses Forschungsvorhabens ist die Bestimmung des Einflusses der freien Gestängelänge auf die Ergebnisse von Rammsondierungen. Untersuchungen in Berliner Baugruben haben gezeigt, dass gerade die Rammung mit großer freier Gestängelänge zu falscher Einschätzung der Lagerungsdichte des untersuchten Bodens führte. Die Auswertung von großmaßstäblichen Laborversuchen und Baustellenergebnissen wird durch eine analytische Lösung nach der eindimensionalen Wellentheorie im Gestänge unterlegt. Das Forschungsvorhaben ist in fünf Schritte untergliedert.

Im ersten Schritt wird eine umfassende Literaturrecherche über die geräteseitigen und bodenseitigen Einflüsse auf die Ergebnisse von Rammsondierungen durchgeführt. Diese beinhaltet auch die Entwicklungsgeschichte der DIN 4094 und das Aufstellen der Korrelationen zwischen der Lagerungsdichte und der Schlagzahl sowie die Untersuchungen, die für den Korrekturfaktor der freien Gestängelänge beim Standard Penetration Test (SPT) durchgeführt wurden. Baustellenergebnisse von Rammsondierungen, bei denen mit einer freien Gestängelänge sondiert wurde, werden in Kapitel 4 behandelt. Hier stehen unter anderem Messergebnisse aus Projekten der "Verkehrsanlagen im zentralen Bereich Berlins" (VZB) zur Verfügung.

Im zweiten Schritt wird der Versuchsbehälter vorbereitet. Hierfür werden Vorversuche durchgeführt, um zu klären, wie eine definierte Lagerungsdichte mit der Rieselvorrückung zu erreichen ist. Wie im Forschungsantrag vereinbart, werden die Versuche in trockenem Sand durchgeführt. Die Sondierergebnisse des trockenen Sandes können auf Ergebnisse unter Grundwasser mit Faktoren aus der DIN 4094 umgerechnet werden. In Vorversuchen zur Überprüfung der Einrieseltechnik wird trockener Sand in das Rieselsieb gefüllt und in Ausstechzylinder, deren Volumen bekannt ist, eingerieselt. So lässt sich die Lagerungsdichte leicht bestimmen. Eine Druckvorrichtung auf dem Versuchsbehälter zur Erhöhung des Überlagerungsdruckes wird nicht

konstruiert, da diese den Verlauf der Scherfuge im Boden verändert und die Ergebnisse nicht auf Baustellenergebnisse übertragbar sind ([32]). Desweiteren wird die Sonde mit Dehnungsmessstreifen instrumentiert. Durch die Messungen wird die longitudinale Wellenausbreitung im Gestänge gemessen.

Im dritten Schritt werden die Versuche durchgeführt. Dazu wird der Versuchsbehälter, der aus Schachtringen besteht, mit Sand unter einer definierten Lagerungsdichte gefüllt. Es werden mit jeder Behälterfüllung vier Sondierversuche mit der leichten Rammsonde (DPL) und verschiedenen Gestängelängen durchgeführt. Von diesen werden die Schlagzahlen und die Kraftverläufe ausgewertet. Die Schlagzahlen werden mit der Lagerungsdichte im Behälter korreliert. Um das Zutreffen der analytischen Lösung zu beweisen, werden zusätzlich Sondierungen auf dem Betonfußboden der Halle (festes Auflager) durchgeführt. Durch dieses Vorgehen liegen Versuchsergebnisse mit bekannten und vereinfachten Randbedingungen vor.

Im vierten Schritt wird die analytische Lösung zur longitudinalen Wellenausbreitung im Gestänge mit den Messergebnissen der Rammsondierungen in Sand und auf festem Auflager verglichen und der Energieeintrag ausgewertet.

Im fünften Schritt werden aufgrund der analytischen Lösung Korrekturfaktoren für die gesamte Gestängelänge für die leichte und schwere Rammsonde vorgeschlagen und mit Messergebnissen aus den Laborversuchen bzw. von Baustellen verifiziert.

Kapitel 2

Rammsondierungen in der Normung

2.1 Die Rammsondierung

Bei der Rammsondierung wird ein Stab, der mit einer Spitze versehen ist, unter definierter Rammenergie in den Boden geschlagen. Gemessen werden die Schläge auf eine definierte Eindringstrecke. Bei nichtbindigen Böden verdrängt die Sondenspitze den Boden nach unten und zur Seite und ein Grundbruch entsteht. Bei dicht gelagerten Böden bildet sich im oberflächennahen Bereichen ein Gleitkörper aus, der die Geländeoberfläche erreicht. Mit zunehmender Sondiertiefe werden die äußeren Gleitflächen steiler. Von einer bestimmten Tiefe an verbleibt der zwiebelartig aussehende Gleitkörper im Boden. Innerhalb des Gleitkörpers wird der Boden verdichtet, bei sehr dicht gelagerten Böden kann sogar Kornzertrümmerung stattfinden. Der Eindringwiderstand wird folglich durch die Scherfestigkeit des Bodens und durch dessen elastische und plastische Zusammendrückbarkeit sowie seine Lagerungsdichte definiert. Vor allem bei Feinsanden und weichen bindigen Böden kann zudem Mantelreibung auftreten. Die Schlagzahlen, die für die definierte Eindringtiefe benötigt werden, sind mit der Lagerungsdichte korreliert. Diese Korrelationen gelten allerdings nur für Sondierungen ohne eine freie Gestängelänge oberhalb der Geländeoberkante. Der Einfluss der Gestängelänge ist bis jetzt nur für den Standard Penetration Test (SPT) untersucht und für diesen mit Korrekturfaktoren belegt worden (siehe Abschnitt 2.6). Die Korrekturfaktoren des SPT basieren auf der Erkenntnis, dass bei einem kurzen Gestänge die Wellen so schnell von der Spitze reflektiert werden, dass noch nicht die gesamte Energie des Hammerimpulses in das Gestänge eingetragen wurde, denn der Hammer wird durch die rücklaufende Zugwelle zu

früh vom Gestänge getrennt.

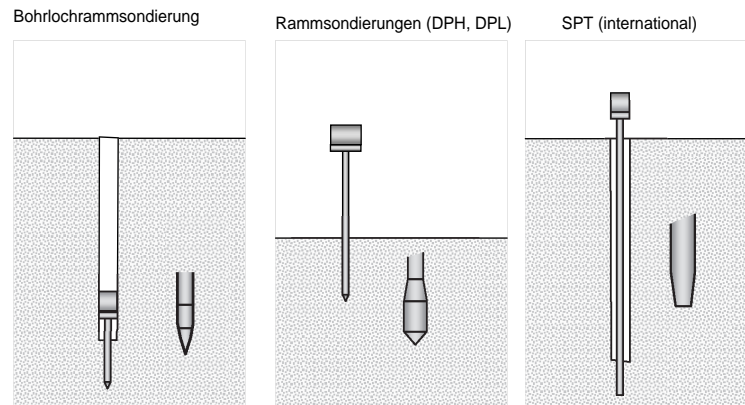


Abbildung 2.1: Prinzipskizzen verschiedener Sondentypen

2.2 Die DIN 4094 von 1964 bis 2002

Die DIN 4094 von 1964 [6] legt die Abmessungen des Gestänges und der Sondenspitze fest. Dabei hat die leichte Rammsonde eine Rammhämmenmasse von 10 kp, eine Fallhöhe von 50 cm und einen Spitzendurchmesser von 2,52 cm ($F = 5 \text{ cm}^2$) bzw. 3,56 cm ($F = 10 \text{ cm}^2$). Der Öffnungswinkel der Spitze beträgt 90° . Das Gestänge ist ein Hohlrohr nach DIN 2391 der Größe 22x 4,5 mm. Die schwere Rammsonde hat eine Rammhämmenmasse von 50 kp bei einer Fallhöhe von 50 cm. Der Durchmesser der Spitze beträgt 4,37 cm ($F = 15 \text{ cm}^2$) und das Gestänge ist ein Bohrgestänge B32 nach DIN 20377. Es wird eine Rammfolge von 15 bis 30 Schlägen pro Minute festgelegt, die wegen des Abbaus des Porenwasserüberdruckes vor allem für bindige Böden wichtig ist und entweder die Anzahl der Schläge für eine Eindringung von 10 cm oder die Eindringtiefe für eine bestimmte Schlagzahl protokolliert. Diese Ausgabe der DIN 4094 behandelt Rammsondierungen, Drucksondierungen, Bohrlochrammsondierungen und den SPT. Es sind keine Korrelationen gegeben und die Vorgaben gelten nur für Rammsondierungen ohne freie Gestängelänge.

Es folgt die Vornorm im Juni 1965 [5]. Sie nennt die Anwendungsgrenzen für Sondierungen und die Einflüsse, die bei der Beurteilung ihrer Messergebnisse zu berücksichtigen sind. Es wird nicht auf die Sondengeometrie eingegangen, sondern das Augenmerk auf die bodenspezifischen und gerätespezifischen Einflüsse gelenkt. Die Einflüsse, die hier betrachtet werden, sind Bodenbeschaffenheit, Überlagerungsdruck, Schichtenfolge, Grundwasser, Baumaßnahmen und der zeitliche Ablauf von Sondierungen. Da diese Einflüsse in Kapitel 3 an anderen Stellen ausführlich behandelt werden, sollen sie im Detail hier nicht wiederholt werden. Diese DIN 4094 [5] geht auf die Einflüsse des Gerätes ein: Mit zunehmendem Querschnitt der Spitze wächst der Spitzenwiderstand. Der Eindringwiderstand kann sich jedoch sowohl vergrößern als auch verkleinern. Das Verhältnis des Spitzendurchmessers zum Gestängedurchmesser beeinflusst nur die Größe der Mantelreibung. Mit zunehmender Gestängelänge sind außerdem größere Schlagzahlen erforderlich, weil die Wirkung des Schlaggewichtes abnimmt. Bei freier Gestängelänge kann durch die auftretenden Schwingungen ein Teil der Rammenergie verloren gehen und zu große Eindringwiderstände vorgetäuscht werden. Energieverluste treten bei Rammsondierungen schräg zur Fallrichtung des Rammbaren auf. In dieser DIN 4094 sind noch keine Korrelationen der Schlagzahlen zu Bodenparametern zu finden. Laut dieser DIN 4094 können leichte Rammsonden bis zu einer Tiefe von 8 m und schwere Rammsonden bis zu 25 m angewendet werden. Es wird das erste Mal erwähnt, dass durch die Sondierergebnisse Rückschlüsse auf die Lagerungsdichte sowie auf Scherfestigkeit und Steifeziffer eines Bodens gezogen werden können.

Das Blatt 2 des Entwurfs im November 1973 [8] dient der Vereinheitlichung der Sondiergeräte und deren Einsatzbereiche mit dem Ziel, die Ergebnisse aus Sondierungen vergleichen zu können. Dafür wird die Einheit k_p auf N umgestellt ($1k_p = 0,01 \text{ kN}$). Bei den Rammsondierungen kommt die mittelschwere Rammsonde (MRS) mit 30 kg Fallbärenmasse und 20 cm Fallhöhe hinzu. An der Geometrie der Sondenspitzen ändert sich nichts. Auch für die mittelschwere Rammsonde gibt es zwei Spitzendurchmesser von 2,52 cm ($F = 5\text{cm}^2$) und 3,56 cm ($F = 10\text{cm}^2$). Der Spitzenquerschnitt F wird zur Kennzeichnung zur Sondenbezeichnung hinzugefügt, z. B. MRS 10. Bei der schweren Rammsonde (SRS) wird auch eine Spitze mit dem Durchmesser von 3,56 cm ($F = 10\text{cm}^2$) zugelassen.

Die Vornorm vom November 1973 [8] wird durch das Blatt 1 [9] im November 1974 ersetzt. Bei der mittelschweren Rammsonde wird in einen Typ A und einen Typ B unterschieden. Diese Typen haben beide ein Fallgewicht von 30 kg. Die MRS A hat nur eine Fallhöhe von 20 cm und die Masse der Eintreibvorrichtung entspricht der der leichten Rammsonde (6 kg). Die MRS B hat eine Fallhöhe von 50 cm und die Masse der Eintreibvorrichtung

beträgt wie bei der schweren Rammsonde 18 kg. Die Gestängelängen der Einzelstücke können für alle Sondentypen 1 bis 3 m betragen. Die MRS A und MRS B haben beide einen Spitzendurchmesser von 3,56 cm ($F = 10 \text{ cm}^2$). Bei der schweren Rammsonde ist eine SRS 15 zugelassen, die einen Spitzendurchmesser von 4,37 cm aufweist. Eine Verrohrung des Gestänges zur Herabsetzung der Mantelreibung ist zulässig.

Die Vornorm der DIN 4094, Teil 2 vom Mai 1980 [7] ersetzt die Vornorm vom Juni 1965 [5]. Es sind das erste Mal Korrelationen zwischen Schlagzahl und Lagerungsdichte für Rammsondierungen sowie zwischen Spitzendruck und Reibungswinkel für Drucksonden gegeben. Diese gelten für nichtbindige Böden mit einem Feinkornanteil $< 0,06 \text{ mm} \leq 5 \text{ Gew.-%}$ und $U \leq 3$ mit und ohne Grundwasser für Schlagzahlen zwischen 3 und 50. Für die LRS 10 gilt z.B. über Grundwasser:

$$D = 0,03 + 0,270 \log N_{10} \quad (2.1)$$

und unter Grundwasser

$$D = 0,13 + 0,250 \log N_{10} \quad (2.2)$$

Die angegebenen Korrelationen gelten ab einer Tiefe von $t \geq 1 \text{ m}$, d.h. die Grenztiefe muss berücksichtigt werden.

Die DIN 4094 vom Dezember 1990 [1] ist der Ersatz für die Vornorm vom Mai 1980. Es werden die Bezeichnungen für die Sonden auf die englischen Abkürzungen umgestellt. So wird z.B. aus der LRS 10 die DPL (dynamic probing light). Die Sondentypen in ihrer Geometrie bleiben erhalten. Die Qualitätsanforderungen an das Gerät werden strenger. Sondenspitzen sind auf Mindestdurchmesser zu überprüfen und das Gestänge darf auf 1 m maximal 1 mm Abweichung in axialer Richtung aufweisen. Pneumatisch betriebene Geräte sind auf die Einhaltung von gegebenen Rammenergien zu untersuchen. Auf eine lotrechte Aufstellung von Sondiergeräten ist zu achten. Bei Sondierungen mit freiem Gestänge muss das Gestänge reibungsarm gestützt werden, um ein Durchbiegen zu vermeiden. Durch Drehen des Gestänges nach jedem Meter um 1,5 Umdrehung um den Uhrzeigersinn wird der Kraftschluss der Sondierstangen sichergestellt und die Mantelreibung qualitativ (leicht, mittel, schwer drehbar) festgestellt. In knapper Form werden die bei der Auswertung der Messergebnisse zu berücksichtigenden Einflüsse wie Grundwasser, Bodenart, Grenztiefe und Geräteeinflüsse genannt und Protokollvordrucke für die Sondierungen genormt.

Das Beiblatt 1 vom Dezember 1990 [2] gibt Hinweise für die qualitative und quantitative Auswertung von Rammsondierungen. Die Informationen entsprechen der Vornorm vom Mai 1980 [7], nur dass auch Korrelationen

zwischen der Schlagzahl und dem Steifemodul angegeben werden. Der Steifemodul berechnet sich folgendermaßen:

$$E_s = \nu \cdot p_a \cdot \left(\frac{\sigma_u + 0,5 \cdot \Delta\sigma_z}{p_a} \right)^w \quad (2.3)$$

mit

ν : Steifebeiwert, mit der Schlagzahl bzw. dem Spitzendruck korreliert

w : Steifeexponent

$\sigma_u = \gamma \cdot (d + z)$: lotrechte Normalspannung in der Gründungssohle oder in der Tiefe z unterhalb der Gründungssohle nach DIN 4019 Teil 1

$\Delta\sigma_z = i \cdot \sigma_1$: Erhöhung der lotrechten Spannungen durch die Baumaßnahme in der Gründungssohle oder in der Tiefe z unterhalb der Gründungssohle nach DIN 4019 Teil 1

p_a : atmosphärischer Druck

In der folgenden Fassung der DIN 4094, die zwischen Januar 2000 und April 2002 herausgekommen ist, ist für jede Sondierart ein eigener Teil entstanden. DIN 4094-3:2001-01 [3] beschäftigt sich mit den Rammsondierungen. Er ist ein teilweiser Ersatz für [1] und [2]. Es wird auf den fachgerechten Betrieb der Rammsonde und die entsprechende Protokollierung eingegangen. Es kommt zusätzlich die überschwere Rammsonde DPG mit einer Rammhämmmasse von 200 kg und einer Fallhöhe von 50 cm zu Einsatz, mit der Tiefen bis zu 40 m durchfahren werden können. Im gewachsenen, nichtbindigen Boden wird ein Verhältniswert der Schlagzahlen zwischen DPH und DPG von 2,5 bis 3,5 festgestellt. Im Anhang D werden die bodenspezifischen und gerätetechnischen Einflüsse auf die Messergebnisse besprochen. In Anhang E sind die Korrelationen zwischen Schlagzahl und Lagerungsdichte bzw. bezogener Lagerungsdichte sowie die oben genannten Korrelationen zwischen Schlagzahl und Steifeziffer zu finden. Auch eine Abschätzung des Reibungswinkels wird durchgeführt, allerdings ohne genauere Angabe der Bodenart.

In der DIN 4094-3 vom Januar 2002 [4] wird im Anhang E der Verweis auf den Zusammenhang von Schlagzahl, Steifeziffer und Reibungswinkel wieder herausgenommen. Die Korrelation von Schlagzahl zu Steifeziffer bleibt.

2.3 DIN V ENV 1997-3 (Eurocode 7)

Der dritte Teil des Eurocode 7 [11] behandelt die Felduntersuchungen für die geotechnische Bemessung. In ihm sind alle gängigen in-situ Versuche

verankert. Bei den Sondierverfahren ist die Bohrlochrammsondierung herausgefallen, dafür wird der SPT in der internationale Ausführung (Rammung von der Geländeoberfläche mit freier Gestängelänge) behandelt. Im Abschnitt über Rammsondierungen wird die DPG mit einem Fallgewicht von 200 kg durch eine superschwere Rammsonde (DPSH) ersetzt, die bei einer Fallhöhe von 75 cm ein Fallgewicht von 63,5 kg hat. Der Spitzendurchmesser beträgt 5,1 cm ($F = 20 \text{ cm}^2$). Die Mantelreibung, die während des Rammens am Gestänge entsteht, darf laut EC 7 mit geeigneten Korrekturfaktoren berücksichtigt werden. Wie diese Korrekturfaktoren zu erlangen sind oder in welcher Größenordnung sie angesetzt werden können, wird nicht gesagt. Desweiteren sollen die Energieverluste durch Reibung beim Fall des Rammbaren bekannt sein. Hier fordert der EC 7 eine Kalibrierung des Gerätes. Anhang E des EC 7 behandelt die Auswertung von Rammsondierungen. Dabei werden nur noch Korrelationen der bezogenen Lagerungsdichte I_D zur Schlagzahl für die leichte und schwere Rammsonde genannt. Sie stimmen mit den Korrelationen aus DIN 4094-3, Januar 2002, [4] überein. Für die DPL in einem enggestuften Sand gilt z.B. über Grundwasser:

$$I_D = 0,15 + 0,260 \log N_{10} \quad (2.4)$$

und unter Grundwasser:

$$I_D = 0,21 + 0,230 \log N_{10}. \quad (2.5)$$

Weiterhin werden abhängig von der bezogenen Lagerungsdichte für weitgestufte und intermittierend gestufte Sande und Kiese Reibungswinkel angegeben. Eine Abschätzung der Steifeziffer wie im Beiblatt 1 von Dezember 1990 [2] ist zulässig.

2.4 DIN EN ISO 22476-2, Rammsondierungen (September 2002)

Eine der wesentlichen Änderungen im Entwurf der DIN EN ISO 22476-2 [13] von September 2002 im Vergleich zu den anderen Normungen zu Rammsondierungen ist, dass der Energieeintrag durch Beschleunigungsaufnehmer am oberen Gestänge und durch Dehnmessstreifen bestimmt werden kann und so die tatsächlich in das Gestänge eingetragene Energie mit der theoretischen Energie ins Verhältnis gesetzt werden kann. Es ergibt sich ein zum Verfahren des SPT (ER_r) äquivalenter Faktor

$$E_r = E_M/E_T \quad (2.6)$$

wobei E_M die gemessene Energie und E_T die theoretische eintragbare Energie mit

$$E_T = m \cdot g \cdot h \quad (2.7)$$

ist (m : Fallgewicht, h : Fallhöhe, g : Erdbeschleunigung). Die Dehnmessstreifen sind als Vollbrücke auszubilden und sich gegenüberliegend am Gestänge anzubringen. Sie sollten im Abstand $a = 10 \cdot d_a$ unterhalb der Ambosoberkante angebracht sein. d_a bezeichnet den Gestängedurchmesser. Die zu berücksichtigende Rammernergie ist ein arithmetischer Mittelwert aus mindestens fünf Messungen. Das Energieverhältnis E_r ist auf jeden Fall immer kleiner 1. Diese DIN gibt außerdem Beispielkurvenverläufe für die Kraft- und Beschleunigungsmessungen an. Eine weitere wesentliche Änderung ist, dass die eventuell auftretende Mantelreibung im Ringspalt zwischen Gestänge und Boden durch Schmierung verringert werden kann. Dazu ist eine Bentonitsuspension mit einem Massenanteil von 5-10 % Bentonit zulässig. Weitere Änderungen sind, dass die Mantelreibung in jedem Fall durch Drehung des Gestänges mit einem Drehmomentenschlüssel protokolliert werden muss. Freies Gestänge muss reibungsarm gestützt werden, damit die Durchbiegung nicht zu groß wird. Die Schlagfrequenz wird, wie in anderen Normen auch, mit 15- 30 Schlägen pro Minute angegeben, für Sand und Kies liegt die zulässige Frequenz bei 60 Schlägen pro Minute. Diese Angabe ist neu. Es dürfen keine Arbeitspausen länger als fünf Minuten gemacht werden. Korrelationen zwischen Lagerungsdichte und Schlagzahlen werden nicht gegeben. Dafür werden ausführlich die Einflüsse erklärt, die die Interpretation der Ergebnisse von Rammsondierungen verfälschen können. Erstmals wird die Verkittung von nichtbindigem Boden als Ursache für einen gleichmäßigen Anstieg der Schlagzahl, ohne dass die Lagerungsdichte erhöht würde, genannt. Auf den Einfluss des Grundwassers wird differenzierter eingegangen, denn es wird darauf hingewiesen, dass Strömung und Porenwasserüberdrücke die Interpretation der Schlagzahlen erschweren können. Für Sondiererergebnisse über Grundwasser zu Sondiererergebnissen unter Grundwasser werden lineare Korrelationen angegeben.

2.5 Aufstellung der Korrelationen der DIN 4094

Die grundlegende Veröffentlichung zur Erstellung der Korrelationen in der DIN 4094 kommt von STENZEL und MELZER [44], [44]. Sie greifen auf die Ergebnisse verschiedener Verfasser ([19], [32], [33], [26] und [46]) zurück und

stellen die Korrelation unter Berücksichtigung des Überlagerungsdrucks und der Grenztiefe auf. In die Korrelationen fließen auch die Ergebnisse aus Versuchsbehältern ein, obwohl die Autoren den Ergebnissen wegen der Randbedingungen kritisch gegenüber stehen. BRANDENBURG [19] vergleicht in seiner Arbeit Baustellenergebnisse einer verdichteten Schüttung mit Sondierergebnissen in einer Versuchsgrube. Er stellt Korrelationen zwischen den Sondenergebnissen und der Steifeziffer aus Plattendruckversuchen und zwischen der Proctordichte und der Schlagzahl auf. Zwischen Lagerungsdichte und Schlagzahl findet er große Streuungen. Es muss dringend erwähnt werden, dass 1958 die Sondenspitzen noch nicht genormt waren. Die Sondenspitze mit 10 cm^2 Fläche, die BRANDENBURG benutzt, hat durch ihre Abmessungen in der Höhe eine andere Mantelreibung als die später genormte LRS 10. BRANDENBURG findet gute Korrelationen zwischen der Steifeziffer aus dem Lastplattenversuch und der Schlagzahl. Seine Ergebnisse gelten nur oberhalb der Grenztiefe, da die Baustellensondierungen wie auch die Versuchsgrubensondierungen bis zu einer Tiefe von 1,5 m stattfanden. Die Ergebnisse werden für die Korrelationen der DIN 4094 von STENZEL und MELZER [44], [45] auf Ergebnisse unterhalb der Grenztiefe umgerechnet. MELZER [32] stellt mit Hilfe seiner Laborergebnisse und in-situ-Versuchen Korrelationen für verschiedene Sondenarten auf. Er korreliert dabei die bezogene Lagerungsdichte mit dem Überlagerungsdruck und der Schlagzahl. Durch den Überlagerungsdruck bekommt er Korrelationen, die eigentlich nur für bestimmte Tiefen gültig sind. Er untersucht verschiedene Korrelationsfunktionen und kommt zu dem Schluss, dass die Funktion $D = f(\log N)$ den höchsten Korrelationskoeffizienten hat. Seine Korrelation zwischen Lagerungsdichte, Überlagerungsdruck und Schlagzahl für die leichte Rammsonde lauten für Sand

$$I_D = 0,252 \cdot \log N_{20} - 0,309 \cdot \sigma_{\bar{u}} + 0,297 \quad (2.8)$$

und für kiesigen Sand

$$I_D = 0,364 \cdot \log N_{20} - 0,231 \cdot \sigma_{\bar{u}} + 0,273 \quad (2.9)$$

KANY und JÄHNKE [26] führten Versuche mit der leichten und der schweren Rammsonde in Mittel-Grobsand ($D=0,0-0,65$) in einem Versuchsbehälter der Größe $10 \times 1,97 \text{ m}$ durch und errechnen die Korrelationen zwischen der Lagerungsdichte und der Schlagzahl. Für eine leichte Rammsonde mit Hohlgestänge gelten folgende Korrelationen über Wasser

$$D = -0,15 + 0,477 \log N_{10} \pm 0,07 \quad (2.10)$$

und unter Wasser

$$D = 0,20 + 0,302 \log N_{10} \pm 0,07. \quad (2.11)$$

2.6 Standard Penetration Test nach Eurocode 7 (Oktober 1999)

Der STP ist ein Sondierverfahren, bei dem durch die Ausbildung der Sonde gleichzeitig auch Proben entnommen werden können. Für die Sonde muss ein Bohrloch hergestellt werden. Die Rammvorrichtung selbst ist oberhalb des Bohrlochs angebracht, sodass die Energie bei der Rammung der Sonde über eine freie Gestängelänge übertragen werden muss. Der EC 7 [11] sieht für die Berücksichtigung des Energieverlustes folgende Beiwerte vor:

ER_r : Verhältnis der tatsächlichen Energie, die unmittelbar unterhalb des Ambosses in das Gestänge eingeleitet wird, zur theoretischen Energie des freien Falls des Rammhärens. ER_r ist ein Maschinenparameter, der von den Reibungseigenschaften des Rammhärens beim Fall abhängt. Da beim SPT verschiedene Hubvorrichtungen verwendet werden, ist dieser Parameter sinnvoll. Die Abminderung liegt schätzungsweise bei 60 %.

C_N : Korrekturfaktor für den wirksamen Überlagerungsdruck in Sand. Er hängt von der Vorbelastung des Bodens ab (siehe auch [43]).

λ : Korrekturfaktor für den Energieverlust durch die Gestängelänge in Sand.

λ ist bei einer Länge unter 10 m kleiner als 1. Hier wird die Steifigkeit des Systems und der Energieeintrag infolge der Wellenausbreitung im Gestänge berücksichtigt. Bei Gestängelängen > 10 m hat nach EC 7 die Länge keinen Einfluss mehr auf die Schlagzahl. Bei kurzem Gestänge und fehlendem Abminderungsfaktor werden zu hohe Lagerungsdichten ausgewertet. Die korrigierte Schlagzahl N_{60} , die in die Korrelation zwischen bezogener Lagerungsdichte und Schlagzahl eingesetzt wird, berechnet sich zu

$$N_{60} = \frac{ER_r}{60} \cdot \lambda \cdot C_N \cdot N \quad (2.12)$$

mit N als gemessene Schlagzahl auf 30 cm Eindringung. Der Entwurf der DIN EN ISO 22476-3 [14] von September 2002, Standard Penetration Test, bringt keine grundlegenden Änderungen, nur dass das Energieverhältnis mit E_r bezeichnet wird.

2.7 Methoden zur Berechnung des Energieeintrages beim SPT

Die Methoden, den Energieeintrag in das Gestänge zu untersuchen, sind beim SPT seit den siebziger Jahren untersucht worden und verbesserten sich mit

der Entwicklung der Rechnerkapazitäten und der Messtechnik. Für Rammsonden liegen derartige Untersuchungen nicht vor. Es existieren zwei Methoden, den Energieeintrag in das Gestänge zu berechnen. Die Grundlagen beider Methoden beruhen auf der analytischen Lösung von TIMOSHENKO [47] (siehe Abschnitt 5.1). Bei der ersten Methode wird der mit Kraftmessdosen oder Dehnmessstreifen (DMS) gemessene Kraftverlauf quadriert und mit dem Kehrwert der Impedanz multipliziert.

$$E = \frac{c}{EA} \cdot \int_0^{2L/c} F^2(t) dt. \quad (2.13)$$

Dieser Ansatz gilt nur für den ersten Wellendurchlauf ($0 \leq t < T$) im Gestänge. In den Forschungsarbeiten zum SPT von PALLACIOS und SCHMERTMANN ([37], [39]) wird der Energieeintrag des Hammers in das Gestänge mit dieser Methode, die im Folgenden F^2 -Methode genannt wird, untersucht.

Bei der zweiten Methode, der FV -Methode, wird der gemessene Kraftverlauf mit dem durch Beschleunigungsaufnehmer gemessenen Geschwindigkeitsverlauf multipliziert. Es gilt

$$E = \int_0^{t_{max}} F(t) \cdot v(t) dt. \quad (2.14)$$

mit t_{max} als Zeitpunkt der maximalen Energie während des Stoßvorganges. Der Vorteil dieser Methode ist, dass durch die Integration über den gesamten Wellenverlauf die gesamte Energie im System erfasst wird. Diese Methode wird von MATSUMOTO ET AL. [31], ABOU-MATAR [15] und BUTLER ET AL. [16] angewendet. Eine sehr gute Gegenüberstellung beider Methoden mit Analyse ihrer jeweiligen Fehlerquellen bietet FARRAR [22]. So treten prozentuale Abweichungen im Vergleich der beiden Methoden auf, die zum einen aus der Integration herrühren können aber auch durch die angewendete Messtechnik und Lage der Kraftmessdosen bzw. Beschleunigungsaufnehmer entstehen können. Die Auswertung beider Methoden setzt voraus, dass Elastizitätsmodul und Querschnittswerte angenommen werden, was eine weitere Fehlerquelle sein kann. FARRAR empfiehlt, die Querschnittswerte auf jeden Fall selbst zu messen. Auch die Lage der Messpunkte hat einen Einfluss auf die Ergebnisse, denn durch den Amboss wird die eingeleitete Kraft verstärkt und wenn die Kraftmessung zu dicht unter dem Amboss erfolgt, werden Randeinflüsse mitgemessen. Der Kraftaufnehmer darf keine Impedanzänderung bewirken. DMS sind in Hinblick hierauf die bessere Alternative, Kraftverläufe zu messen. Sich lösende Schraubverbindungen im Gestänge sind eine weitere Fehlerquelle. FARRAR bemängelt, dass es keine einheitliche Anforderungen an die Messausrüstung sowie Vergleichsmöglichkeiten der

Wellenverläufe für den praktischen Anwender gibt. Eine wesentliche Schlussfolgerung FARRARS ist, dass beide Methoden angewendet werden können, wenn sie zuverlässig ausgewertet werden. Auch die AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS [17] akzeptiert beide Methoden.

Die DIN EN ISO 22476-2 [13] erläutert zur Bestimmung der tatsächlich eingetragenen Energie in das Gestänge von Rammsonden nur die *FV*-Methode. Es muss der Mittelwert aus fünf Messungen zur Berechnung des Energieverhältnisses gebildet werden. Beispielverläufe für die Kraft- und Beschleunigungsmessung sind angegeben. Die Anforderungen an die Messanlage sind recht hoch. So soll mit einer Messfrequenz von mindestens 100 kHz gemessen werden. Die Beschleunigungsaufnehmer müssen einen linearen Bereich bis 5000 g aufweisen. Die Messaufnehmer sollen bei einem Abstand von maximal $10 \cdot d_a$ von der Ambossoberkante angebracht werden. Das heißt für die leichte Rammsonde, dass die Messaufnehmer innerhalb der oberen 7 cm der ersten Stange angeklebt werden müssen. Die Erfahrungen dieser Arbeit zeigen, dass in diesem Bereich durchaus Randeinflüsse gemessen werden können. Mit der relativ hohen in der DIN EN ISO 22476-2 angegebenen Messfrequenz von 100 kHz arbeiten die wenigsten Veröffentlichungen. PALACIOS [37] misst mit 1 kHz, ABOU-MATAR [15] mit 10 kHz und MATSUMOTO [31] liegt mit 200 kHz über den geforderten 100 kHz der DIN EN ISO 22476-2.

Kapitel 3

Literaturrecherche

3.1 Geräteseitige Einflüsse auf Rammsondierungen

3.1.1 Einfluss der Gestängelänge

Auf dem Gebiet der Rammsondierungen gibt es keine Untersuchungen zum Einfluss der freien Gestängelänge L . Wird in Veröffentlichungen von der Gestängelänge gesprochen, ist immer die gesamte Länge des Gestänges L_{ges} gemeint. Ansätze über die Berücksichtigung der freien Gestängelänge gibt es nur beim SPT (siehe Kapitel 2.6).

KRÄMER [30] untersucht die geräteseitigen Einflussparameter auf Drucksondierungen und Rammsondierungen, indem er die Geräteabmessungen variiert. Er führt Versuche in nichtbindigen Böden durch und stellt die Ergebnisse dimensionslos dar. Seiner Ansicht nach sorgt eine große Sondiertiefe und damit eine große Gestängemasse bei gleich bleibender Fallbärenmasse für höhere Energieverluste und folglich für eine Verminderung der Stoßkraft. Seiner Meinung nach wird diesem physikalischen Zusammenhang in der Praxis zu wenig Bedeutung beigemessen, vor allem wenn die Ergebnisse verschiedener Rammsonden verglichen werden. KRÄMER stellt den Verhältniswert M/m_g auf, bei dem M die Masse des Fallgewichtes und m_g die Masse des Gestänges ist. Liegt dieses Verhältnis im Bereich 0,6-0,8, ist seinen Versuchsergebnissen zufolge nur ein geringer Einfluss aufgrund des Massenverhältnisses zu erwarten. Wird das Verhältnis kleiner, also die Gestängelänge größer, steigen die Energieverluste und die Stoßkraft wird abgemindert. Mit zunehmender Dichte des Bodens wird der Einfluss des langen Gestänges größer. KRÄMER bezeichnet den Einfluss des Massenverhältnisses trotzdem als einen bodenunabhängigen Parameter. Nach seinen Aussagen besteht an dieser Stel-

le Forschungsbedarf, insbesondere beim Vergleich der Ergebnisse verschiedener Rammsonden.

Nach MENZENBACH [33] wirkt sich das Gewicht des Gestänges in einer Verkleinerung des Eindringwiderstandes aus, d.h. der Eindringwiderstand nimmt mit zunehmenden Gestängegewicht ab. Auf einen Grenzwert des Verhältnisses von schlagender zu geschlagener Masse geht er nicht ein. Seiner Meinung nach ist die Gestängelänge von geringem Einfluss auf den Eindringwiderstand. Bei Grobsand nimmt der Eindringwiderstand geringfügig mit der Gestängelänge zu, bei Feinsand nimmt er ab. MENZENBACH erklärt dies damit, dass der Einfluss der Gestängelänge im Vergleich zur Auflast gering ist. Er warnt jedoch vor einer Überschätzung des Eindringwiderstandes bei einem langen Gestänge, weil die wirksame Stoßkraft durch die Zunahme der geschlagenen Masse abnimmt. Die Lagerungsdichte könnte hierdurch überschätzt werden. Einen Grenzwert für das Massenverhältnis gibt er nicht an. MELZER [32] bemerkt sowohl bei der schweren wie auch bei der leichten Rammsonde einen Zuwachs der Schlagzahl von 20% bei langen Gestängen. Da diese Abweichung seiner Aussage nach noch innerhalb der Streuung der Sondierergebnisse liegt, hält er den Einfluss des Gestänges für vernachlässigbar gering. In den Veröffentlichungen von MELZER und MENZENBACH werden keine Grenzen für die Gestängelänge angegeben. Eine Analyse des dynamischen Verhaltens des Gestänges der Rammsonde wurde bis jetzt nicht durchgeführt.

3.1.2 Einfluss der Spitzengeometrie

Zur Verminderung bzw. Ausschalten der Mantelreibung ist es üblich, mit einer Spitze zu arbeiten, die einen größeren Durchmesser hat als das Gestänge. Hat die Mantelreibung einen Einfluss auf die Messergebnisse, so ist das mit Fließvorgängen zu erklären, die sich hinter dem verdickten Querschnitt der Spitze bilden. Diese Fließvorgänge treten bei rolligen Böden, die durch einen bestimmten Wassergehalt eine scheinbare Kohäsion aufweisen, weniger stark auf. Der Verdickungsfaktor, d.h. das Durchmesser Verhältnis der Sondenspitze zum Gestänge, hat laut KRÄMER [30] im praktische Bereich keinen Einfluss auf die Sondierergebnisse. Der Boden wird nach seiner Aussage nur nach unten und zur Seite verdrängt. Auch der Öffnungswinkel θ der Sondierspitze im praktischen Bereich von $60^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$ hat nur einen sehr geringen Einfluss auf die Rammsondierergebnisse. Zu gleicher Schlussfolgerung kommt MENZENBACH [33].

3.1.3 Anwendungsgrenzen für Rammsonden

Werden Rammsondierungen durchgeführt, gelten wegen des Verhältnisses von schlagender zu geschlagener Masse bestimmte Anwendungsgrenzen, innerhalb derer die Stoßenergie für die Anwendung der Korrelation von Schlagzahl und Lagerungsdichte ausreicht. Nach KRÄMER [30] liegen diese abhängig von der untersuchten Bodenart für die leichte Rammsonde bei ca. 10 m Tiefe und für die schwere Rammsonde bei ca. 20 m im Sand und ca. 40 m in Kies oder Löß. Das maßgebende Entscheidungskriterium für die Auswertung ist, dass nur eine bestimmte Schlagzahländerung über die Tiefe bei sonst gleichen Randbedingungen zugelassen wird. Liegt diese Grenze bei 15 – 20 %, gelten 6-10 m für die leichte Rammsonde und 14-25 m für die schwere Rammsonde als Grenzen. Diese Grenzen liefern gleichzeitig die Anwendungsgrenzen für den Vergleich der Schlagzahlen von verschiedenen Rammsonden. Die Vergleichbarkeit von der leichten zu der schweren Rammsonde in Sand ist laut KRÄMER eigentlich nicht gegeben, weil die Sondiertiefen für gleiche Massenverhältnisse M/m_g nicht übereinstimmen. Anwendungsbereiche für Rammsonden werden außerdem in der DIN 4094 von 1965 [5] genannt (siehe Kapitel 3.1.3). Dort wird für die leichte Rammsonde eine maximale Tiefe von 8 m und für die schwere Rammsonde 25 m empfohlen.

3.1.4 Mantelreibung

Die Mantelreibung hängt im großen Maße von der Bodenart ab. Bei Sondierdiagrammen von unverrohrten Sonden, die eine stetige Zunahme der Schlagzahlen mit der Tiefe zeigen, ist dies eher auf die Mantelreibung am Gestänge zurückzuführen als auf eine Festigkeitszunahme des Bodens. Solche Sondierdiagramme sind für weiche bindige Böden und organische Böden typisch (siehe DIN 4094 [1] bis [5]). Bindige Böden können beim Sondieren wegen des Porenwasserüberdrucks nicht plastisch zusammengedrückt werden. Daher entsteht erhebliche Mantelreibung, die durch Vergleichssondierungen, z.B. mit der Bohrlochrammsondierung, eingeschätzt werden kann. Bei nichtbindigen Böden ist laut DIN 4094 der Einfluss der Mantelreibung gering, solange die Sondenspitze einen größeren Durchmesser aufweist als das Gestänge.

Nach MENZENBACH [33] ist die Mantelreibung in Kies und Sand vernachlässigbar gering, während im Feinsand unter Grundwasser das Sondierloch nicht offen bleibt und Mantelreibung auftreten kann. MENZENBACH schlägt zur Untersuchung der Mantelreibung ein Drehen des Gestänges mit einer Federwaage vor, da anhand des Widerstandes die Mantelreibung abgeschätzt werden kann. MELZER [32] stellt in seinen eigenen Versuchen in feuchtem Sand durch den Vergleich der Bohrlochrammsondierung mit der

Rammsondierung fest, dass wegen der verdickten Spitze eine Mantelreibung nicht zu berücksichtigen ist. Nach ZWECK [51] macht sich Mantelreibung in nichtbindigen Böden oberhalb des Grundwassers nicht bemerkbar. Die Sondierlöcher bleiben stehen, weil sich die Körner beim Sondieren verzahnen. Außerdem kommt häufig eine scheinbare Kohäsion durch die Erdfeuchte hinzu, die das Sondierloch standsicher macht. Unterhalb des Grundwasserspiegels können die Sondierlöcher seiner Meinung nach zusammenfallen und Mantelreibung auftreten.

3.1.5 Eichung von Sonden

MENZENBACH [33] nennt zwei Möglichkeiten, Sondeneichungen durchzuführen, zum einen in Versuchsbehältern, in denen der untersuchte Boden zu bekannten Bedingungen eingebaut werden kann, und zum anderen der Vergleich von Untersuchungsergebnissen an möglichst ungestörten Bodenproben mit Sondierungen, die unmittelbar neben den Bohrungen durchgeführt wurden. Während bei der ersten Methode die Zustandsformen des Bodens zuverlässiger erfasst und Störungen ausgeschlossen werden können, hat die zweite Methode den Vorteil, dass die natürlichen Spannungsbedingungen des Bodens und durch die Menge der Ergebnisse umfangreiche Variationen von Kornform und Kornabstufung mit untersucht werden. Der Einfluss der Probenstörung bei der Entnahme kann durch eine große Probenanzahl verringert werden.

3.2 Bodenseitige Einflüsse auf Rammsondierungen

Die Schlagzahl N , die Lagerungsdichte D , die Steifeziffer E_s und der Reibungswinkel φ sind eng miteinander verknüpft. Dies rührt daher, dass die Körner beim Sondieren meistens nicht zerbrechen, sondern sich beim Abscheren Gleitfugen ausbilden, in denen die Körner aneinander vorbeigleiten. Die Größe der Gleitfugen ist vom Reibungswinkel abhängig. Die Verspannung, aus der die Körner gelöst werden müssen, ist umso größer, je dichter der Boden gelagert ist. Für den Gleitwiderstand gilt die kritische Dichte. Auch die Zusammendrückbarkeit ist stark vom Verdichtungsverhältnis abhängig. Sie entsteht hauptsächlich durch Verringerung des Porenvolumens. Für die Verkleinerung des Porenvolumens, d.h. für die Umordnung der Körner, müssen Reibungsspannungen überwunden werden, die von der Lagerungsdichte abhängen. Zusammendrückbarkeit, Scherfestigkeit und Lagerungsdichte stehen

also in einem direkten Verhältnis zueinander und können mit der Schlagzahl korreliert werden (siehe Bild 3.1). MELZER [32] beweist den Zusam-

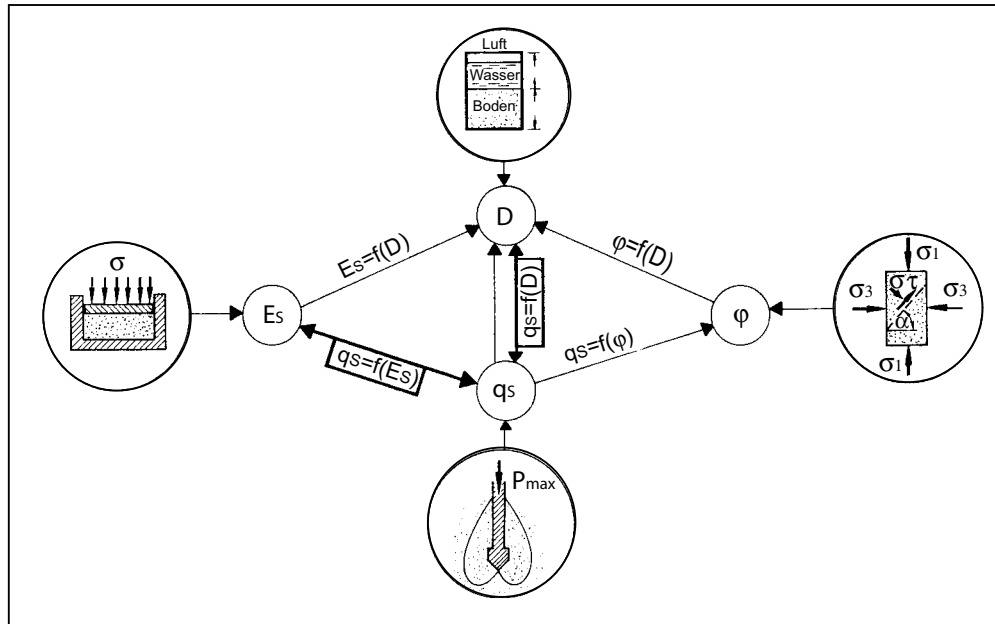


Abbildung 3.1: Zusammenhang zwischen Spitzendruck (Schlagzahl), Lagerungsdichte, Steifigkeit und Reibungswinkel nach MELZER [32]

menhang zwischen Lagerungsdichte, Steifeziffer und Reibungswinkel über den Grundbruch. Plastische Verformungen entstehen, wenn der Spitzenwiderstand der Bruchlast entspricht. Die Bruchlast ist vom Reibungswinkel abhängig, der wiederum mit der Lagerungsdichte zusammenhängt. Die Zusammendrückbarkeit ist eine Funktion der Lagerungsdichte, also besteht ein Zusammenhang zwischen Steifezahl und Spitzenwiderstand.

3.2.1 Einfluss der Kornform und Kornverteilung

MELZER [32] stellt fest, dass die Schlagzahl bei wachsendem Ungleichförmigkeitsgrad U abnimmt. Das ist darauf zurückzuführen, dass mit wachsendem Ungleichförmigkeitsgrad die Verdichtbarkeit des Bodens zunimmt, also die für die Eindringung erforderliche Kraft ausgedrückt durch die Schlagzahl N geringer wird. Mit steigender Korngröße wächst der Eindringwiderstand. Die Parameter zur Bestimmung der Korngröße sind der mittlere Korndurchmesser d_m oder d_{50} . KRÄMER [30] stellt fest, dass der Verhältniswert des Spitzendurchmessers zum wirksamen Korndurchmesser nur bis zu einem

Größenverhältnis von 40 [-] einen Einfluss auf die Rammsondierergebnisse hat. Die Sondenspitze muss also 40 mal größer als der wirksame Korndurchmesser sein. Nach MENZENBACH [33] hat die Kornverteilung bei gleicher Lagerungsdichte einen großen Einfluss auf den Eindringwiderstand, der nicht abschließend geklärt ist. Nach DIN 4094 entsteht bei Böden mit eckigem und rauhem Korn ein größerer Eindringwiderstand als bei Böden mit runder Kornform. Größere Steine können den Eindringwiderstand heraufsetzen. Gleiches gilt für eine Verkittung der Bodenkörner.

3.2.2 Einfluss des Grundwassers

Sowohl bei Ramm- wie auch bei Drucksondierungen nimmt die Schlagzahl bzw. der Spitzendruck ab, wenn die Sondenspitze in nichtbindigen Boden unterhalb des Grundwasserspiegels eindringt. Laut MELZER [32] ist die Abnahme der Schlagzahl darauf zurückzuführen, dass der Grundbruch unter der Sondenspitze durch die Verringerung des Raumgewichtes des Bodens leichter eintreten kann als über Wasser. Desweiteren werden die Bodenkörner je nach Lagerungsdichte durch die dynamische Beanspruchung aufgewirbelt, so dass sie im Wasser aufschwimmen. MELZER stellt in seinen Versuchen eine Abnahme der Schlagzahl unter Grundwasser fest. Die Abnahme der Schlagzahl beginnt beim Eintritt der Sondenspitze ins Grundwasser. Der prozentuale Abfall der Schlagzahl liegt bei 30-50 % und nimmt im Vergleich zu Rammsondierungen über Grundwasser mit der Größe des Spitzendrucks, also mit steigender Lagerungsdichte, ab. Die Schmierwirkung des Wassers bewirkt, dass nur noch eine geringe Mantelreibung am Schaft der Sondenspitze vorhanden ist und die Schlagzahl verringert wird. MENZENBACH [33] stellt fest, dass eine Wassersättigung bei Feinsanden den Eindringwiderstand herabsetzt. Er erklärt dieses Phänomen dadurch, dass bei Feinsanden während des Schlages ein Porenwasserüberdruck an der Sondenspitze entsteht, der sich durch den engen Porenraum langsamer abbaut als bei Grobsand (Bodenverflüssigung). Nach STENZEL und MELZER [44] ist der Einfluss des Grundwassers auf die Sondierergebnisse bei Rammsondierungen höher als bei Drucksondierungen. Mit zunehmender Lagerungsdichte nimmt der Einfluss ab und ist bei hoher Lagerungsdichte des Bodens kaum noch bemerkbar.

3.2.3 Einfluss der Lagerungsdichte

Die Dichte des Korngefüges in nichtbindigen Böden kann über zwei Parameter bestimmt werden, zum einen über den auf den Rauminhalt der gesamten Probe bezogenen Porenanteil n und zum anderen über die auf den Rauminhalt der Festmasse bezogene Porenziffer e . Die dichteste und lockerste Lage-

rung eines Bodens hängen von der Kornform und der Kornverteilung ab. Für die Bestimmung der Lagerungsdichte D bzw. der bezogenen Lagerungsdichte I_D werden der natürliche Porenraum n bzw. die natürliche Porenziffer e auf die beiden Grenzwerte bezogen:

$$D = \frac{n_{max} - n}{n_{max} - n_{min}} \quad (3.1)$$

$$I_D = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}. \quad (3.2)$$

Dabei wird mit dem Index *max* der entsprechende Parameter bei lockerster Lagerung und mit *min* der bei dichtester Lagerung bezeichnet. Da die Entnahme ungestörter Proben im Bohrloch nicht gelingt bzw. aufwendig ist, ist es zweckmäßig, die Lagerungsdichte indirekt über Sondierungen feststellen zu können. Der Vergleich der Ergebnisse aller Forschungsarbeiten zu diesem Thema zeigt, dass die Schlagzahl mit steigender Lagerungsdichte ansteigt (siehe STENZEL und MELZER, [44], [45], und DIN 4094). Die Ergebnisse weichen trotzdem stark voneinander ab, weil für den Spitzendruck neben der Lagerungsdichte auch der Überlagerungsdruck, die Verdichtbarkeit und die Korngröße Einfluss auf die Ergebnisse haben. Nur durch eine große Anzahl von Wertepaaren konnten Korrelation zwischen der Schlagzahl und der Lagerungsdichte erstellt werden.

3.2.4 Scherfestigkeit

Die Scherfestigkeit eines Bodens kann aus Sondierungen abgeleitet werden, da die Grundbruchspannung, die den Eindringwiderstand verursacht, vom Reibungswinkel φ' abhängt. Der Reibungswinkel eines nichtbindigen Bodens wird von der Versuchsart und den Versuchsbedingungen, dem Spannungszustand, der Lagerungsdichte, der Kornform und Kornrauhigkeit, der Korngröße, der Kornverteilung und der mineralogischen Zusammensetzung des Bodens beeinflusst (TEFERRA [46]). Böden mit runden Körnern besitzen einen kleineren Reibungswinkel als welche mit eckigen Körnern. MELZER [32] hat die Ergebnisse von verschiedenen Verfassern untersucht. Danach ist ein linearer Zusammenhang zwischen $\cot \varphi'$ und der Anfangslagerungsdichte D_0 der Proben zu erkennen. SCHULTZE [41], [42] wählt einen einfachen Ansatz für die Beziehungen zwischen Anfangslagerungsdichte D_0 bzw. Anfangsporenzahl e_0 und dem Reibungswinkel φ' . Danach gilt:

$$\cot \varphi' = a \cdot e_0 + b. \quad (3.3)$$

Die Werte a und b werden in Scherversuchen bestimmt, bei denen die Beziehung zwischen der Anfangsporenzahl e_0 und $\cot \varphi'$ aufgetragen werden.

Die Beziehung 3.3 ist linear. Die Steigung a und der Ordinatenabschnitt b müssen durch mindestens zwei Versuche bestimmt werden. Die Gleichung 3.3 gilt nur unterhalb der kritischen Porenzahl e_{krit} , denn darüber verlaufen die Geraden fast horizontal. Nach ZWECK [51] kann der Reibungswinkel eines Bodens durch Sondiererergebnisse abgeschätzt werden. Man kann auch über Versuche für bestimmte Sande und Kiese eine direkte Korrelation erstellen. Solche Beziehungen sind nach seiner Meinung vor allem für solche Böden anzunehmen, bei denen der Eindringwiderstand weniger durch seitliches Verdrängen als durch Abscheren bestimmt wird. Nach STENZEL und MELZER [44] gibt es wenig bekannte Untersuchungen, bei denen direkte Beziehungen zwischen Schlagzahlen und Reibungswinkel aufgestellt wurden. Die theoretische Abhängigkeit zwischen Reibungswinkel und Spitzenwiderstand ist auch im Tragfähigkeitsbeiwert des Grundbruchs an der Sondenspitze enthalten. Die Rückrechnung gestaltet sich als schwierig, weil bei der Rammsondierung ein dynamischer Grundbruch berechnet werden müsste, bei dem sich die Lagerungsdichte und damit der Reibungswinkel während des Rammvorganges ändern. Bei Drucksondierungen hingegen kann ein statischer Grundbruch angenommen werden. Hier existieren Beziehungen, bei denen durch den Spitzendruck der Reibungswinkel bestimmt werden kann (siehe DIN 4094).

3.2.5 Zusammendrückbarkeit

Die Zusammendrückbarkeit bei Böden wird normalerweise mit dem Steifemodul E_S unter behinderter Seitendehnung im Ödometer festgestellt. Dieser hängt mit dem Elastizitätsmodul (unbehinderte Seitendehnung) folgendermaßen zusammen

$$E_S = E \cdot \frac{1 - \mu}{1 - \mu - 2\mu^2}. \quad (3.4)$$

μ ist die Querdehnzahl. In Gleichung 3.4 wird E_S als Bodenkonstante angesehen. Der Steifemodul ist jedoch von der Normalspannung abhängig. Nach dem Gesetz von OHDE gilt:

$$E_S = \frac{d\sigma}{ds'} = v \cdot \left(\frac{\sigma}{\sigma_1}\right)^w. \quad (3.5)$$

σ_1 ist dabei eine Einheitsspannung, die laut MELZER [32] und SCHULTZE [42] mit 1 kg/cm^2 gewählt wird, und σ die Normalspannung. s' ist die bezogene Setzung. Die Parameter v und w werden für die Erstbelastung aus dem doppellogarithmischen Drucksetzungsdiagramm ermittelt. Wenn α die

Steigung der Geraden ist und a die bezogene Setzung bei einem Spannungsverhältnis von 1, gilt

$$w = 1 - \cot \alpha \quad \text{und} \quad v = \frac{1}{a \cdot (1 - w)}. \quad (3.6)$$

Der Steifebeiwert v liegt je nach Lagerungsdichte im Bereich 82,5-1255 und der Exponent w im Bereich 0,320-0,794 (MOUSSA [35]). Für den Bereich der Wiederbelastung ist die Steifezahl von der Lagerungsdichte unabhängig, da die Kornumlagerung größtenteils stattgefunden hat, und es gilt nach MOUSSA [35] näherungsweise

$$E_S = 900 \cdot \left(\frac{\sigma}{\sigma_1}\right)^{0,5} \quad (3.7)$$

Laut MOUSSA gelten die folgenden Gleichungen für Sand

$$w = 1 - \log\left(2,49 \cdot \frac{e_{max}^{1,4}}{e_0}\right) \quad (3.8)$$

und

$$v = \frac{100 \cdot e_{max}^{6,46}}{0,73 \cdot e_0^4 \cdot \log\left(2,49 \cdot \frac{e_{max}^{1,4}}{e_0}\right)}. \quad (3.9)$$

Für kiesigen Sand gilt

$$w = 1 - \log\left(2,00 \cdot \frac{e_{max}^{2,29}}{e_0}\right) \quad (3.10)$$

und

$$v = \frac{100 \cdot e_{max}^{8,93}}{2,34 \cdot e_0^4 \cdot \log\left(2,00 \cdot \frac{e_{max}^{2,29}}{e_0}\right)}. \quad (3.11)$$

e_0 ist die Anfangsporenziffer, die je nach Versuchsbedingungen der Porenziffer bei natürlicher Lagerung e_n entspricht, und e_{max} die Porenziffer bei lockerster Lagerung.

MELZER [32] unterteilt den Sondiervorgang in zwei Schritte. Der erste ist die Zusammendrückung des Bodens als elastische Verformung und der zweite der auftretende Grundbruch als plastischer Anteil. Der elastische Anteil kann als Setzungsberechnung nach Boussinesq mit einer Punktlast auf dem linear-elastischen, isotropen und homogenen Halbraum angenommen werden. Es wird eine Verbindung zwischen der Steifezahl E_S und dem Spitzendruck q_s hergestellt, ohne dass in diesen Ansatz die Sondiertiefe eingeht. Er leitet

folgende Gleichungen unter Berücksichtigung des Überlagerungsdruckes für die leichte Rammsonde her. Für die Steifezahl gilt

$$E_S = \nu \cdot \sigma^w \quad (3.12)$$

mit $w = 0,522$ und

$$\nu = 229,8 \cdot \log N_{10} - 322 \cdot \gamma \cdot z + 320,4 \pm 49,2 \quad (3.13)$$

für Mittel- und Grobsand und

$$\nu = 687,8 \cdot \log N_{10} - 574,5 \cdot \gamma \cdot z + 210,1 \pm 121,2 \quad (3.14)$$

für kiesigen Sand. Diese Gleichungen gelten nur für Sande über Grundwasser im Versuchscontainer. Eine Vorbelastung erhöht die Steifezahl erheblich.

Nach ZWECK [51] besteht eine direkte Beziehung zwischen der Steifezahl und dem Eindringwiderstand. Das gilt vor allem für Böden, die vorwiegend zur Seite verdrängt werden und bei denen der Einfluss des Abscherens in den Hintergrund tritt.

In der DIN 4094 von 1990, Teil 1 [2] werden Korrelationen zwischen der Schlagzahl und dem Steifebeiwert ν für die Bestimmung des Steifemoduls angegeben. Der Steifemodul berechnet sich zu

$$E_s = \nu \cdot p_a \cdot \left(\frac{\sigma_{\ddot{u}} + 0,5 \cdot \Delta\sigma_z}{p_a} \right)^w \quad (3.15)$$

mit

ν : Steifebeiwert, mit der Schlagzahl bzw. dem Spitzendruck korreliert

w : Steifeexponent ($w = 0,5$ für engestufte Sande)

$\sigma_{\ddot{u}} = \gamma \cdot (d + z)$: lotrechte Normalspannung in der Gründungssohle oder in der Tiefe z unterhalb der Gründungssohle nach DIN 4019, Teil 1

$\Delta\sigma_z = i \cdot \sigma_1$: Erhöhung der lotrechten Spannungen durch die Baumaßnahme in der Gründungssohle oder in der Tiefe z unterhalb der Gründungssohle nach DIN 4019, Teil 1 (Setzungsberechnungen)

p_a : atmosphärischer Druck.

Die Korrelation zwischen der Schlagzahl N_{10} der leichten Rammsonde lautet

$$\nu = 214 \log N_{10} + 71 \quad (3.16)$$

und für die schwere Rammsonde

$$\nu = 249 \log N_{10} + 161 \quad (3.17)$$

3.2.6 Überlagerungsdruck

MENZENBACH [33] stellt in seinem Versuchsbehälter mit Sand die Abhängigkeit der Sondierergebnisse von den effektiven Spannungen fest. Je höher die Sondiertiefe ist, desto größer ist die Schlagzahl bei gleicher Lagerungsdichte. Die Auswertung der Ergebnisse zeigt einen parabelförmigen oder logarithmischen Zusammenhang zwischen Schlagzahl und Lagerungsdichte für jede Sondiertiefe. MELZER [32] stellt fest, dass bei gleicher Lagerungsdichte der Sondierwiderstand mit dem Überlagerungsdruck wächst. In Bild 3.2 ist die Wirkung einer Auflast auf die Entwicklung der Scherfuge an der Spitze im Vergleich zum Überlagerungsdruck gezeigt. Der Einfluss einer Druckvorrichtung für Versuchscontainer wird untersucht. Eine Druckvorrichtung hat auf den Überlagerungsdruck den gleichen Effekt wie eine Auflast. Den Unterschied zeigt jedoch Bild 3.3. Durch eine Druckvorrichtung auf der Geländeoberkante ändern sich die Randbedingungen. Während für die freie Geländeoberkante gilt, dass die Normalspannungen $\sigma_z = 0$ und die Dehnungen in z -Richtung $\varepsilon_z \neq 0$ sind, gilt bei einer Druckvorrichtung $\sigma_z \neq 0$ und $\varepsilon_z = 0$. Das bedeutet, dass der Verlauf der Gleitfuge an der Sondenspitze nur angenommen werden kann und vermutlich schon an der Geländeoberkante an das Gestänge zurückläuft. Bei einer Druckvorrichtung gelten die Korrelationen zwischen Schlagzahlen und Bodenparametern nicht bzw. erst für größere Tiefen. MELZER [32] stellt außerdem fest, dass bei hohen Lagerungsdichten der Einfluss des Überlagerungsdruckes stärker ist als bei niedrigen. Er leitet folgende Gleichungen unter Berücksichtigung des Überlagerungsdruckes für die leichte Rammsonde her. Es gilt

$$I_D = 0,252 \cdot \log N_{10} - 0,309 \cdot \gamma \cdot z + 0,373 \pm 0,064 \quad (3.18)$$

für Mittel- und Grobsand und

$$I_D = 0,364 \cdot \log N_{10} - 0,231 \cdot \gamma \cdot z + 0,383 \pm 0,062 \quad (3.19)$$

für kiesigen Sand. Diese Gleichungen haben nur oberhalb der Grenztiefe Gültigkeit. Sie gelten nur für mitteldichte und dichte Böden, die oberhalb des Grundwassers liegen. KANY und JÄNKE [26] stellen bei ihren Versuchen keinen Einfluss des Überlagerungsdruckes fest.

3.2.7 Theoretische Grenztiefe

Als Grenztiefe t_g wird die Tiefe bezeichnet, bis zu der der Sondierwiderstand stark ansteigt, um von da aus in geringerem Maße zuzunehmen. Das Phänomen ist damit zu erklären, dass sich die Grundbruchfuge, die von der Sondenspitze hervorgerufen wird, bis zur Grenztiefe die Geländeoberkante schneidet

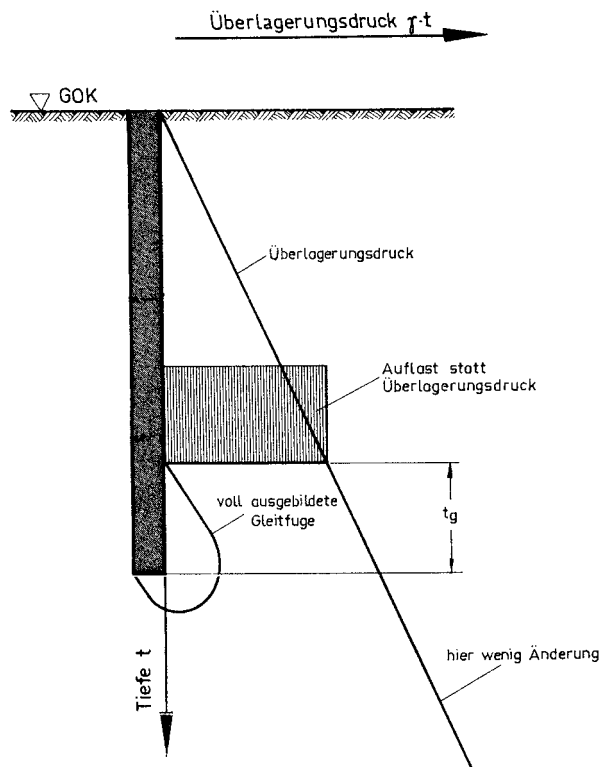


Abbildung 3.2: Vergleich der Wirkung von Überlagerungsdruck und Auflast (nach MELZER [32])

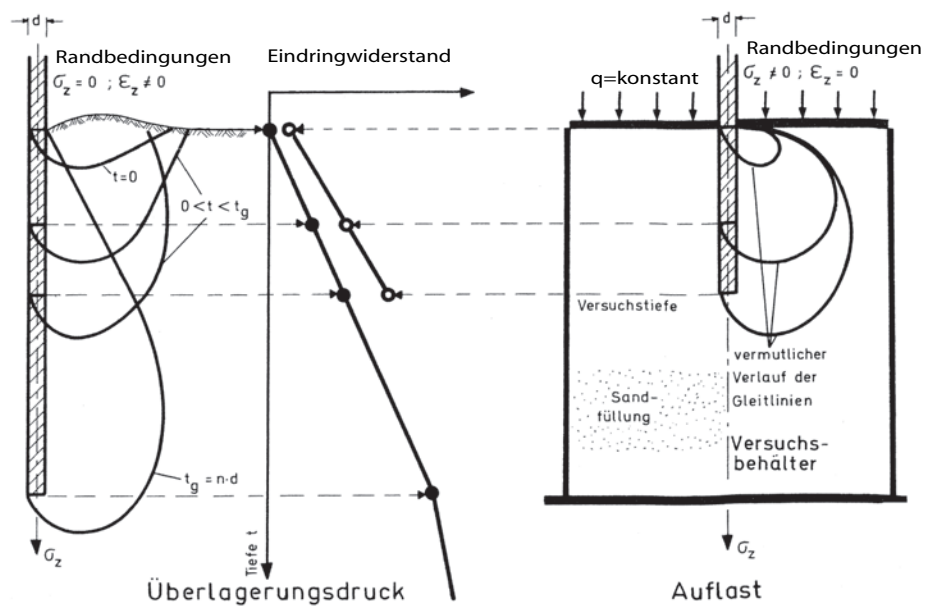


Abbildung 3.3: Ausbildung der Scherfuge aufgrund natürlicher Randbedingungen und einer Druckvorrichtung (nach MELZER [32])

und unterhalb der Grenztiefe an das Gestänge zurückführt. Die Grenztiefe wird schon 1943 von PAPROTH [38] untersucht, doch er stellt noch keine direkte Verbindung zum Grundbruch her. In seinem Modell wird der Boden erst zur Seite verdrängt, um dann nach oben auszuweichen. In oberen Schichten, d.h. oberhalb der Grenztiefe, kann sich die Geländeoberfläche aufwölben, in unteren Schichten ist dies nicht mehr der Fall. MENZENBACH [33] stellt fest, dass beim Überschreiten der Grenztiefe ein Knick in der linearen Zunahme der Schlagzahl zu sehen ist, wenn die Schlagzahlen in Abhängigkeit von der Tiefe bei gleicher Lagerungsdichte aufgetragen werden. Der Anstieg der Schlagzahlen mit der Tiefe wird geringer. Bei Sondierungen mit der leichten Rammsonde im Versuchsschacht in Sand stellt er ein Verhältnis der Grenztiefe zu Spitzendurchmesser $n = t_g/d = 50$ für locker gelagerten Sand, von $n = t_g/d = 42$ für mitteldicht gelagerten Sand und von $n = t_g/d = 21$ für dicht gelagerten Sand fest (Auswertung nach MELZER [32], S. 59). Das heißt, dass die Grenztiefe mit steigender Lagerungsdichte kleiner wird. DE BEER [18] untersucht die Grenztiefe ausgehend von der Plastizitätstheorie. Er weist am Beispiel einer Drucksondierung nach, dass die starke Zunahme des Spitzendrucks nicht allein auf den Überlagerungsdruck zurückzuführen ist.

MELZER [32] gibt eine sehr gute Zusammenfassung über die verschiedenen Grundbruchtheorien, über die er die Grenztiefe erklärt. Seiner Meinung nach ist der Grund für den starken Anstieg des Spitzendrucks bis zur Grenztiefe, dass verschiedene Bruchzustände im Boden hervorgerufen werden. Die Ursache liegt in der normalerweise vernachlässigten Scherfestigkeit des Bodens oberhalb der Sondenspitze. Es muss für die richtige Berechnung des (statischen) Grundbruchs an der Sondenspitze bzw. des dazugehörigen Tragfähigkeitsbeiwertes die Tiefe mit hinzugezogen werden. Oberhalb der Grenztiefe im Bereich $0 \leq z \leq t_g$ gilt für den Spitzendruck q_s

$$q_s = \nu_t \cdot \lambda_t \cdot \tau_t \cdot \gamma \cdot z. \quad (3.20)$$

Bei geringer Tiefe z werden die Tragfähigkeitsbeiwerte λ_t nach DIN 4017 verwendet (Grundbruch, PRANDTL), bei denen die Scherfestigkeit oberhalb der Gründungssohle vernachlässigt wird. Es gilt dann

$$\lambda_t = \tan^2(45^\circ + \varphi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi)} \quad \text{und} \quad \tau_t = 1, 0. \quad (3.21)$$

Dieser Ansatz wird mit zunehmender Tiefe zu ungünstig. Man verwendet dann die Gleitlinien nach JAKY (siehe Bild 3.4) bei denen sich mit zunehmender Tiefe die Gleitlinien in Richtung des Gestänges zurückbewegen. Der Boden oberhalb der Gründungsebene, also der Sondenspitze, kann nicht mehr

vernachlässigt werden. Daher wird für den Bereich $0 \leq z \leq t_g$ folgender Tiefenbeiwert verwendet

$$\tau_t = e^{(2\delta - \pi) \cdot \tan \varphi} \quad (3.22)$$

und der Tragfähigkeitsbeiwert

$$\lambda_t = \tan^2(45^\circ + \varphi/2) \cdot e^{2\delta \tan \varphi} \quad \text{mit} \quad \pi/2 \leq \delta \leq \pi \quad (3.23)$$

Der Winkel δ ist der Öffnungswinkel des Übergangsbereichs der Grundbruchfuge und hängt von der Eindringtiefe ab (siehe Bild 3.4). Der Winkel δ bleibt unterhalb der Grenztiefe konstant, so dass auch der Tiefenbeiwert konstant bleibt mit

$$\tau_{t_g} = e^{(\pi \cdot \tan \varphi)}. \quad (3.24)$$

Die Grenztiefe wird nach JAKY [25] folgendermaßen berechnet

$$t_g = m_2 - m_1 = d_a \cdot \tan(45^\circ + \varphi/2) \cdot e^{(\pi \tan \varphi)} \quad (3.25)$$

Bild 3.4 zeigt die von JAKY [25] angenommene Grundbruchfuge. Die Grenztiefe wird mit abnehmendem Reibungswinkel und folglich mit abnehmender Lagerungsdichte kleiner. Dieses gilt nur unter Annahme der Plastizitätstheorie. Versuche haben gezeigt, dass die Plastizitätstheorie nur gilt, wenn in

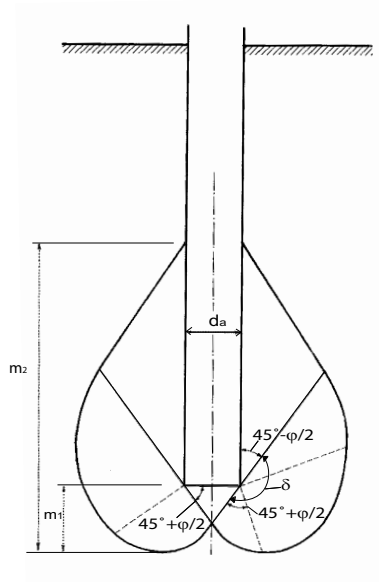


Abbildung 3.4: Grundbruchfuge unter der Sondenspitze nach JAKY [25]

dicht und mitteldicht gelagerten Böden sondiert wird. Versuchsergebnisse zeigen außerdem, dass die Grenztiefe bei geringerer Lagerungsdichte wieder zunimmt. Die Plastizitätstheorie gilt also nur für Böden mit hoher Lagerungsdichte, während bei niedriger Lagerungsdichte die Zusammendrückbarkeit des Bodens mit berücksichtigt werden muss. Bei Rammsonden wird die Grenztiefe schneller erreicht als bei Drucksonden, weil durch die dynamische Belastung eine Zusammendrückung, also eine höhere Verdichtung, erreicht wird, so dass der Bruch schneller eintritt. Bei niedriger Lagerungsdichte ist die Grenztiefe unabhängig vom Sondendurchmesser. Die Grenztiefe kann im übrigen auch bei einem Schichtenwechsel auftreten. Laut MELZER [32] stimmen die Ergebnisse im Labor mit der Theorie überein. In Feldversuchen wurden höhere Grenztiefen festgestellt. Auch ZWECK [51] beobachtet das Phänomen der Grenztiefe, indem er die Schlagzahlen über die Lagerungsdichte bei unterschiedlichen Tiefen aufträgt. Nach ihm kann die Grenztiefe mit 1 m angenommen werden. Diese Angabe ist auch in der DIN 4094 zu finden. Laut STENZEL und MELZER [44] ist die Grenztiefe von der Bodenart abhängig und nimmt mit Spitzendurchmesser und der Lagerungsdichte zu. Sie nennen für Rammsondierungen eine Grenztiefe von 1 m und für Drucksondierungen 1,5 m. Die von MENZENBACH und MELZER aufgestellten Beziehungen gelten nur oberhalb der Grenztiefe. Daher untersucht TEFERRA [46] das Phänomen der Grenztiefe und arbeitet diese in die Korrelationen zwischen Sondierwiderstand und Lagerungsdichte ein. Desweiteren sucht er die theoretische Basis für die Beziehungen. Diese theoretischen Gleichungen liefern nur bei sehr dichtem Sand gute Ergebnisse. TEFERRA berechnet über die Korrelation des Spitzendruckes der Drucksonde mit der Schlagzahl der Rammsonde N_{20} die Grenztiefe für Rammsondierungen, allerdings unter der vereinfachten Annahme, dass der Erdruhedruckbeiwert $k_0 = 1$ und der Boden inkompressibel ist. Der Einfluss von Grundwasser auf die Grenztiefe wird als unbedeutend angesehen. Die Sondenart hat durchaus Einfluss. So haben Rammsonden eine kleinere Grenztiefe als Drucksonden und schwere Rammsonden haben eine kleinere Grenztiefe als leichte Rammsonden. Die Sandart wird nicht extra betrachtet, sondern kommt durch den Spitzendruck zum Ausdruck. TEFERRA stellt Korrelationsbeziehungen unterhalb der Grenztiefe auf, indem er Versuchsergebnisse aus Versuchen in großräumigen Schächten (MELZER [32], MENZENBACH [33], KANY und JÄNKE [26] und BRANDENBURG [19]) mit einbezieht.

Kapitel 4

Auswertung von Sondierergebnissen von Baustellen

4.1 Baustellenergebnisse für Sondierungen mit freier Gestängelänge

Für den Vergleich der in diesem Forschungsprojekt erzielten Ergebnisse liegen Ergebnisse von zwei Baustellen vor, zum einen die Ergebnisse von Rammsondierungen aus Projekten der "Verkehrsanlagen im zentralen Bereich Berlins" (VZB) (siehe SCHRAN [40]) und zum anderen eine Baustelle, die wegen des laufenden Gerichtsverfahrens nicht namentlich genannt werden darf.

4.1.1 Verkehrsanlagen im zentralen Bereich Berlins

Die hier aufgeführten Baustellenergebnisse von verschiedenen Sondierungen stammen aus dem Projekt der "Verkehrsanlagen im Zentralen Bereich Berlins", zu denen der Lehrter Bahnhof gehört. Bild 4.1 zeigt die Lage der Baugruben im Bereich Nord. Für den im Urstromtal gelegenen Innenstadtbereich von Berlin stellt sich die Baugrundsituation folgendermaßen dar: Unter der Auffüllung (Auffüllung A) aus mit Schutt versetzten Sanden, die i.A. bis zum Grundwasserspiegel reicht, stehen überwiegend Sande an. Oberflächennah sind die Sande locker bis mitteldicht gelagert mit teilweise organischen Beimengungen (Sande S/SO). Die darunter anstehenden Sande (S1) sind mitteldicht und die in größerer Tiefe anstehenden Sande (S2) sind dicht gelagert. Der Grundwasserspiegel steht überwiegend 3- 5m unter Geländeoberkante an. Für die statischen Berechnungen des Projektes wurden nach SCHRAN

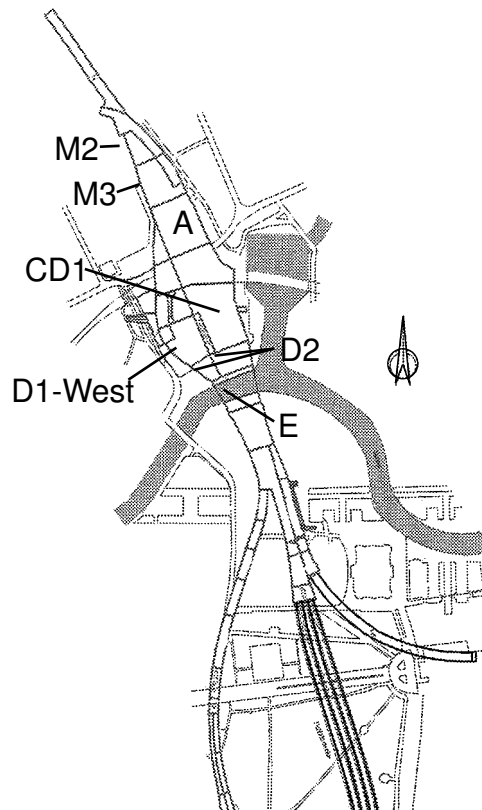


Abbildung 4.1: Übersicht über die Baugruben Bereich Nord, aus [40]

[40] die Bodenkennwerte aus Tabelle 4.1 zugrunde gelegt. Diese Werte wurden 1994 aus Bohrungen und Sondierungen gewonnen. Wegen der räumlichen Ausdehnung des Projektes werden keine Schichtdicken angegeben.

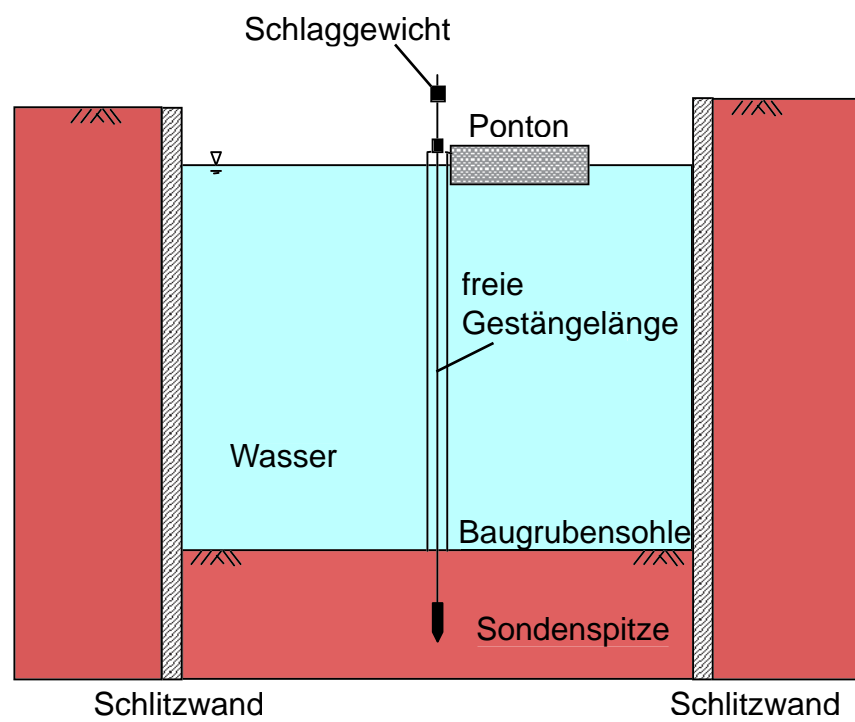


Abbildung 4.2: Rammsondierungen DPH vom Ponton aus

Schicht	A	S/SO	O	S1	Mg	S2	B	S3
Gruppe gem. DIN 18196	A, HN OH, SE, SU	SE OU, OT	H, F SE, SW	SE, SW TL	SU, ST GW, GE	SE, SW ST	SU	SE
γ/γ' [kN/m ³]	17/ 19	17/ 10	14/ 4	18/ 10	22/ 12	19/ 11	17/ 7,5	19/ 11
c [kN/m ²]	0	0	5	0	20	0	20	0
φ' [°]	27,5- 30	30	15	34	28	37,5	25	37,5
D [-]	-	-	0,2- 0,3	- 0,3- 0,4	-	0,4- 0,7	-	> 0,5
E_s [MN/m ²]	-	15 \sqrt{z}	1- 2	20 \sqrt{z}	5 \sqrt{z}	40 \sqrt{z}	2,5 \sqrt{z}	> 40 \sqrt{z}
c_s [m/s]	n.b.	n.b.	n.b.	140- 180	230- 240	180-220	n.b.	n.b.

Tabelle 4.1: Bodenkennwerte aus [40], (z : Tiefe unter GOK)

Beim VZB- Projekt wurden Rammsondierungen (DPH) in den gefluteten Baugruben vom Ponton aus durchgeführt (siehe Bild 4.2). Das Sondier raster in den Baugruben war ca. 30 x 30 m groß. Dabei wurde mit der schweren Rammsonde eine freie Gestängelänge von ca. 15 m (je nach Baugrube) überbrückt, um weitere ca. 20 m im Baugrund zu sondieren. Die freie Gestängelänge variierte leicht von Baugrube zu Baugrube. Es wurde durch ein Rohr gestützt. Da die Stützung keine Mantelreibung verursachen sollte, war der Rohrdurchmesser mit ca. 20 cm recht weit gewählt, so dass das Gestänge noch etwas ausknicken konnte. Die Gesamtlänge des Gestänges von ca. 36 m überschreitet den Anwendungsbereich der schweren Rammsonde von 25 m [4] um 11 m (siehe Kapitel 3.1.3). Daher ist auf den dargestellten Sondierergebnissen der Anstieg der Schlagzahlen im Bereich ab -15 m unter Baugrubensohle eher auf eine zu hohe geschlagene Masse des Gestänges und nicht auf einen Anstieg der Lagerungsdichte im Boden zurückzuführen. Im Folgenden werden für die in Bild 4.1 dargestellten Baugruben die Sondierergebnisse gezeigt. Die Bilder 4.3, 4.4, 4.7, 4.10, 4.13 und 4.16 zeigen die Maximal- und Minimalwerte, die aus allen Sondierungen in der jeweiligen Baugruben für eine bestimmte Sondiertiefe gewonnen wurden. Der Mittelwert ist das arithmetische Mittel aus dieser Anzahl von Sondierungen. Diese Sondierungen wurden nach Baugrubenaushub mit freier Gestängelänge durchgeführt. Die Aushubebene ist die Baugrubensohle. Die Bilder 4.5, 4.8, 4.11, 4.14 und 4.17 zeigen den Verlauf der Mittelwerte der Schlagzahlen für die einzelnen Baugruben sowie die Ergebnisse aus Drucksondierungen (CPT), Rammsondierungen (DPH) und Bohrlochrammsondierungen (BDP), die von der DEGEBO vor Baugrubenbeginn (ohne Bodenaushub) durchgeführt wurden. Diese Sondierungen stammen teilweise aus den 30er Jahren. Es ist also zu beachten, dass sich in den Tiefen, in denen sich die Ergebnisse der Rammsondierungen mit freier Gestängelänge und der Sondierungen der DEGEBO überschneiden, der Überlagerungsdruck geändert hat. Direkte Vergleichsson dierungen zu den DPH mit freier Gestängelänge gibt es nicht. Es wurde versucht, in den gefluteten Baugruben CPTs durchzuführen. Diese konnten nicht bis auf die gewünschte Tiefe ausgeführt werden, weil das Gestänge brach. Daher wurden DPHs durchgeführt (siehe SCHRAN [40]). Die Bilder 4.6, 4.9, 4.12, 4.18 und 4.18 zeigen die Lagerungsdichten D im Verlauf über die Tiefe, die aus den einzelnen Sondierungen gewonnen wurden. Bei den DPHs mit freier Gestängelänge sind die Mittelwerte in die Korrelation nach DIN 4094 eingesetzt worden.

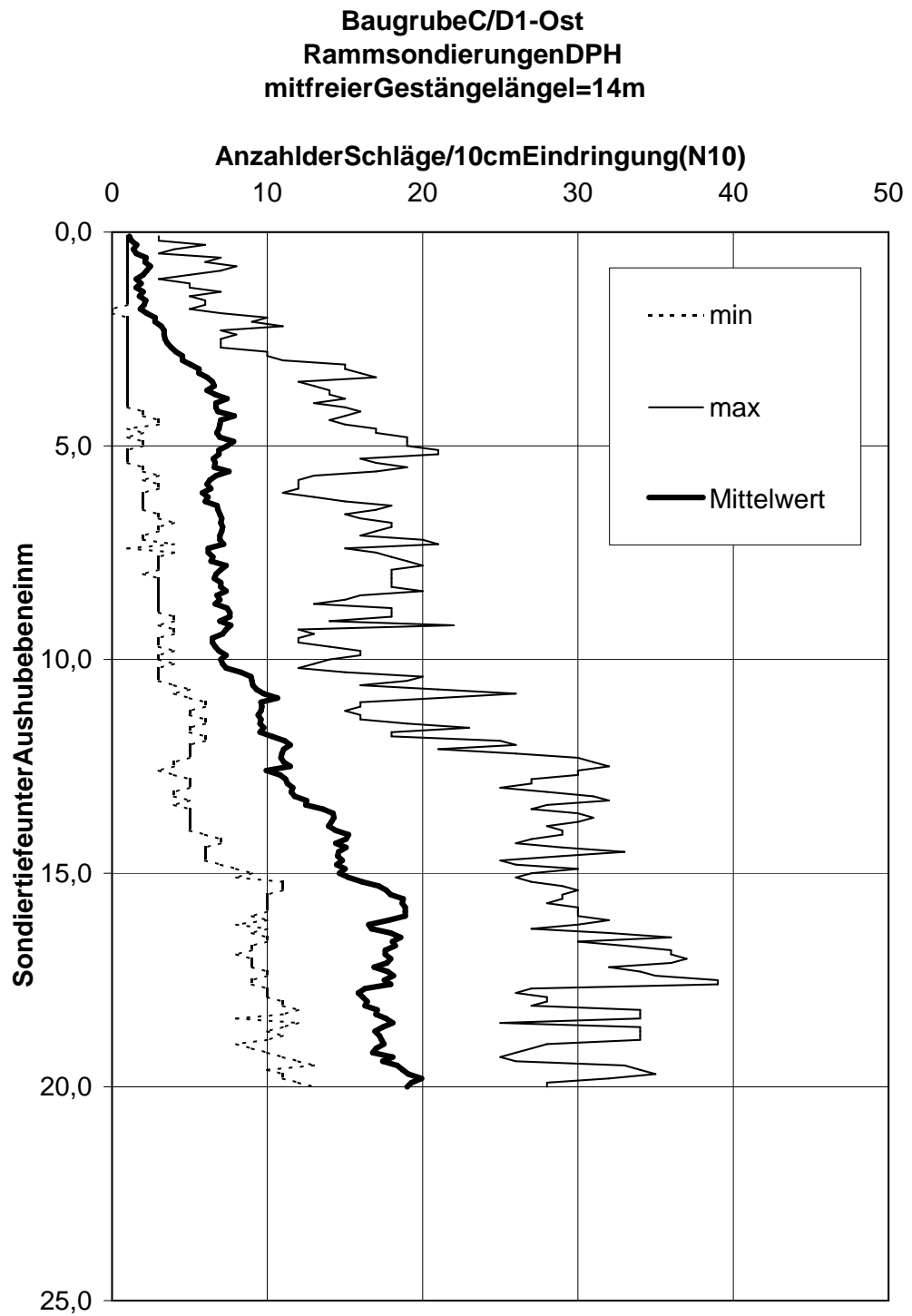


Abbildung 4.3: DPH in der Baugrube C/ D1-Ost, Datengrundlage 16 Rammsondierungen

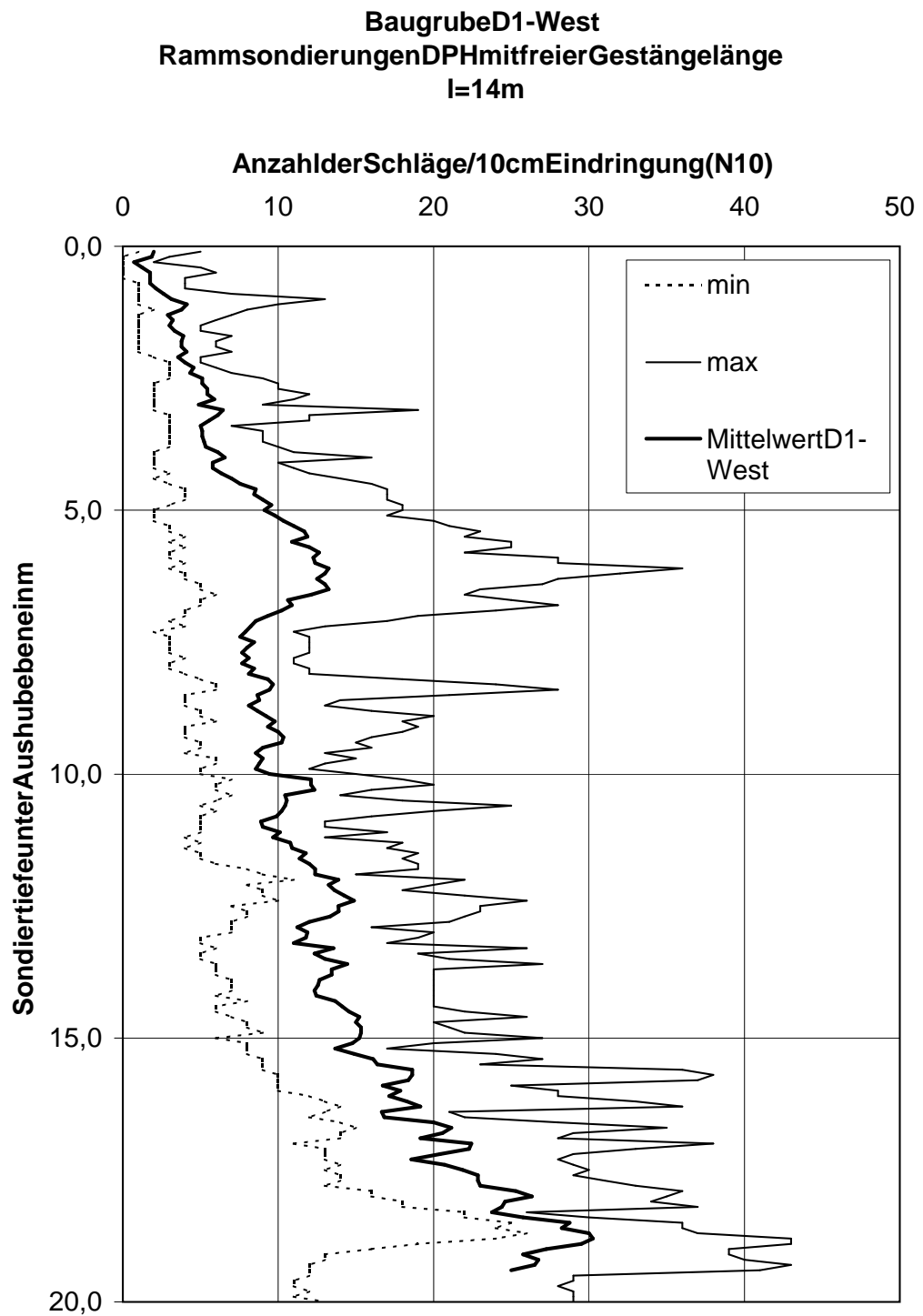


Abbildung 4.4: DPH in der Baugrube D1- West, Datengrundlage 9 Rammsondierungen

**Baugrube C/D1
und D1-West
Vergleich der Sondierergebnisse**

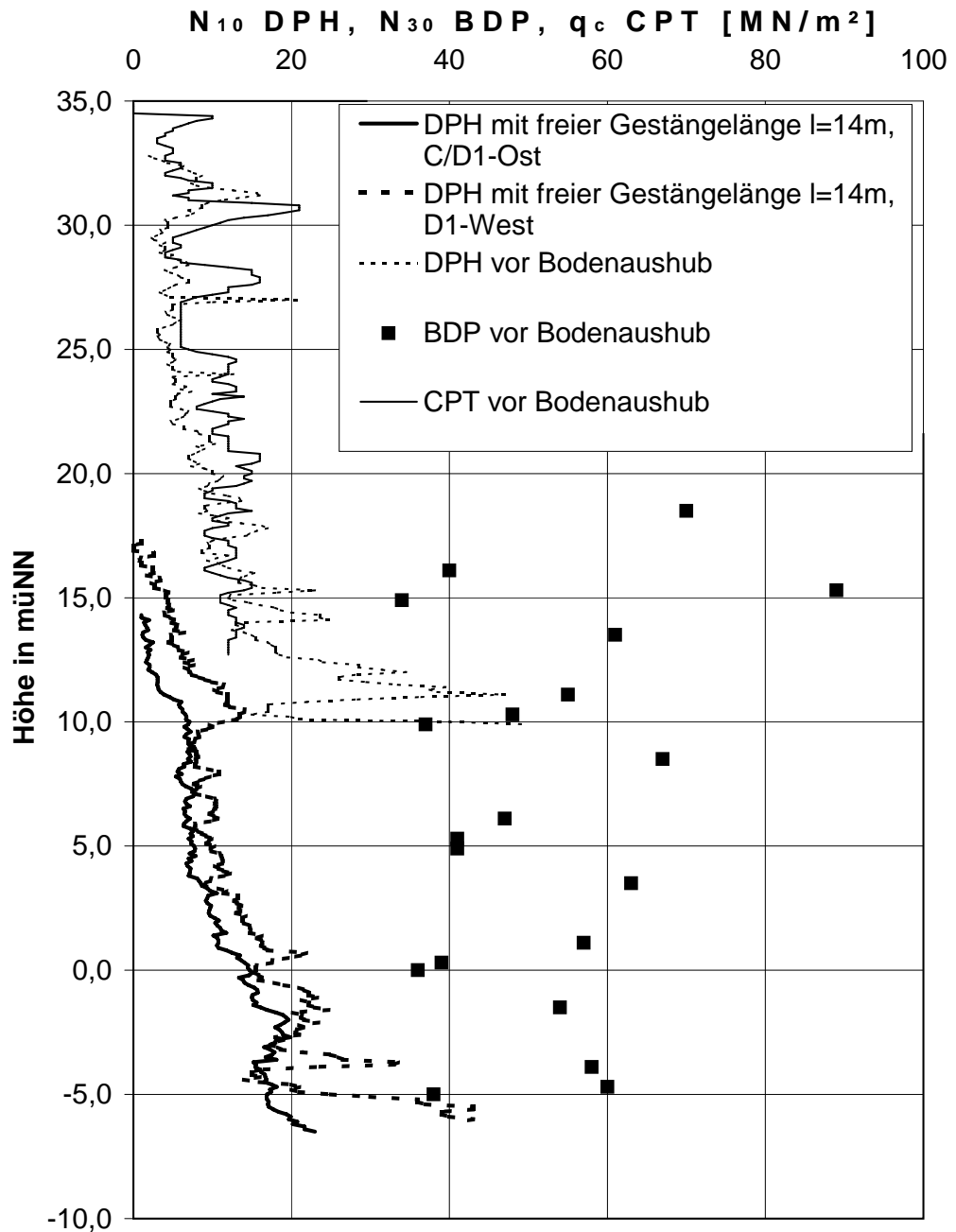


Abbildung 4.5: Schlagzahlen und Spitzendruck der Baugrube C/ D1-Ost und D1- West

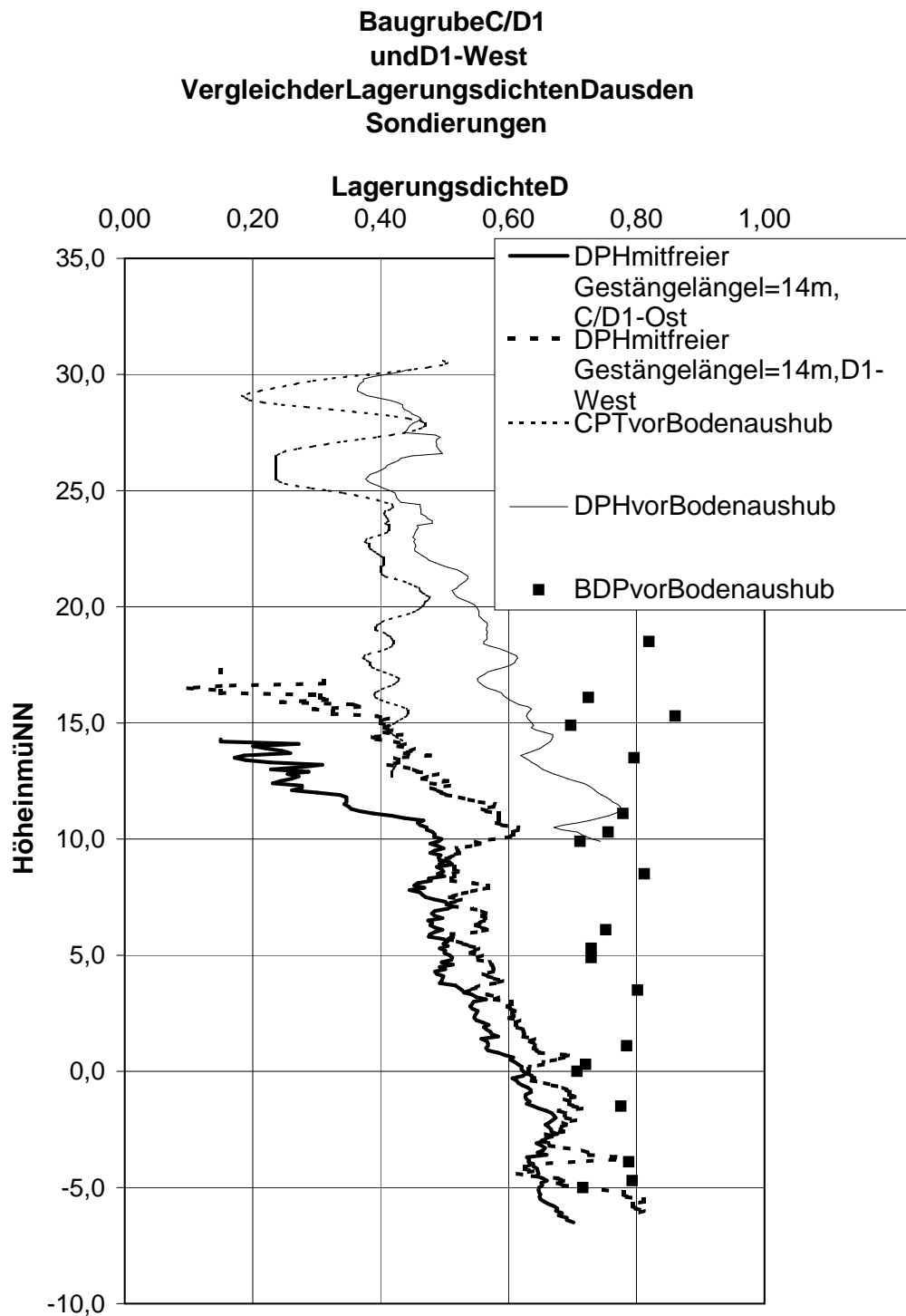


Abbildung 4.6: Lagerungsdichten in der Baugrube C/ D1-Ost und D1- West

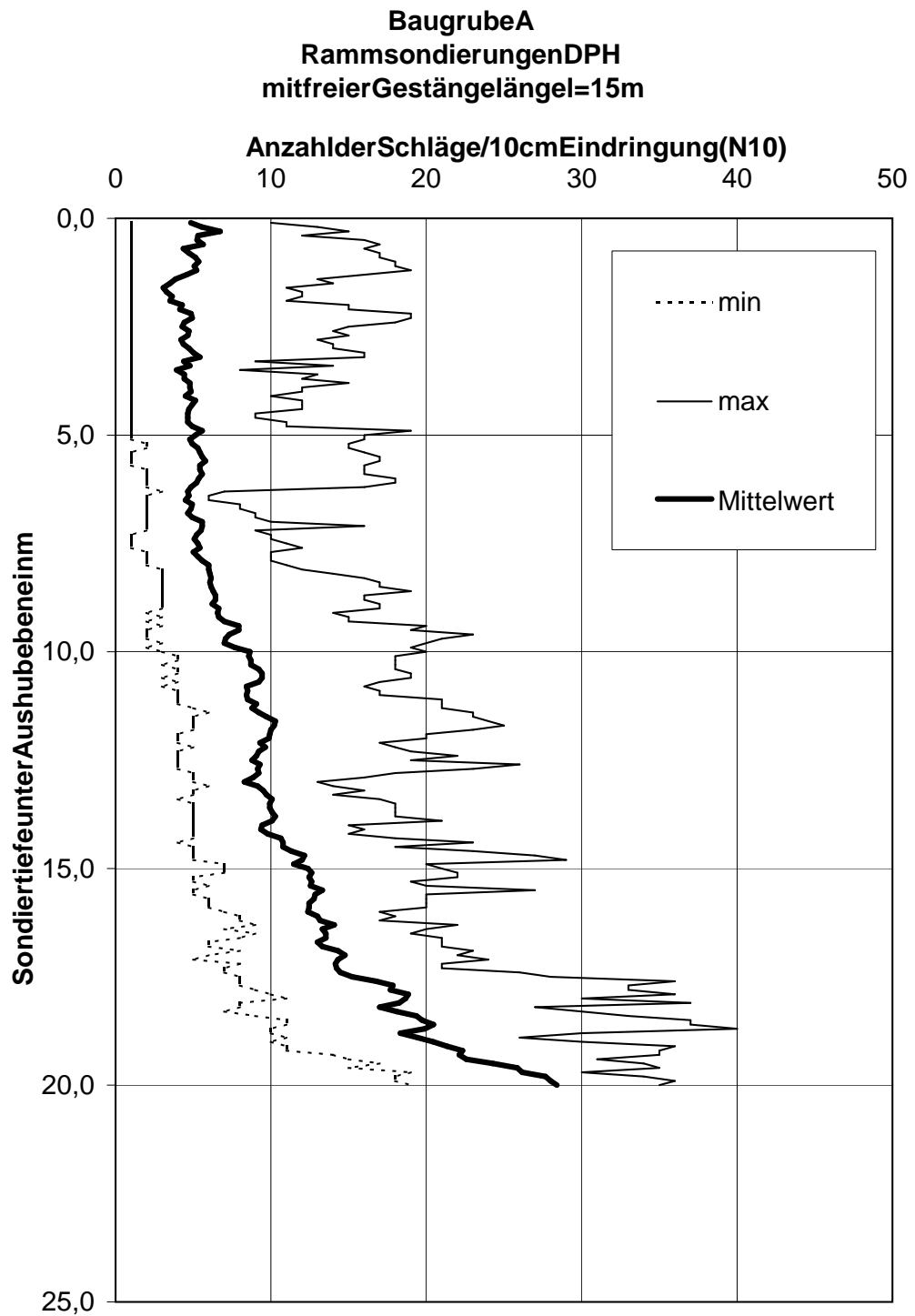


Abbildung 4.7: DPH in der Baugrube A, Datengrundlage 14 Rammsondierungen

Baugrube A:
Vergleich der Schlagzahlen und des Spitzendrucks

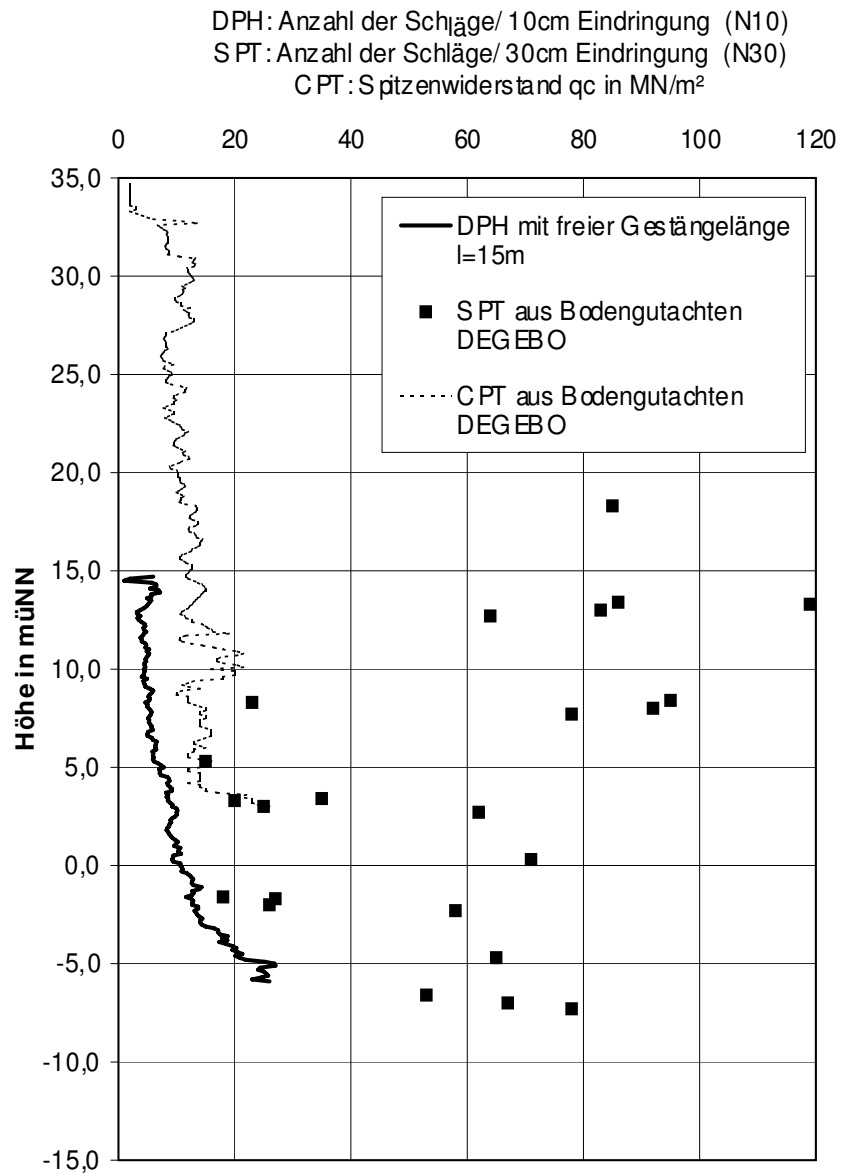


Abbildung 4.8: Schlagzahlen und Spitzendruck der Baugrube A

Baugrube A
Vergleich der Lagerungsdichten D aus Sondierungen

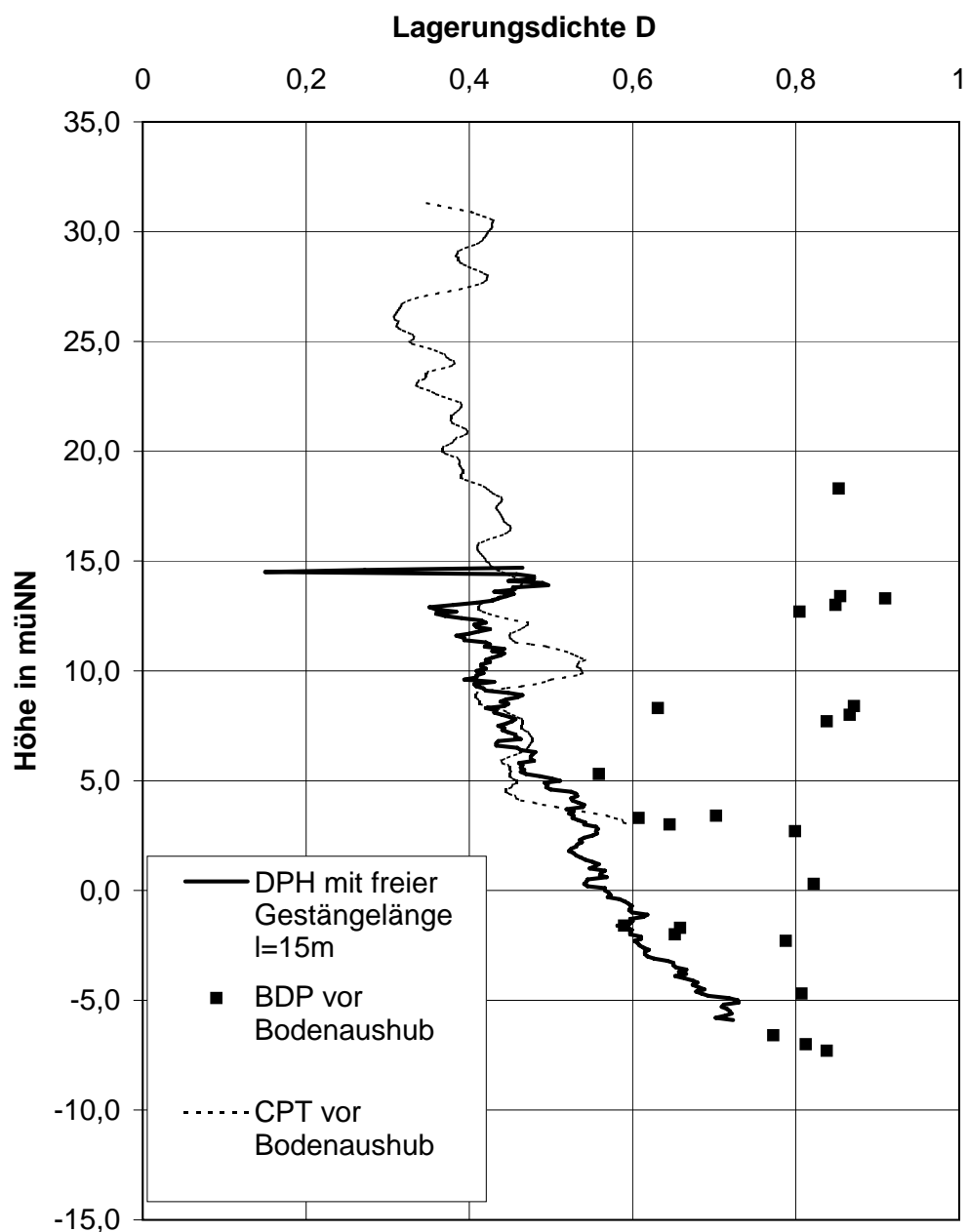


Abbildung 4.9: Lagerungsdichten in der Baugrube A

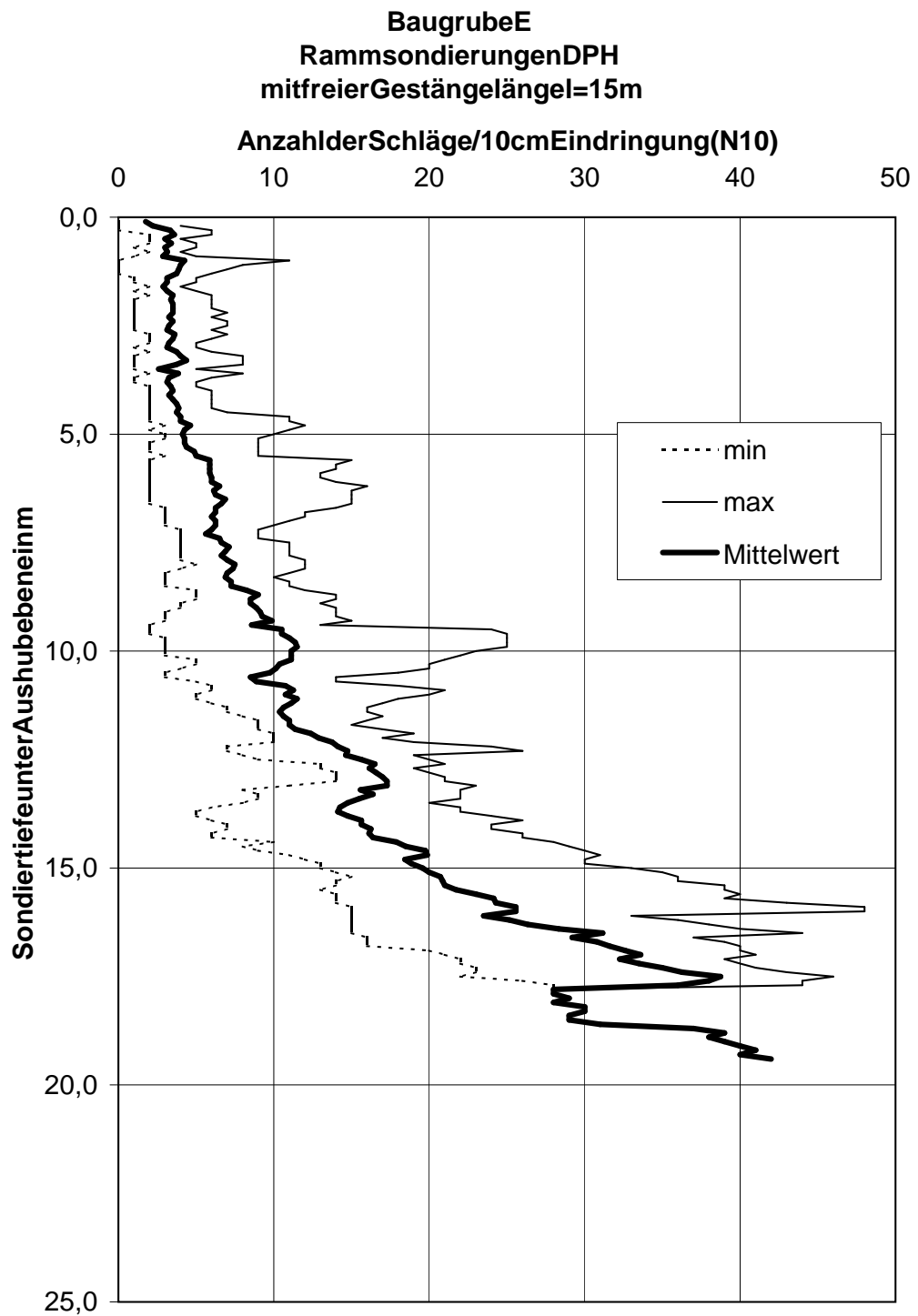


Abbildung 4.10: DPH in der Baugrube E, Datengrundlage 9 Rammsondierungen

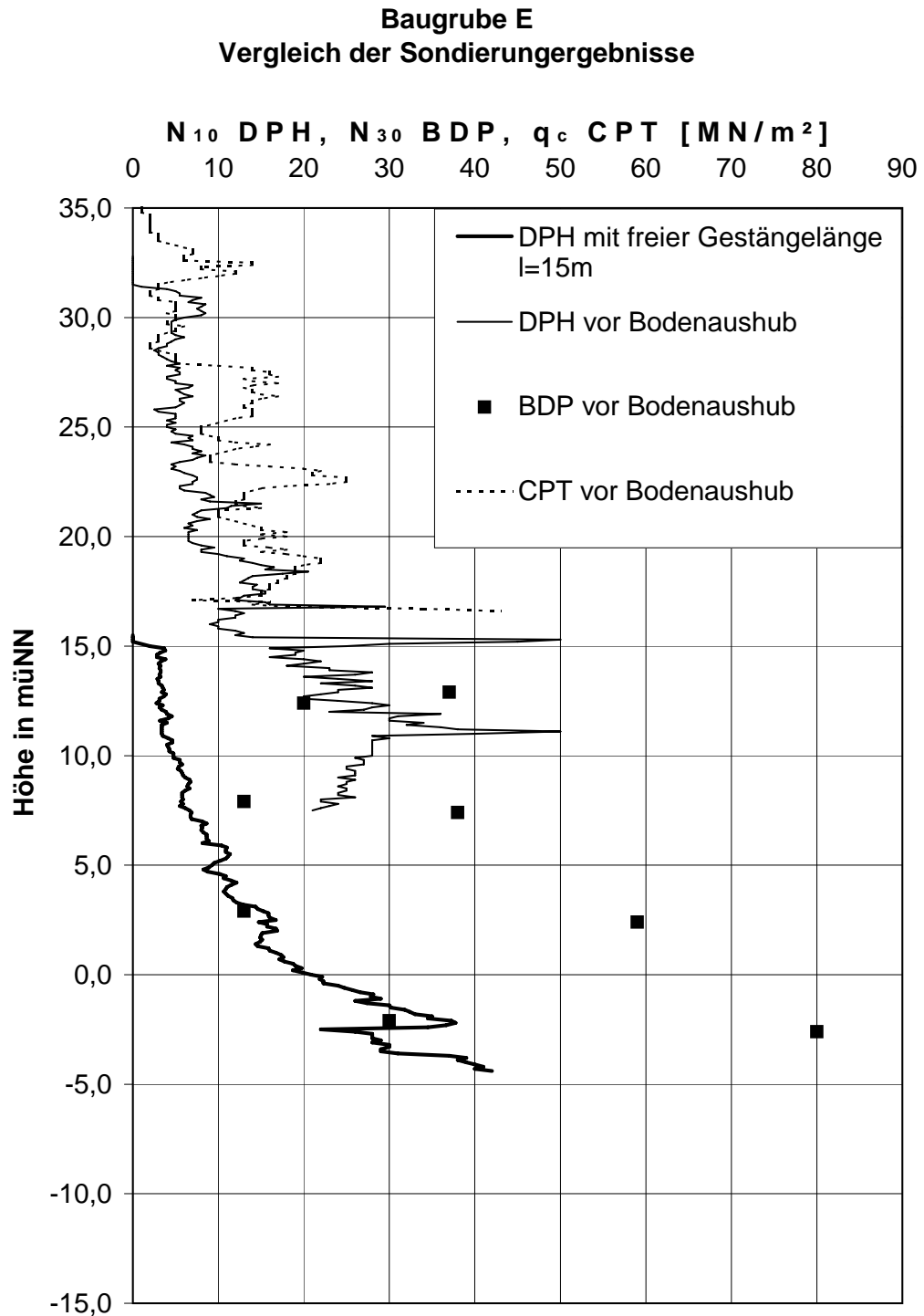


Abbildung 4.11: Schlagzahlen und Spitzendruck der Baugrube E

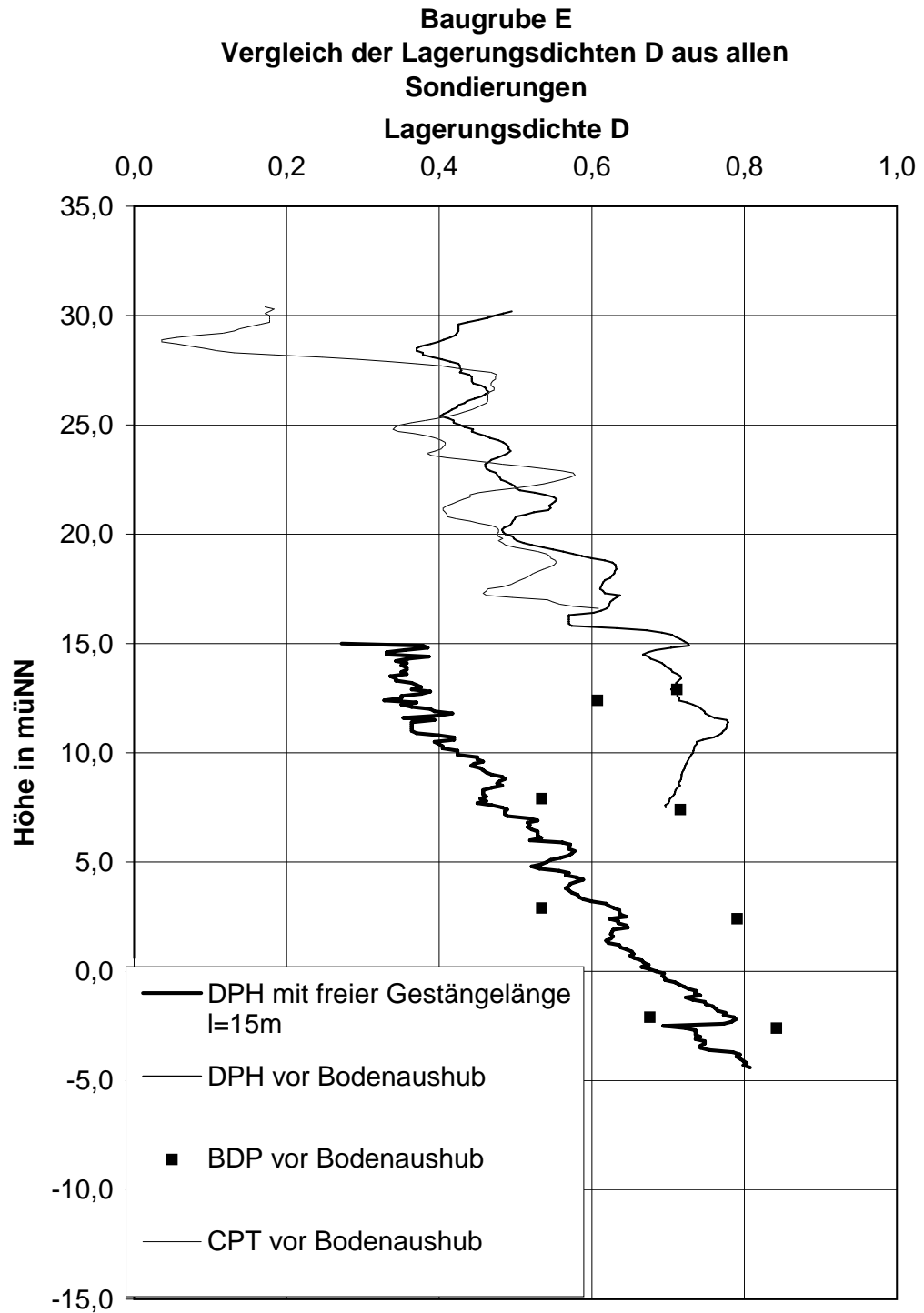


Abbildung 4.12: Lagerungsdichten in der Baugrube E

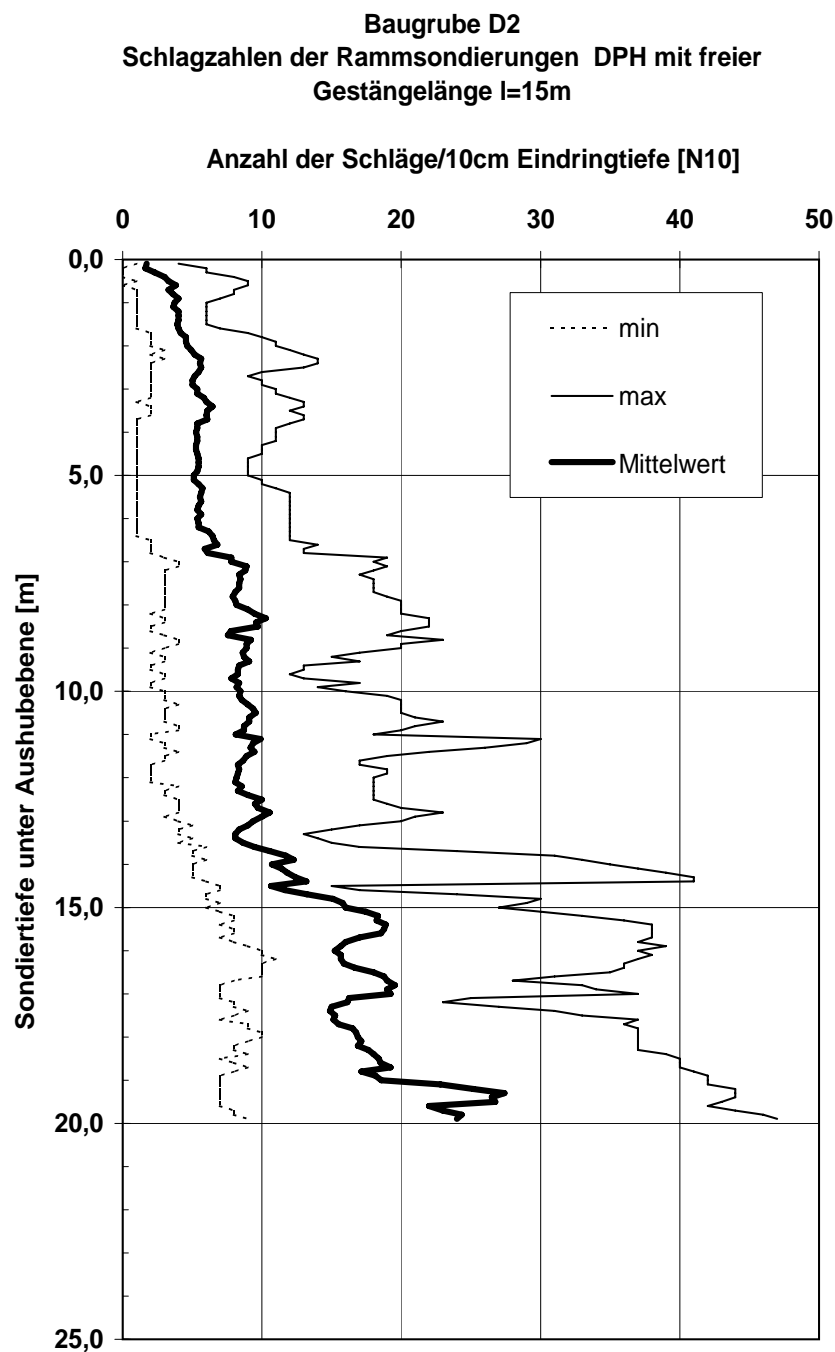


Abbildung 4.13: DPH in der Baugrube D2, Datengrundlage 11 Rammsondierungen

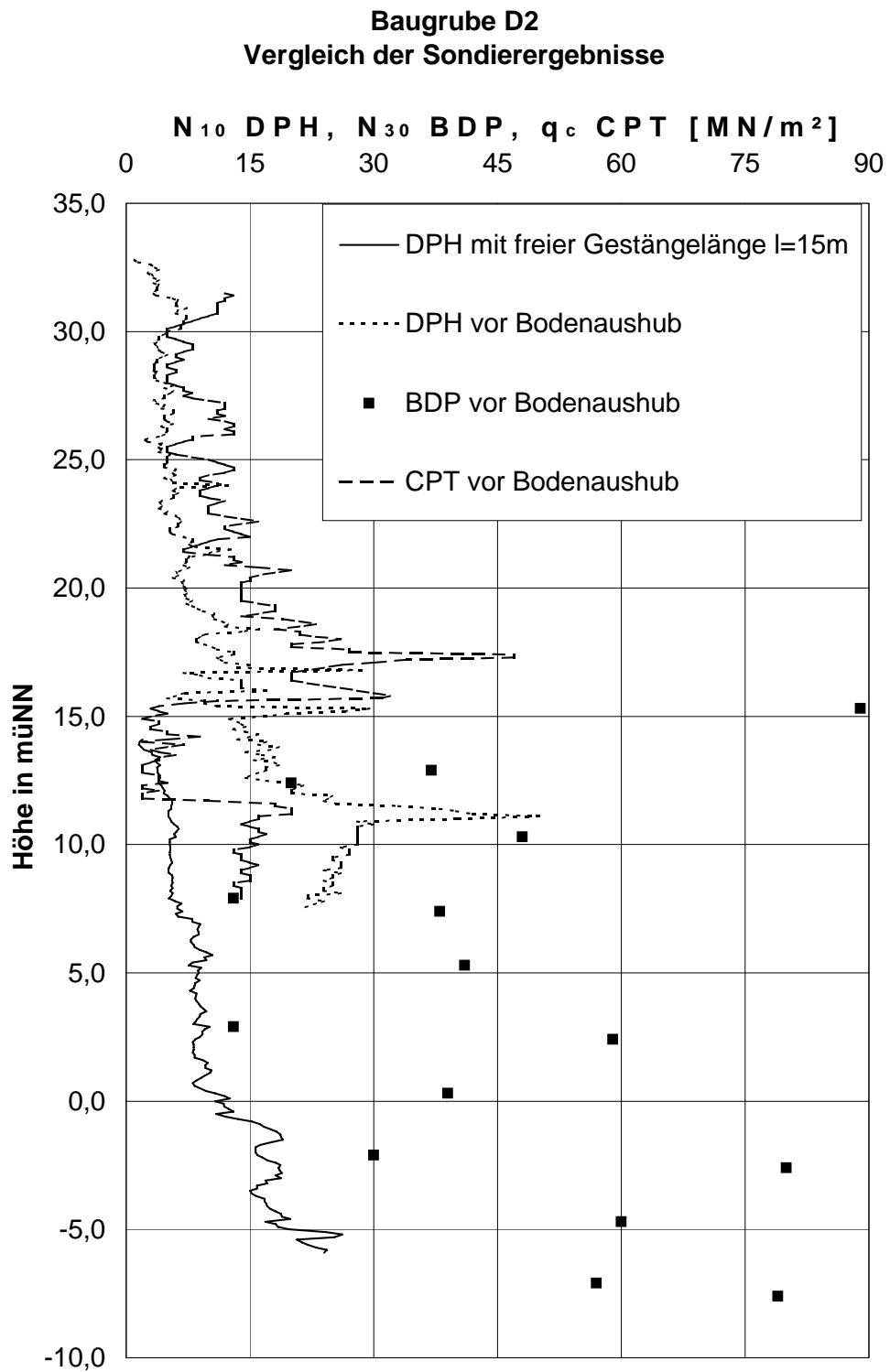


Abbildung 4.14: Schlagzahlen und Spitzendruck der Baugrube D2

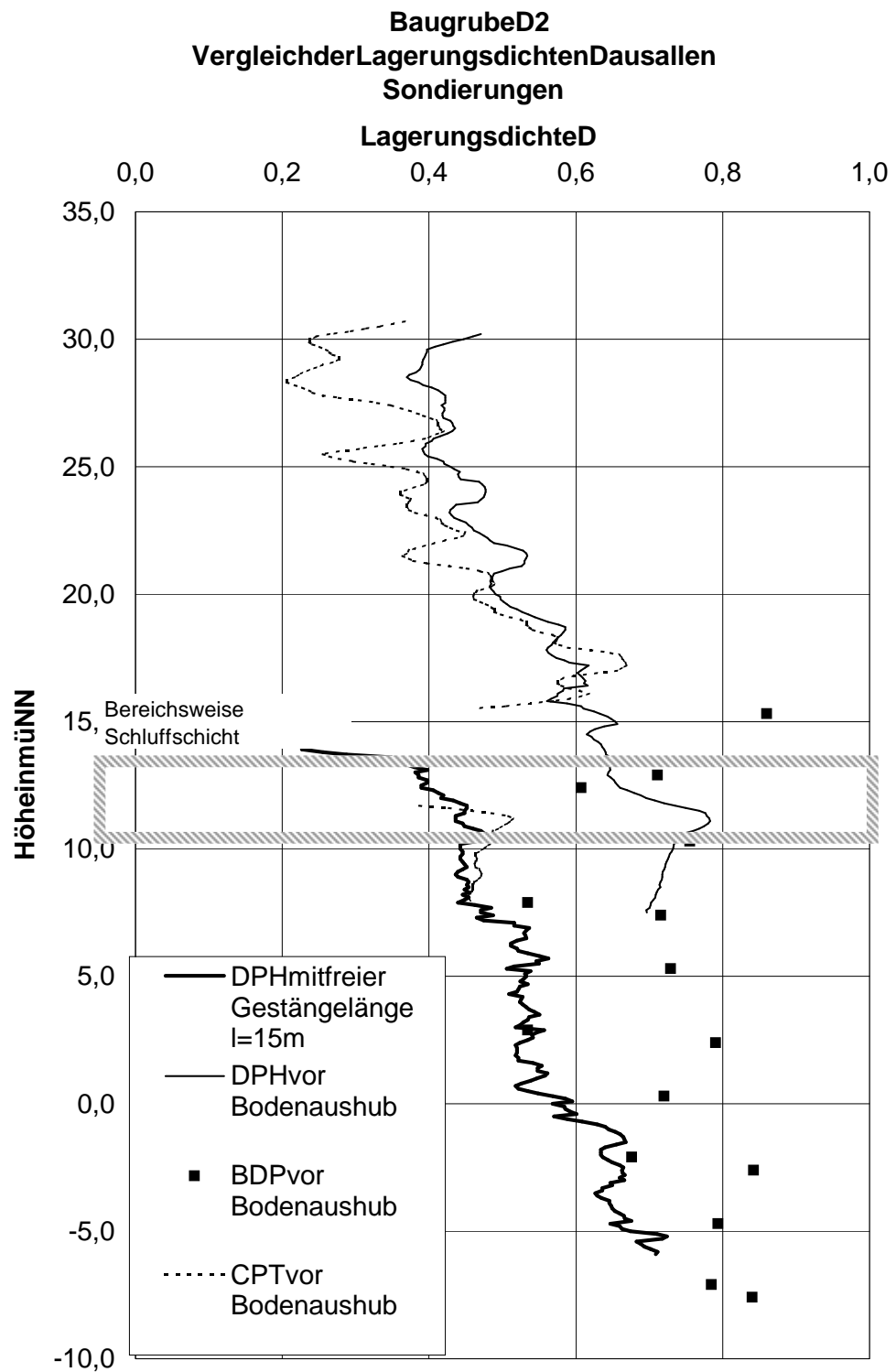


Abbildung 4.15: Lagerungsdichten in der Baugrube D2

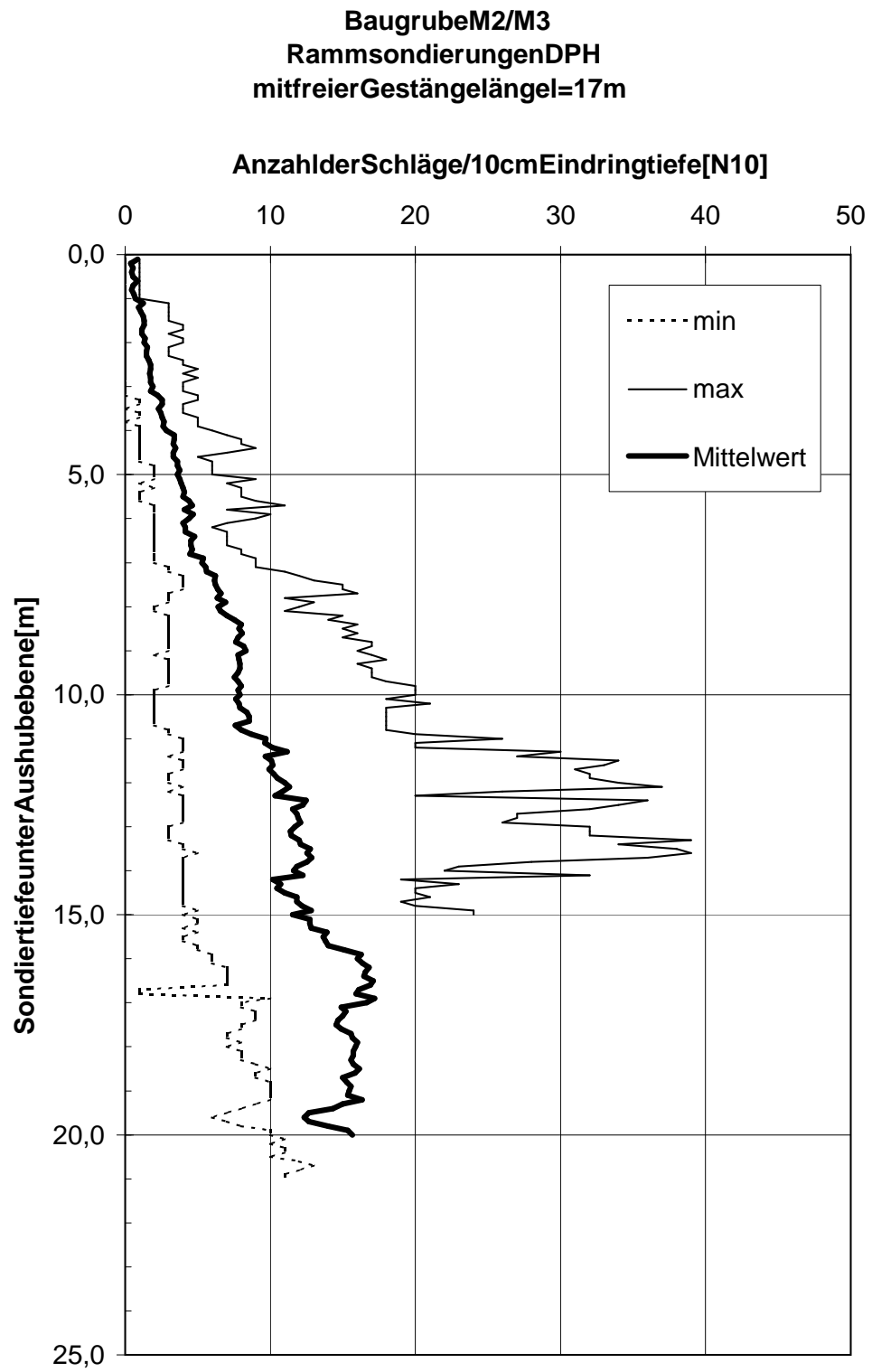


Abbildung 4.16: DPH in der Baugrube M2/ M3, Datengrundlage 13 Rammsondierungen

**Baugrube M2/M3
Vergleich der Sondierergebnisse**

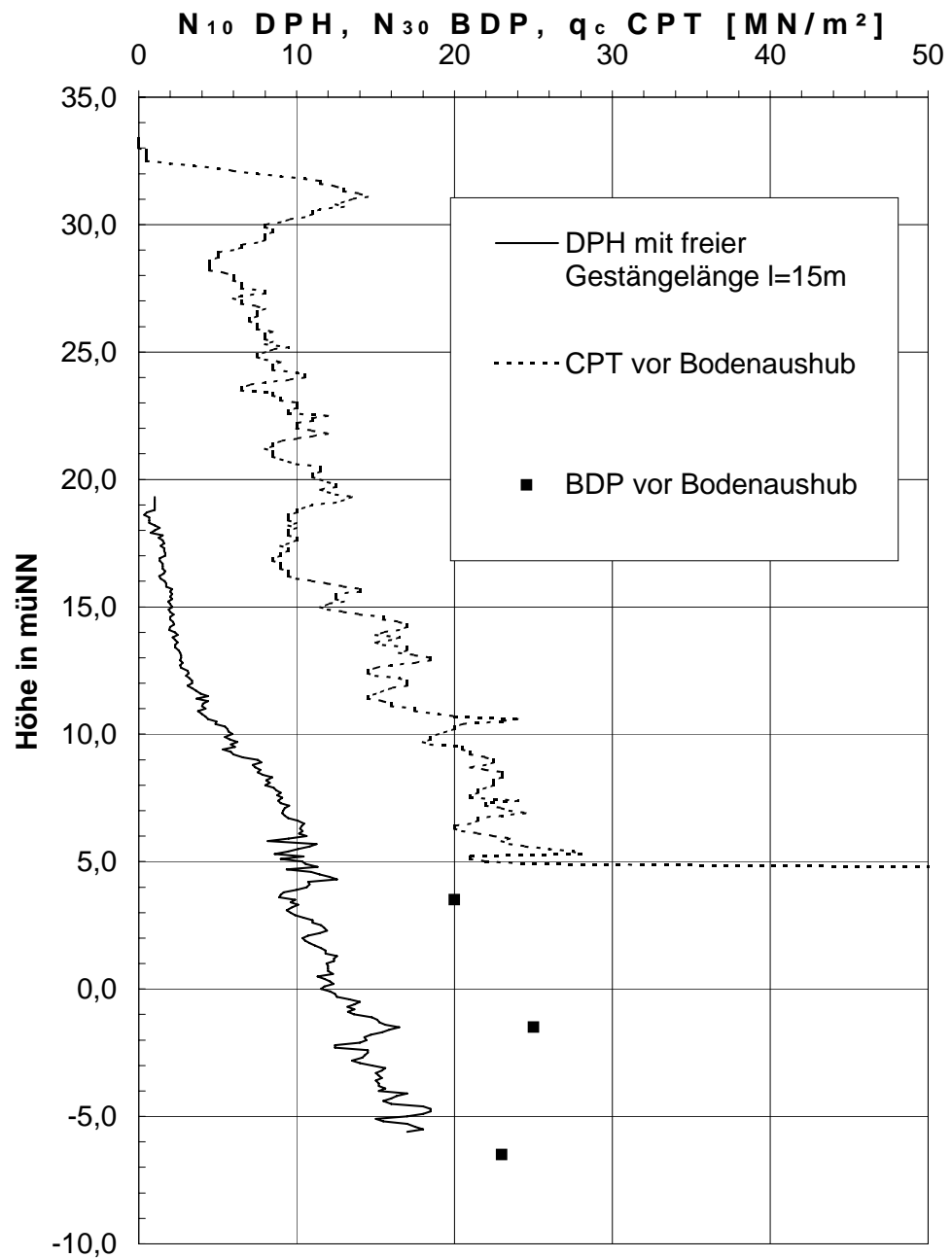


Abbildung 4.17: Schlagzahlen und Spitzendruck der Baugrube M2/ M3

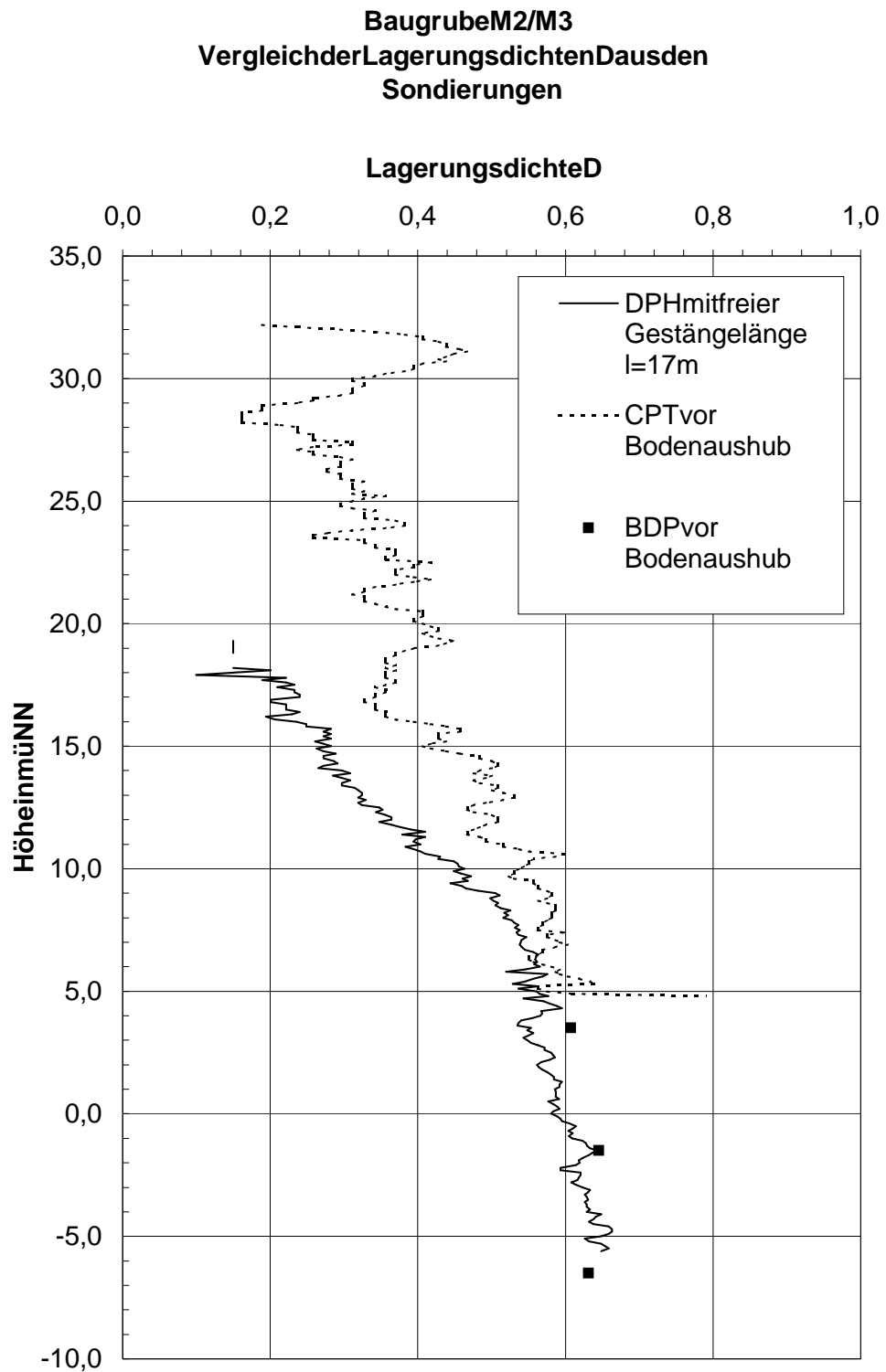


Abbildung 4.18: Lagerungsdichten in der Baugrube M2/ M3

4.2 Weitere Baustellenergebnisse

Zur Darstellung des Einflusses der freien Gestängelänge bei Rammsondierungen eignen sich außerdem die Ergebnisse eines wegen eines laufenden Gerichtsverfahrens hier nicht weiter benannten Projektes, bei dem Vergleiche zwischen Rammsondierungen von der Geländeoberkante zu Rammsondierungen mit einer freien Gestängelänge von 17 m durchgeführt wurden. Es wurde mit der schweren Rammsonde gearbeitet, deren freies Gestänge mit einem Rohr (Innendurchmesser 63 mm) geführt wurde. Neben Sondierungen von der Geländeoberkante stehen Ergebnisse zur Verfügung, bei denen das Gewicht des freien Gestänges durch einen Ballast von 98,5 kg, der am Gestängekopf angebracht war, simuliert wurde. $17 \text{ m} \cdot a \cdot \rho_{\text{Stahl}} = 98,5 \text{ kg}$ entsprechen der Masse des freien Gestänges von 17 m. Die Sondierungen wurden im Abstand von 60 cm nebeneinander ausgeführt, so dass die Lagerungsdichte des Bodens für alle Versuche als gleich anzunehmen ist. Eine gegenseitige Beeinflussung der Sondierungen in Bezug auf den Sondierabstand ist auszuschließen. Bild 4.19 zeigt die Ergebnisse der Rammsondierungen, d.h. die Schlagzahlen N_{10} für Sondierungen mit und ohne freie Gestängelänge sowie für Sondierungen, bei denen das freie Gestänge mit einer Masse ersetzt wurde. Auch hier sind die Unterschiede deutlich zu erkennen. Die Sondierergebnisse mit der freien Gestängelänge haben geringere Schlagzahlen als der Standardversuch von der Geländeoberkante aus. Wird das Gewicht des freien Gestänges durch eine Masse ersetzt, steigt die Schlagzahl an. Der Effekt, dass ein freies Gestänge die Schlagzahlen vermindert, kann also nicht durch die Masse des Gestänges hervorgerufen worden sein, sondern muss auf das veränderte Schwingverhalten bei langen Gestängen zurückzuführen sein.

Die hier dargestellten Baustellenergebnisse zeigen einen deutlichen Einfluss der freien Gestängelänge auf die Ergebnisse von Rammsondierungen. Durch ein freies Gestänge werden die Schlagzahlen herabgesetzt und somit niedrigere Lagerungsdichten ausgewertet. Die Masse des Gestänges kann nicht ausschlaggebend sein, denn wenn das Gewicht des freien Gestänges durch eine Masse ersetzt wird, steigen die Schlagzahlen im Vergleich zum Standardversuch an.

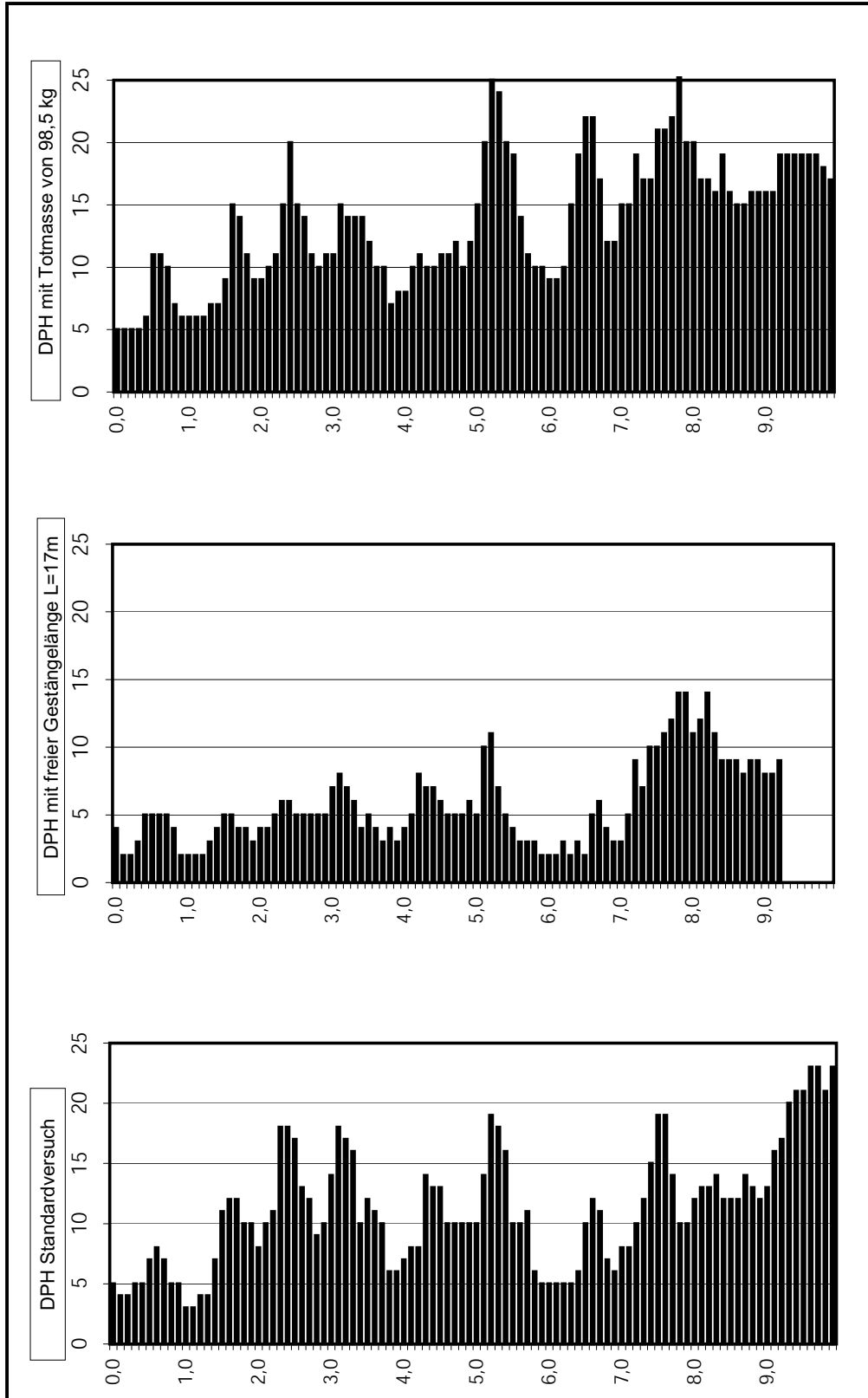


Abbildung 4.19: Sondierergebnisse aus Baustellenversuchen mit der DPH

Kapitel 5

Analytische Grundlagen

5.1 Analytische Lösung im Zeitbereich

5.1.1 Herleitung der Lösung am Gestängekopf

Die longitudinale Wellenausbreitung in einem Stab wird durch die Gleichung 5.1 beschrieben, für die verschiedene Lösungsmöglichkeiten, z.B. Trennung der Veränderlichen oder Laplace-Transformation, existieren (CHURCHILL [20], NOWACKI [36], WARRINGTON [49]).

$$c^2 \cdot u_{xx} = u_{tt} \quad (5.1)$$

c ist die Wellengeschwindigkeit, u die Verschiebung in Längsrichtung und mit x und t sind die Ableitungen nach dem Ort bzw. nach der Zeit bezeichnet. Der Nachteil dieser Lösungen ist, dass sie die zu erwartende Wellenüberlagerung im Stab, wie sie bei Rammsondierungen mit kurzem Gestänge auftritt, nicht abbilden können. Die Überlagerung der Wellen ist jedoch der wichtigste Einflussfaktor auf den Energieeintrag in das Gestänge während der Rammung. In dieser Arbeit wird daher die analytische Lösung von TIMOSHENKO und GOODIER [47] zur theoretischen Beschreibung der Versuchsergebnisse gewählt, da mit ihr die Spannungsüberlagerung der an den Gestängeenden reflektierten Welle abgebildet werden kann.

TIMOSHENKO und GOODIER berechnen das System eines am unteren Ende eingespannten Stabes, der mit einer fallenden Masse impulsartig belastet wird (Bild 5.1 a). Die Masse des Hammers M ist als Flächengewicht einzusetzen.

Es wird das Kräftegleichgewicht am Gestängekopf aufgestellt.

$$M \frac{dv}{dt} + \sigma = 0 \quad (5.2)$$

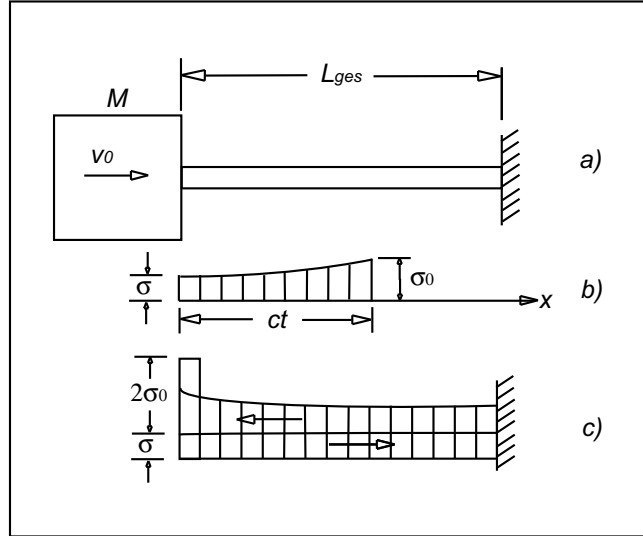


Abbildung 5.1: System eines fest eingespannten Stabes, der mit einer fallenden Masse belastet wird (TIMOSHENKO und GOODIER [47])

Daraus folgt

$$\frac{M}{\sqrt{E\rho}} \frac{d\sigma}{dt} + \sigma = 0 \quad \text{mit} \quad v = \frac{\sigma}{\sqrt{E\rho}}. \quad (5.3)$$

Die Lösung dieser Differentialgleichung liefert

$$\sigma = \sigma_0 \cdot e^{-\frac{t\sqrt{E\rho}}{M}} \quad (5.4)$$

mit der Spannung zum Zeitpunkt $t = 0$ des Impulses (siehe Bild 5.1 b)

$$\sigma_0 = \sqrt{E\rho} \cdot v_0. \quad (5.5)$$

Gleichung 5.4 gilt im Zeitabschnitt $t < 2L_{ges}/c$. Wenn $t = 2L_{ges}/c = T$ erreicht, trifft die reflektierte Druckwellenfront σ_0 wieder auf den Gestängekopf, der nach wie vor mit dem Hammer im Kontakt steht. Wegen seiner Massenträgheit ändert der Hammer seine Geschwindigkeit nicht abrupt und wirkt wie eine Einspannung. Die Welle wird also wie an einem eingespannten Ende reflektiert und die Spannung am Gestängekopf steigt sprunghaft auf $\sigma = 2\sigma_0$ (siehe Bild 5.1 c). Diese plötzliche Spannungsänderung tritt bei jeder Reflektion am Hammer zum Zeitpunkt $nT = n2L_{ges}/c$ auf. Für jedes Zeitintervall muss folglich eine eigene Funktion für σ aufgestellt werden. Für das erste Intervall $0 \leq t < T$ gilt Gleichung 5.4. Für das zweite Intervall $T \leq t < 2T$ gelten die Bedingungen, die in Bild 5.1 c dargestellt sind. σ wird aus zwei Druckwellen gebildet, die sich vom Gestängekopf wegbewegen und einer

Druckwelle, die sich zum Gestängekopf hin bewegt. Im Folgenden werden mit $s_1(t), s_2(t), s_3(t), \dots, s_n(t)$ die gesamten Druckspannungen, die sich während eines Zeitintervalls am Gestängekopf einstellen, entsprechend den Zeitintervallen $T, 2T, 3T, \dots, nT$ bezeichnet. Die Druckwellen, die zum Gestängekopf zurückkommen, sind die, die im vorherigen Zeitintervall dort starteten, versetzt um die Zeit T . Daher wird die Druckspannung, die diese Wellen erzeugen, berechnet, indem für t der Ausdruck $(t - T)$ in die Gleichung der Spannung des vorhergehenden Zeitintervalls eingesetzt wird. Der Ausdruck für die Spannung in einem beliebigen Intervall $nT < t < (n + 1)T$ lautet

$$\sigma = s_n(t) + s_{n-1}(t - T). \quad (5.6)$$

Die Geschwindigkeit im entsprechenden Intervall ist die Differenz der Geschwindigkeit der Welle $s_n(t)$, die vom Gestängekopf weggeführt, und der Geschwindigkeit der Welle $s_{n-1}(t - T)$, die zum Gestängekopf hinläuft. Es folgt

$$v = \frac{1}{\sqrt{E\rho}} [s_n(t) - s_{n-1}(t - T)]. \quad (5.7)$$

Die Gleichungen 5.6 und 5.7 werden in Gleichung 5.2 eingesetzt. Das Massenverhältnis von Gestänge zu Hammer wird mit α bezeichnet und ist

$$\alpha = \frac{\rho L_{ges}}{M}. \quad (5.8)$$

Damit kann der Vorfaktor umgeschrieben werden in

$$\frac{\sqrt{E\rho}}{M} = \frac{c\rho L_{ges}}{ML_{ges}} = \frac{2\alpha}{T}. \quad (5.9)$$

Mit Gleichung 5.6 und 5.7 wird Gleichung 5.2 zu

$$\frac{d}{dt} [s_n(t) - s_{n-1}(t - T)] + \frac{2\alpha}{T} [s_n(t) + s_{n-1}(t - T)] = 0. \quad (5.10)$$

Nach der Multiplikation mit $e^{\frac{2\alpha t}{T}}$ folgt

$$\begin{aligned} e^{\frac{2\alpha t}{T}} \frac{ds_n(t)}{dt} + \frac{2\alpha}{T} e^{\frac{2\alpha t}{T}} s_n(t) &= e^{\frac{2\alpha t}{T}} \frac{ds_{n-1}(t - T)}{dt} \\ + \frac{2\alpha}{T} e^{\frac{2\alpha t}{T}} s_{n-1}(t - T) &- \frac{4\alpha}{T} e^{\frac{2\alpha t}{T}} s_{n-1}(t - T) \end{aligned} \quad (5.11)$$

Durch die Ergänzung und Subtraktion des Terms

$$\frac{2\alpha}{T} e^{\frac{2\alpha t}{T}} s_{n-1}(t - T)$$

und partielle Integration (für die rechte Seite von Gleichung 5.11 entsprechend) gilt

$$\frac{d}{dt} \left[e^{\frac{2\alpha t}{T}} s_n(t) \right] = e^{\frac{2\alpha t}{T}} \frac{ds_n(t)}{dt} + \frac{2\alpha}{T} e^{\frac{2\alpha t}{T}} s_n(t) \quad (5.12)$$

und es folgt

$$\frac{d}{dt} \left[e^{\frac{2\alpha t}{T}} s_n(t) \right] = \frac{d}{dt} \left[e^{\frac{2\alpha t}{T}} s_{n-1}(t-T) \right] - \frac{4\alpha}{T} e^{\frac{2\alpha t}{T}} s_{n-1}(t-T) \quad (5.13)$$

bzw.

$$s_n(t) = s_{n-1}(t-T) - \frac{4\alpha}{T} e^{-\frac{2\alpha t}{T}} \left[\int e^{\frac{2\alpha t}{T}} s_{n-1}(t-T) dt + C \right] \quad (5.14)$$

mit C als Integrationskonstante, die durch die Übergangsbedingungen bestimmt wird. Mit Gleichung 5.14 werden die Ausdrücke für $s_1(t)$, $s_2(t)$... hergeleitet. Für das Intervall $0 \leq t < T$ ist die Druckspannung durch Gleichung 5.4 gegeben und es folgt

$$s_0(t) = \sigma_0 e^{-\frac{2\alpha t}{T}}. \quad (5.15)$$

Gleichung 5.15 wird für die Berechnung von $s_1(t)$ als $s_{n-1}(t)$ eingesetzt und es gilt

$$\begin{aligned} s_1(t) &= \sigma_0 e^{-2\alpha(\frac{t}{T}-1)} - \frac{4\alpha}{T} e^{-\frac{2\alpha t}{T}} \left[\int \sigma_0 e^{2\alpha} dt + C \right] = \\ &= \sigma_0 e^{-2\alpha(\frac{t}{T}-1)} \left[1 - \frac{4\alpha t}{T} \right] - C \frac{4\alpha}{T} e^{-\frac{2\alpha t}{T}}. \end{aligned} \quad (5.16)$$

C wird durch die Übergangsbedingung zum Zeitpunkt $t = T$ bestimmt, zu dem die Druckspannung am Gestängekopf plötzlich auf $2\sigma_0$ steigt. Es gilt

$$\begin{aligned} \left[\sigma_0 e^{-\frac{2\alpha t}{T}} \right]_{t=T} + 2\sigma_0 &= \\ \left[\sigma_0 e^{-2\alpha(\frac{t}{T}-1)} + \sigma_0 e^{-2\alpha(\frac{t}{T}-1)} \left(1 - \frac{4\alpha t}{T} \right) - C \frac{4\alpha}{T} e^{-\frac{2\alpha t}{T}} \right]_{t=T} &= \end{aligned} \quad (5.17)$$

und daraus folgt die Integrationskonstante

$$C = -\frac{\sigma_0}{4\alpha} (1 + 4\alpha e^{2\alpha}). \quad (5.18)$$

$s_1(t)$ ist also

$$s_1(t) = s_0(t-T) + \sigma_0 e^{-2\alpha(\frac{t}{T}-1)} \left[1 + 4\alpha \left(1 - \frac{t}{T} \right) \right]. \quad (5.19)$$

In der gleichen Weise ergeben sich die Gleichungen für $s_2(t)$ und $s_3(t)$ zu

$$s_2(t) = s_1(t - T) + \sigma_0 e^{-2\alpha\left(\frac{t}{T}-2\right)} \cdot \left[1 + 2 \cdot 4\alpha \left(2 - \frac{t}{T} \right) + 2 \cdot 4\alpha^2 \left(2 - \frac{t}{T} \right)^2 \right] \quad (5.20)$$

und

$$s_3(t) = s_2(t - T) + \sigma_0 e^{-2\alpha\left(\frac{t}{T}-3\right)} \cdot \left[1 + 2 \cdot 6\alpha \left(3 - \frac{t}{T} \right) + 2 \cdot 3 \cdot 4\alpha^2 \left(3 - \frac{t}{T} \right)^2 + \frac{2 \cdot 2 \cdot 3}{3 \cdot 3} \cdot 8\alpha^3 \left(3 - \frac{t}{T} \right)^3 \right]. \quad (5.21)$$

Bild 5.2 zeigt für die untersuchten Gestängelängen L_{ges} die auf die Anfangsspannung (bzw. Anfangskraft) normierten Spannungsverläufe über die normierte Zeit $\tau = T/2$ am Gestängekopf. Durch die Überlagerung liegen die Spannungsspitzen am Beginn des zweiten Wellendurchlaufs.

5.1.2 Berechnungsbeispiel für die DPL

Für die Anwendung der analytischen Lösung nach TIMOSHENKO wurden folgende Eingangsgrößen für die leichte Rammsonde festgelegt:

- Elastizitätsmodul: $E = 2,1 \cdot 10^{11} \text{ N/m}^2$
- Gestängequerschnittsfläche: $a = 0,011^2 \cdot \pi = 0,0003801 \text{ m}^2$
- Dichte von Stahl: $\rho = 7800 \text{ kg/m}^3$
- Masse des Hammers: $M = 10 \text{ kg}$.

Aus den Eingangswerten folgen die nachstehenden Größen:

- Aufprallgeschwindigkeit des Hammers: $v_0 = \sqrt{2gh} = \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,5} = 3,13 \text{ m/s}$
- Druckwellengeschwindigkeit: $c = \sqrt{E/\rho} = 5188 \text{ m/s}$
- Anfangsspannung: $\sigma_0 = \sqrt{E\rho} \cdot v_0 = 400591 \text{ kN/m}^2$
- Anfangskraft: $F_0 = \sqrt{E\rho} \cdot v_0 \cdot a = 152,63 \text{ kN}$.

Die mit der analytischen Lösung berechneten Kräfte sind ca. 30 mal höher als die gemessenen. Daher kann bei vergleichenden Darstellungen nur mit normierten Werte gerechnet werden.

5.1.3 Herleitung der Lösung im Zeitbereich in Abhängigkeit von der Messstelle am Gestänge

Um die Lösung von TIMOSHENKO und GOODIER auf die in dieser Arbeit durchgeführten Messungen anwenden zu können, muss sie in Abhängigkeit von der Position des Dehnmessstreifens (DMS) am Gestänge hergeleitet werden. Dabei können aus dem vorherigen Abschnitt die s -Funktionen übernommen werden (Gleichungen 5.15, 5.19 - 5.21). Für die Spannung des jeweiligen Wellendurchlaufs gilt weiterhin Gleichung 5.6, nur muss die Zeitvariable korrigiert werden. Vom Blickpunkt des Gestängekopfes aus gilt für den DMS an der Position l_0 (z.B. 90 cm unterhalb des Ambosses), an dem die Welle erst zum Zeitpunkt $t_0 = l_0/c$ durchläuft

$$\sigma_{DMS}(t) = s_n(t - t_0) + s_{n-1}(t - T + t_0). \quad (5.22)$$

Wird die auf einen halben Wellendurchlauf am Gestänge genormte Zeit

$$\tau = 2t/T \quad (5.23)$$

eingeführt und die Zeitvariable auf den Blickpunkt des Betrachters am DMS korrigiert, folgt

$$\sigma_{DMS}(\tau + t_0) = s_n(\tau) + s_{n-1}(\tau - 2 + 2 \cdot t_0). \quad (5.24)$$

In die s -Funktionen wird die Zeitvariable τ entsprechend eingesetzt. Es gelten analog zu den Gleichungen 5.15, 5.19 und 5.20 folgende Gleichungen

$$s_0 = \sigma_0 \cdot e^{-\alpha\tau}, \quad (5.25)$$

$$s_1 = s_0 + \sigma_0 e^{-\alpha(\tau-2)} [1 + 2\alpha(2 - \tau)], \quad (5.26)$$

und

$$s_2 = s_1 + \sigma_0 e^{-\alpha(\tau-4)} [1 + 4 \cdot \alpha(4 - \tau) + 2 \cdot \alpha^2(4 - \tau)^2]. \quad (5.27)$$

Die Funktionen werden in 5.6 eingesetzt. s_3 wird für die hier betrachteten Gestängelängen nicht benötigt.

Die hier vorgestellte Lösung gilt für eine starre Masse, die auf ein elastisches Gestänge fällt. Daher gilt die Annahme, dass die eingeleitete Kraft nur von der Aufprallgeschwindigkeit der Masse abhängt (siehe Gleichung 5.5). Aus diesem Grund ist es möglich, die Kraftverläufe auf die Anfangskraft bzw. Anfangsspannung zu normen. Für die gemessenen Kraftverläufe in Kapitel 6 bedeutet das, dass sie mit dem Betrag ihres ersten lokalen Maximums genormt werden können. Die Annahme eines absolut starren Fallgewichts bedeutet aber auch, dass die Lösung von TIMOSHENKO nicht zahlenmäßig

angewendet werden kann. Theoretisch würde $F_0 \simeq 153$ kN betragen, was um den Faktor Dreißig über den gemessenen Werten liegt. In Kapitel 7 wird nur mit durch den Maximalwert normierten Werten gearbeitet.

Mit Gleichung 5.24 können die Messergebnisse in Kapitel 7 verifiziert werden, indem die vorgestellte analytische Lösung mit Wellenüberlagerung am Gestänge auf die leichte Rammsonde angewendet wird. Bild 5.2 zeigt den Verlauf der Funktionen $\sigma_n(t)$, die mit der Anfangsspannung σ_0 genormt sind, und verschiedenen α , d.h. verschiedenen Gestängelängen L_{ges} bei konstantem Hammergewicht M am DMS. An den Intervallgrenzen entsteht ein Sprung im Spannungsverlauf. Das Spannungsmaximum hängt von α ab. Mit kleinerem α , also kleinerer Gestängelänge, steigt der Betrag des Spannungsmaximums. Wenn die Spannung zu Null wird, ist der Stoß beendet. Dies geschieht mit größerem α bezogen auf die mit der Gestängelänge genormten Zeit T früher als bei kleinem α . Bei Betrachtung der Kraftverläufe über die nicht genormten Zeit t bricht der Impuls später ab.

Die analytische Lösung nach TIMOSHENKO zeigt den Einfluss der Gestängelänge auf die Kraftverläufe im Zeitbereich an einem mit einem Fallgewicht impulsartig belasteten Stab. Im folgenden Abschnitt werden Ansätze vorgestellt, die auf Basis der Lösung von TIMOSHENKO die in das Gestänge eingeleitete Energie untersuchen.

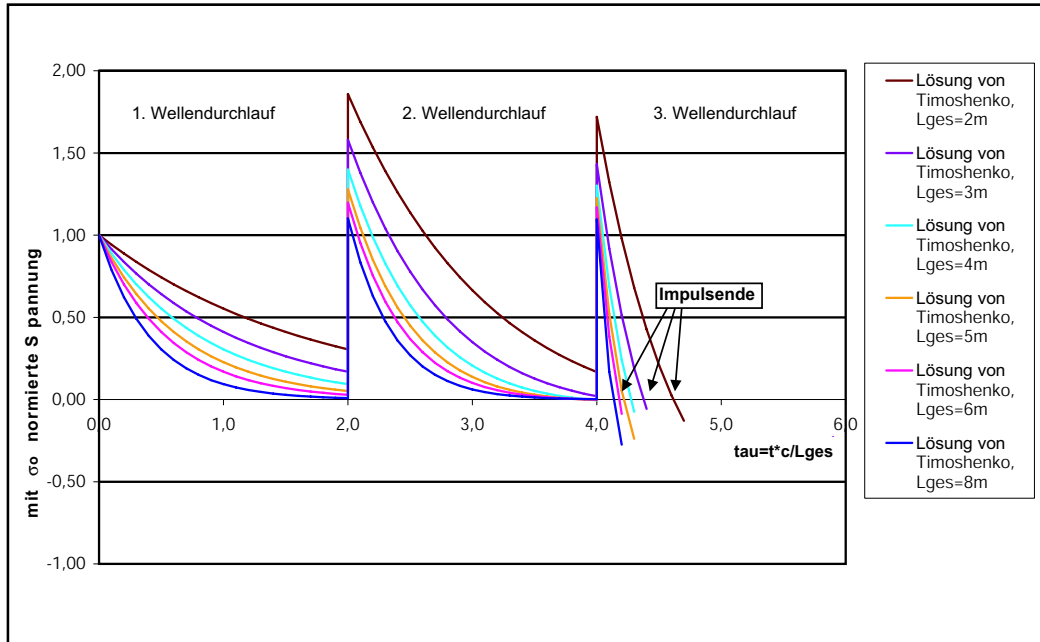


Abbildung 5.2: Spannungsbeträge am Gestängekopf für die DPL, auf σ_0 normiert

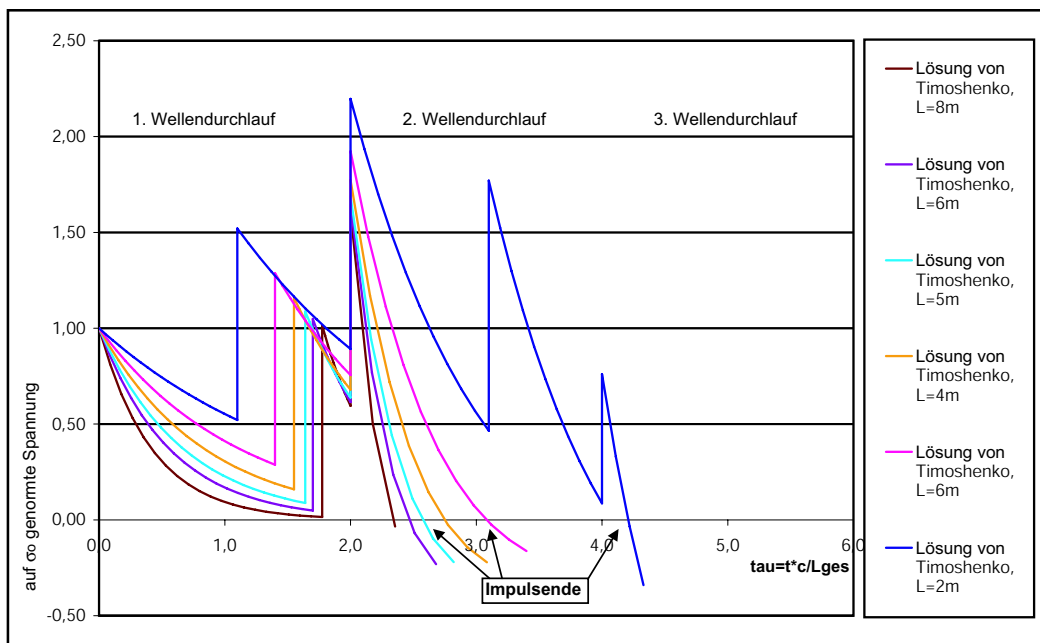


Abbildung 5.3: Spannungsbeträge am DMS für die DPL, auf σ_0 normiert

5.2 Berechnung des Energieeintrages

5.2.1 Abschätzung des Energieeintrags in das Gestänge nach Yokel

YOKELE [50] verwendet die analytische Lösung von TIMOSHENKO [47] aus Abschnitt 4.1 für die Berechnung des Energieeintrages durch einen Impuls in einen Stab während des ersten Wellendurchlaufs. Untersuchungen haben gezeigt, dass bei Rammsondierungen nur der erste Wellendurchlauf die Eindringung in den Boden herbeiführt (PALACIOS, [37], SCHMERTMANN und PALACIOS [39] und ABOU-MATAR [15]). Daher werden der zweite und dritte Wellendurchläufe nicht betrachtet. Der Ansatz von YOKELE wird in dieser Arbeit verwendet, um eine Vorabschätzung der benötigten Gestängelänge für die Rammsondierversuche durchzuführen. Er wird auf die DPL und die DPH (Bild 5.5 angewendet).

YOKELE stellt die Gleichung für den Energieeintrag in das Gestänge auf. Die Kraft im ersten Wellendurchlauf ist analog zu Gleichung 5.4

$$F = a \cdot \sigma_0 \cdot e^{-\frac{\alpha\sqrt{E\rho}}{M} \cdot t} \quad (5.28)$$

mit a als Querschnittsfläche des Gestänges. M ist, anders als bei TIMOSHENKO, Abschnitt 4.1, als Hammermasse in [kg] einzugeben. Daher erscheint die Gestängequerschnittsfläche a in der Gleichung 5.28. Für die eingetragene Energie des Hammer in das Gestänge gilt

$$E_i(t) = \int_0^t Fv dt \quad (5.29)$$

Mit den Gleichungen 5.6, 5.7, 5.4 und 5.5 folgt für den ersten Wellendurchlauf

$$v = \frac{\sigma}{\sqrt{E\rho}} = v_0 \cdot e^{-\frac{\alpha\sqrt{E\rho}}{M} \cdot t} \quad (5.30)$$

Die eingetragene Energie aus Gleichung 5.29 und 5.30 ist

$$E_i(t) = a \cdot v_0^2 \cdot \sqrt{E\rho} \cdot \int_0^t e^{-\frac{2\alpha\sqrt{E\rho}}{M} t} dt \quad (5.31)$$

und nach der Integration

$$E_i(t) = \frac{Mv_0^2}{2} \cdot \left[1 - e^{-\frac{2\alpha\sqrt{E\rho}}{M} t} \right] \quad (5.32)$$

Die Energie nach einem Wellendurchlauf zur Zeit $T = \frac{2L_{ges}}{c}$ beträgt dann

$$E_i(2L_{ges}/c) = \frac{Mv_0^2}{2} \left[1 - e^{-\frac{4m_g}{M}} \right] \quad (5.33)$$

mit $m_g = a\rho L_{ges}$ als Gewicht des Gestänges. Gleichung 5.33 wird mit der theoretisch möglichen kinetischen Energie normiert

$$E_i^*(2L_{ges}/c) = \frac{E_i\left(\frac{2L_{ges}}{c}\right)}{\frac{Mv_0^2}{2}} = 1 - e^{-\frac{4m_g}{M}}. \quad (5.34)$$

Um den Einfluss der Gestängelänge für die Rammsondierversuche abzuschätzen, wird die Gleichung 5.34 auf die leichte und die schwere Rammsonde angewendet. Bild 5.5 zeigt zusammenfassend den auf die kinetische Energie des Hammers normierten Energieeintrag in Abhängigkeit von der Gestängelänge. Für die DPL findet nach dieser Berechnung schon ab 6 m Gestängelänge keine Abminderung des Energieeintrages mehr statt. Der maximale Energieverlust bei 1 m Gestänge liegt bei ca. 30 %. Bei der DPH wird die Energie ab einer Gestängelänge von 12 m voll eingetragen.

5.2.2 Energieeintrag unter Einbeziehung des Hammers

Während YOKEL [50] den Energieeintrag ins Gestänge in seinem Ansatz nur von der Gestängelänge abhängig macht, berücksichtigen FAIRHURST [21], PALACIOS [37] und SCHMERTMANN [39] eine Lösung, die den Wellenverlauf im Hammer einbezieht. Bild 5.4 zeigt das System. Für diese Lösung müssen

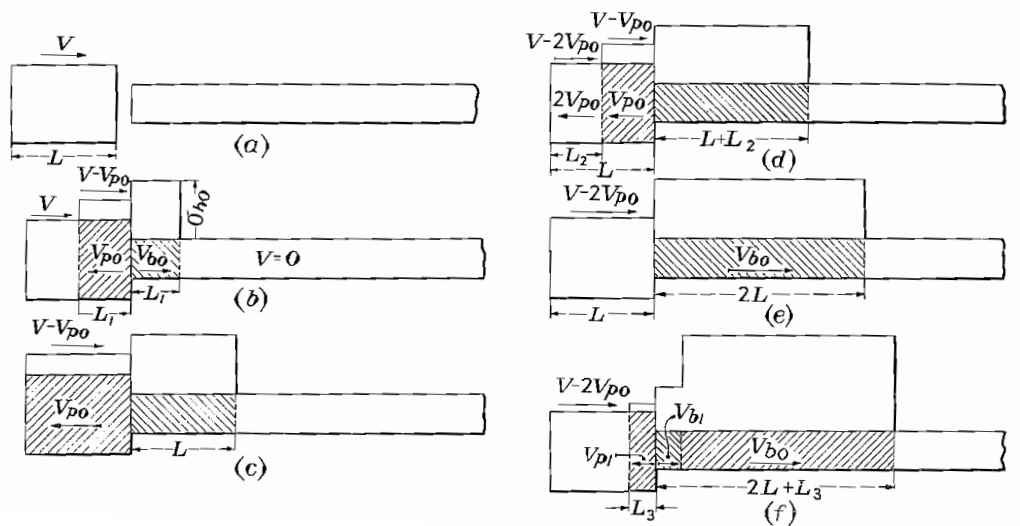


Abbildung 5.4: System nach FAIRHURST [21]

zwei Bedingungen eingehalten werden:

- Die Kraft im Hammer muss gleich der Kraft im Gestänge sein.

- Die absoluten Geschwindigkeiten des Hammerquerschnittes, der mit dem Gestänge Kontakt hat, und des Gestängequerschnittes am geschlagenen Ende müssen gleich sein, solange Hammer und Gestänge in Kontakt sind.

Die Spannung, die im Hammer auftritt, wird mit σ_h und die Spannung im Gestänge mit σ_g bezeichnet. Direkt nach dem Schlag gilt wegen der ersten Bedingung

$$A\rho_h c_h v_{h0} = a\rho_g c_g v_{g0} \quad (5.35)$$

bzw.

$$Z_h v_{h0} = Z_g v_{g0} \quad (5.36)$$

mit A als Querschnittsfläche des Hammers. Die Kraft ist hier ausgedrückt durch die Geschwindigkeit und die charakteristische Impedanz $Z = \rho c$

$$F = \rho c v = Z \cdot v. \quad (5.37)$$

Die zweite Bedingung führt zu

$$V - v_{h0} = v_{g0} \quad (5.38)$$

mit

- v_{h0} : Geschwindigkeit, mit der die Partikel des Hammers im Vergleich zum Querschnitt in Ruhe, der sich mit der Geschwindigkeit v bewegt, direkt nach dem Stoß zusammengedrückt werden.
- v_{g0} : Geschwindigkeit, mit der die Partikel des Gestänges im Vergleich zum ruhenden Teil des Gestänges ($v = 0$) direkt nach dem Stoß zusammengedrückt werden.

Das Verhältnis der charakteristischen Impedanzen wird mit r bezeichnet:

$$r = \frac{Z_g}{Z_h}. \quad (5.39)$$

Wenn Hammer und Gestänge aus demselben Material bestehen, ist r nur das Verhältnis der Querschnittsflächen a/A zueinander. Es gilt für diesen Fall

$$v_{h0} = v \left(\frac{r}{1+r} \right) \quad (5.40)$$

und

$$v_{g0} = v \left(\frac{1}{1+r} \right). \quad (5.41)$$

Die Stoßwelle breitet sich nun in Hammer und Gestänge gleichermaßen aus (siehe Bild 5.4 b). Wenn die Druckwelle das obere freie Ende des Hammers zum Zeitpunkt $t = L_h/c$ erreicht, wird sie als Zugwelle mit gleichem Betrag und einer Geschwindigkeit von $2v_{h0}$ reflektiert (Bild 5.4 c und d) und hebt die Spannungen der Druckwelle im Hammer auf. Die absolute Geschwindigkeit des Hammers beträgt jetzt

$$v_1 = v - 2v_{h0}. \quad (5.42)$$

Zum Zeitpunkt $t = 2L_h/c$ wird aus v plötzlich v_1 . Die neue Randbedingung kann über Gleichung 5.38 berechnet werden, wobei in den Gleichungen 5.35 und 5.38 der Index "0" auf "1" gesetzt werden muss. Für die Partikelgeschwindigkeit im Gestänge gilt jetzt

$$v_{g1} = v_{g0} \left[\frac{1-r}{1+r} \right] \quad \text{für} \quad \frac{2L_h}{c} \leq t < \frac{4L_h}{c}. \quad (5.43)$$

Beim Zusammentreffen mit dem Gestängekopf wird die Zugwelle wieder als Druckwelle reflektiert und der Vorgang wiederholt sich entsprechend. Zusammenfassend kann die Geschwindigkeit durch

$$v_{gn} = v_{g0} \left[\frac{1-r}{1+r} \right]^n \quad \text{für} \quad \frac{2nL_h}{c} \leq t < \frac{2(n+1)L_h}{c} \quad (5.44)$$

ausgedrückt werden. Für die Spannung gilt entsprechend

$$\sigma_{gn} = \sigma_{g0} \left[\frac{1-r}{1+r} \right]^n \quad \text{für} \quad \frac{2nL_h}{c} \leq t < \frac{2(n+1)L_h}{c} \quad (5.45)$$

mit

$$\sigma_{g0} = \rho c \left[\frac{v}{1+r} \right]. \quad (5.46)$$

Die Wellenform im Gestänge ist nach diesem Ansatz eine treppenförmig abfallende Rechteckwelle. Der Stoß ist beendet, wenn die Geschwindigkeit des Gestänges die des Hammers übersteigt. Laut FAIRHURST geschieht dies zum Zeitpunkt $T = 2L_{ges}/c$. Die Energie, die in das Gestänge eingeleitet wird, setzt sich zu gleichen Teilen aus kinetischer und potentieller Energie zusammen. Es gilt

$$E_{ges}/2 = E_{kin} = E_{pot} = \frac{ac}{2E} \cdot \int_0^t \sigma^2 dt. \quad (5.47)$$

Mit Gleichung 5.45 ist die in das Gestänge eingeleitete Energie

$$E_i = \frac{act_1 \Sigma \sigma_g^2}{E} = \frac{2aL_h}{E} \left[[\sigma_{g0}^2 + \sigma_{g1}^2 + \dots + \sigma_{g(1-n)}^2] + \left(\frac{L_{ges}}{L_h} - n \right) \sigma_{gn}^2 \right] \quad (5.48)$$

mit n als positive ganze Zahl

$$L_{ges}/L_h \geq n > (L_{ges}/L_h - 1) \quad (5.49)$$

und $t_1 = 2L_h/c$ als die Dauer jener Stufe in der Welle. Der Term in den eckigen Klammern in Gleichung 5.48 stellt eine geometrische Reihe dar und kann unter Zuhilfenahme der Gleichungen 5.37 folgendermaßen geschrieben werden

$$E_i = \frac{2aL_h}{E} \rho^2 c^2 v^2 \cdot \left[\frac{1 - K^n}{4r} + \left(\frac{L_{ges}}{L_h} - n \right) \left(\frac{K^n}{(1+r)^2} \right) \right] \quad (5.50)$$

mit

$$K = \frac{(1-r)}{(1+r)}. \quad (5.51)$$

Mit $E = c^2 \rho$ folgt

$$E_i = 2a\rho L_h v^2 \cdot \left[\frac{(1 - K^n)}{4r} + \frac{L_{ges}}{L_h} \frac{K^n}{(1+r)^2} \right]. \quad (5.52)$$

Die kinetische Energie des Hammers zum Zeitpunkt $t = 0$ ist

$$E_{kin,h} = \frac{Mv_0^2}{2} = \frac{\rho A L_h v_0^2}{2}. \quad (5.53)$$

Damit kann die Effizienz der Energieeinleitung vom Hammer in das Gestänge über η ausgedrückt werden

$$\eta = (1 - K^n) + \left(\frac{L_{ges}}{L_h} - n \right) \frac{4r K^n}{(1+r)^2}. \quad (5.54)$$

Für sehr lange Gestänge ist der Energieeintrag vollständig. Die Größe jeder Wellenreflektion im Hammer variiert mit dem Verhältnis der Impedanzen r und ist für $r = 1$ am größten. In diesem Fall wird die gesamte Energie im ersten Intervall eingetragen. Im Rahmen dieser Arbeit wird die Energiebeziehung unter Einbeziehung des Hammers nach FAIRHURST für die leichte Rammsonde durchgeführt. Für die schwere Rammsonde kann er nicht durchgeführt werden, weil der Hammerdurchmesser nicht bekannt ist und für die Berechnung von r benötigt wird. Im Allgemeinen wird bei der DPH ein Safety Hammer benutzt. Bild 5.5 zeigt den Energieeintrag η in Abhängigkeit von der Gestängelänge. Nach dieser Auswertung wird ab einer Gestängelänge von 6 m die gesamte Energie in das Gestänge übertragen, bei 2 m sind es noch ca. 87 %. Der Vergleich der beiden Lösungen für die DPL zeigt, dass diese nicht markant voneinander abweichen.

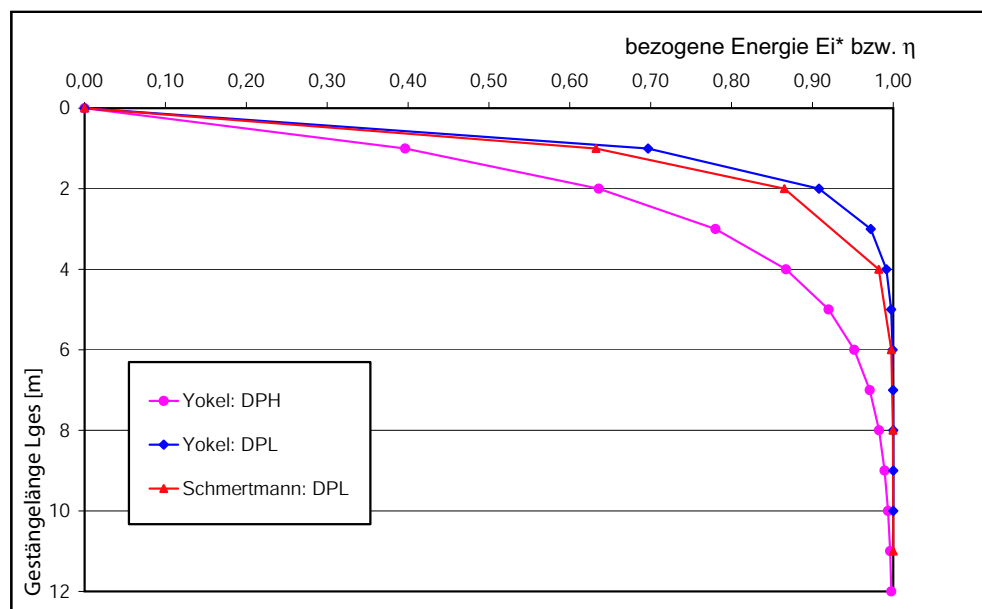


Abbildung 5.5: Vergleich des normierten Energieeintrags der Lösungen von YOKEL für die DPL und DPH sowie SCHMERTMANN, PALACIOS und FAI-HURST für die DPL

Kapitel 6

Rammsondierversuche: Vorbereitung und Ausführung

Ziel der Sondierversuche ist es, unter definierten Randbedingungen im Labor den Einfluss der freien Gestängelänge auf die Ergebnisse von Rammsondierungen zu untersuchen. Dafür werden Sondierungen mit der leichten Rammsonde in einem Behälter mit trockenem Sand unter definierter Lagerungsdichte durchgeführt, bei denen jeweils die Gestängelänge als einziger Parameter variiert wird.

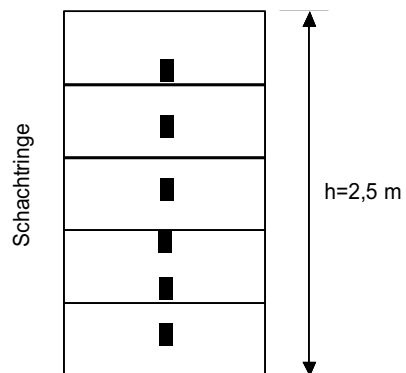
6.1 Versuchsbehälter und Versuchsaufbau

Der Versuchsbehälter besteht aus Schachtringen nach DIN 4034, Teil 1 [12], die einen Durchmesser von 1 m und eine Höhe von 0,5 m besitzen. Die Verwendung einzelner Betonringe, die nacheinander übereinander gesetzt und einzeln eingerieselt werden, schließt einen Siloeffekt bei Einrieseln des Sandes weitgehend aus. Desweiteren ist durch das abschnittsweise Aufsetzen der Ringe gewährleistet, dass die Rieselhöhe des Sandregens maximal 0,5 m beträgt. Durch kleine Rieselhöhen ist eine genaue Einstellung der Lagerungsdichte möglich und es können auch lockere Lagerungsdichten eingestellt werden (siehe Abschnitt 6.3). Der Versuchsbehälter wird in die Versuchsgrube im Labor des Fachgebietes eingestellt. Auf diese Weise werden zusätzlich ca. 4 m Höhe für die langen Gestängelängen gewonnen. Bild 6.1 zeigt den gefüllten Behälter in der Grube und Bild 6.2 den schematischen Versuchsaufbau. Es wird keine Druckvorrichtung eingebaut, mit der der Überlagerungsdruck im Behälter erhöht werden kann. Solch eine Druckvorrichtung führt dazu, dass der Scherfugenverlauf des Grundbruchs unter der Sondenspitze beeinflusst wird (MELZER [32]) und die Randbedingungen im Versuchsbehälter nicht



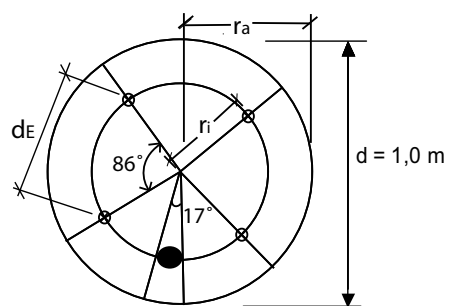
Abbildung 6.1: Versuchsbehälter in der Versuchsrube

Ansicht:



■ Ausstechzylinder
(variabel über die
Höhe eingebaut)

Aufsicht:



● Ausstechzylinder
⊗ Sondierung

Abbildung 6.2: Versuchsaufbau

mit denen auf der Baustelle übereinstimmen. Das erschwert die Übertragung der Versuchsergebnisse auf Baustellenmessungen (Bild 3.3). Außerdem gelten die Korrelationen zwischen Lagerungsdichte und Schlagzahl nach DIN 4094 nur für Sondierversuche unter natürlichen Randbedingungen, wenn sich die Scherfuge frei ausbilden kann.

6.2 Versuchssand

Für die Rammsondierversuche wird ein feiner, enggestufter Quarzsand verwendet, der ein gleichmäßiges und staubfreies Einrieseln ermöglicht und keine Entmischungsneigung zeigt. Die im Laborversuch nach DIN 18126 [10] erreichten Trockendichten liegen zwischen $\rho_{d,min} = 1,44 \text{ g/cm}^3$ und $\rho_{d,max} = 1,65 \text{ g/cm}^3$. Der innere Reibungswinkel beträgt bei einer mittleren Lagerungsdichte $\varphi' = 32^\circ$. Die Abhängigkeit des Reibungswinkels von der Lagerungsdichte wird in Abschnitt 6.4 erläutert. Die Körnungslinie ist in Bild 6.3 dargestellt. Die Korndichte ρ_s wird von FRITSCHÉ [23] mit $\rho_s = 2,64 \text{ g/cm}^3$ bestimmt.

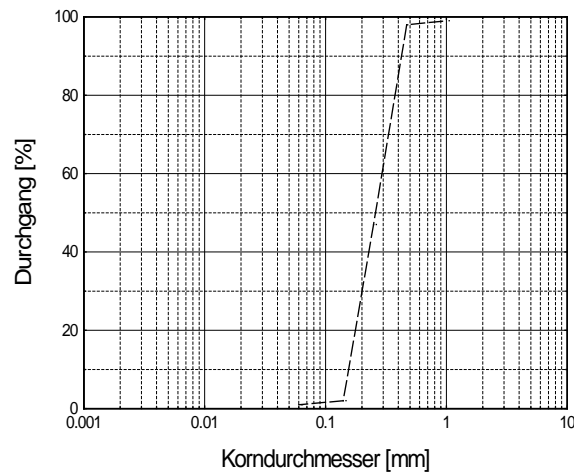


Abbildung 6.3: Körnungslinie des Versuchssandes

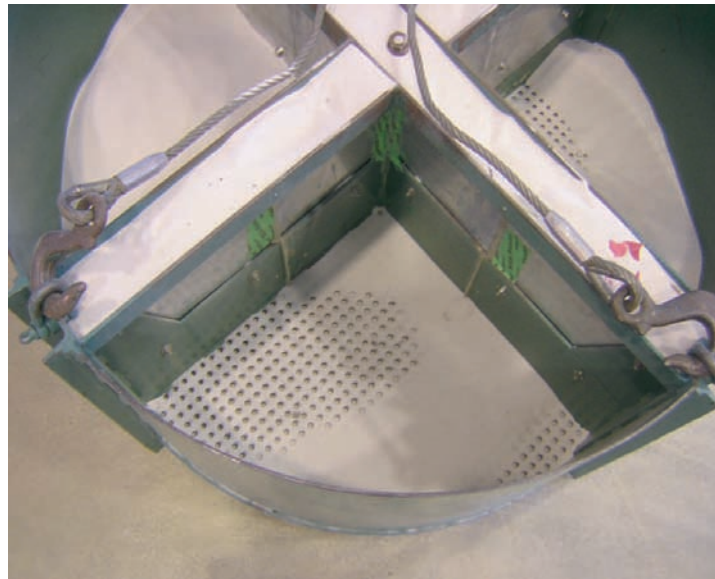


Abbildung 6.4: Rieselsieb

6.3 Einrieseln des Sandes

6.3.1 Vorversuche für das Einrieseln

Um abschätzen zu können, wie die Lagerungsdichte durch die Einstellungen am Rieselsieb variiert werden kann, werden Vorversuche für das Einrieseln des Sandes in die Betonringe durchgeführt. Die Vorversuche werden mehrfach wiederholt, um die Reproduzierbarkeit der Lagerungsdichten zu überprüfen. Dabei werden Ausstechzylinder mit bekanntem Volumen sternförmig auf den Boden gestellt (siehe Bild 6.5), so dass sie im Gesamtdurchmesser etwa dem Betonringdurchmesser von 1 m entsprechen. Ein Einrieselsieb von 1 m Durchmesser mit zwei verschiebblichen Lochplatten im Boden zur Variation der Rieselintensität wird am Kran über die Ausstechzylinder gehängt. Das Sieb ist radial in vier Kammern unterteilt, von denen nur zwei sich gegenüberliegende Kammern mit dem Sand gefüllt sind. Diese Vorgehensweise sorgt dafür, dass beim Einrieseln weniger Luftverwirbelungen auftreten und höhere Lagerungsdichten erreicht werden können. Bild 6.4 zeigt die Kammern des Rieselsiebes. Eine gleichmäßige Füllung der Ausstechzylinder bzw. der Betonringe wird dadurch gewährleistet, dass sich während des Einrieselns das Sieb langsam dreht. Durch die Variation der Einrieselhöhe und der Sandregenintensität, die durch die Veränderung der Sieblochgröße eingestellt werden kann, können Lagerungsdichten von $D = 0,15 - 0,78$ erreicht werden. Dabei zeigt sich, dass

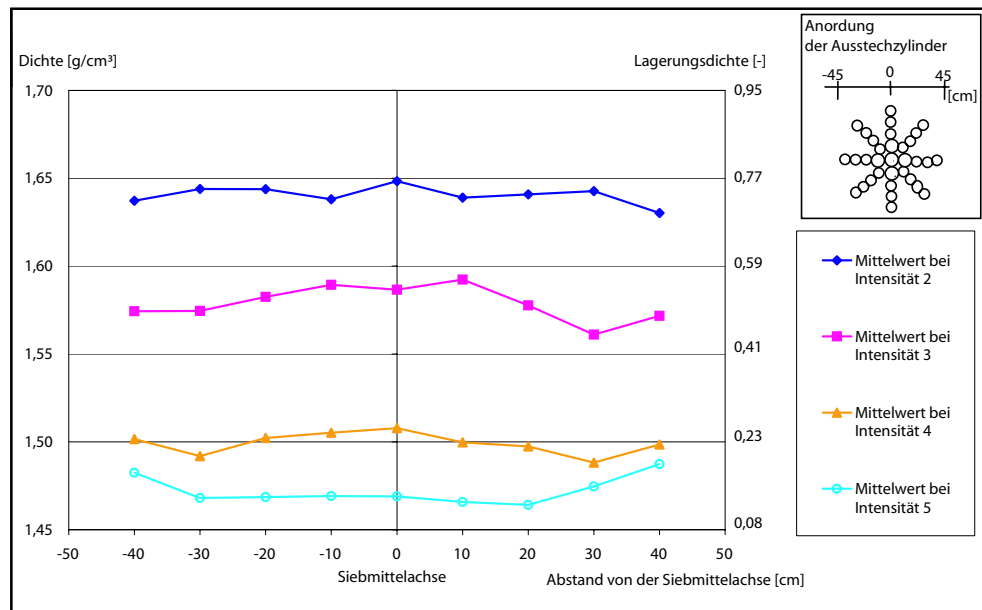


Abbildung 6.5: Ergebnisse der Vorversuche mit Ausstechzylindern, Dichten und Lagerungsdichten über den Siebquerschnitt (Fallhöhe 50 cm)

Intensität	2	3	4	5
Öffnung der Sieblöcher in [%]	27	33	40	49

Tabelle 6.1: Zusammenhang zwischen "Intensität" und prozentualer Sieb-
lochöffnung

bei einer geringeren Rieselhöhe die Lagerungsdichte besser zu variieren ist als bei einer großen Rieselhöhe. Beim Einrieseln über eine Höhe von 1 m werden die Abweichungen zwischen den Dichten über den Querschnitt stärker. Mit der Einrieselhöhe von 1 m können keine Lagerungsdichten niedriger als $D = 0,45$ erzielt werden. Bild 6.6 zeigt die Ergebnisse der Vorversuche. Mit "Intensität" ist die Anzahl der Umdrehung der Schraube am Rieselsieb beschrieben, mit der die Lochgröße am Sieb eingestellt wird. Bei zwei Umdrehungen ist die Rieselintensität am geringsten, bei fünf Umdrehungen am größten. In Tabelle 6.1 wird die "Intensität" der prozentualen Öffnung der Sieblöcher gegenübergestellt. Die Vorversuche zeigen, dass mit dem Rieselsieb die Lagerungsdichten reproduzierbar hergestellt werden können.

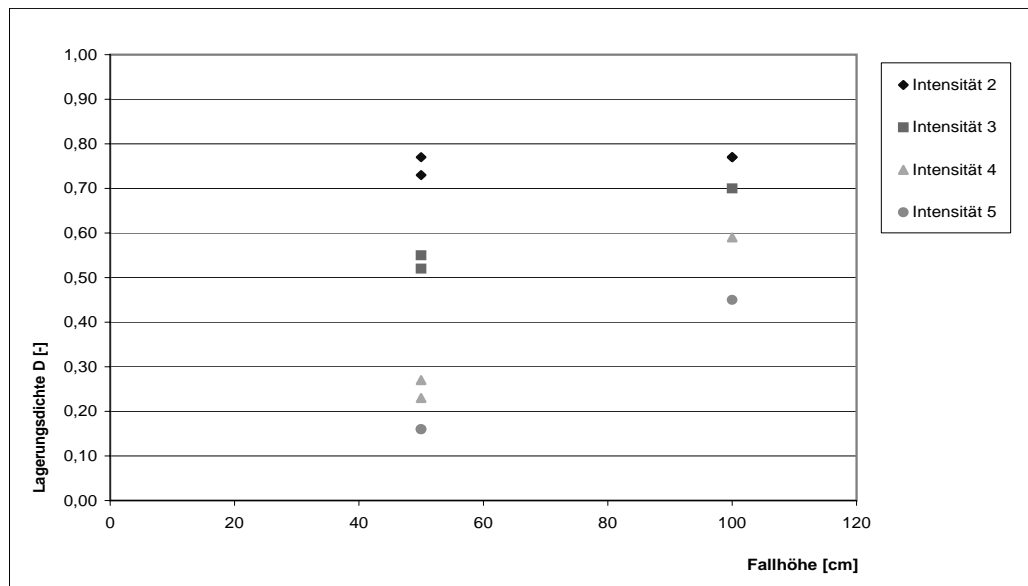


Abbildung 6.6: Ergebnis der Einrieselvorversuche mit dem Rieselsieb, gemittelte Lagerungsdichte aus zwei Versuchsreihen

6.3.2 Einrieseln des Versuchscontainers

Der Versuchsbehälter besteht aus fünf Betonringen mit einer Höhe von jeweils 0,5 m, die nacheinander eingerieselt werden. Die Gesamthöhe beträgt 2,5 m. Sobald ein Ring mit Sand gefüllt ist, wird der nächste Ring möglichst erschütterungsfrei aufgesetzt. Um die erzielten Lagerungsdichten zu überprüfen werden in Abständen von maximal 50 cm über die Höhe Ausstechzylinder eingebaut, die nach den Versuchen während des Ziehens der Betonringe vorsichtig ausgegraben werden, und mit denen die Lagerungsdichte an der entsprechenden Stelle bestimmt wird. Da die Vorversuche zeigten, dass in radialer Richtung leichte Abweichungen in der Lagerungsdichte auftreten können, liegen die Ausstechzylinder auf demselben Radius wie die Sondierungen (siehe Bild 6.2). Es zeigt sich, dass beim Einrieseln der Betonringe, anders als bei den Vorversuchen, maximale Lagerungsdichten von $D = 1,0$ erzielt werden können. Das ist vermutlich auf das nicht ganz erschütterungsfreie Einsetzen der Ringe sowie auf den Überlagerungsdruck zurückzuführen. Grundlagen des Sandeinbaus sind in KOLBUSZEWSKI [28], [29] und WALZ [48] zu finden. Die hier gewonnenen Erfahrungen stimmen mit denen aus diesen Quellen überein.

6.4 Sondierabstand und Grenztiefe

Da das Einrieseln des Versuchsbehälters langwierig ist, werden mit einer Behälterfüllung möglichst viele Sondierungen mit verschiedenen Gestängelängen durchgeführt. Damit sich die einzelnen Sondierungen nicht gegenseitig beeinflussen, muss der Mindestsondierabstand d_E (siehe Bild 6.2) bekannt sein. Die Lagerungsdichten variieren beim Einrieseln über den Radius des Versuchsbehälters leicht, daher sollten alle Sondierpunkte auf dem gleichen Radius im Versuchsbehälter liegen.

Die Ergebnisse zum Radius des Störbereichs in sandigen Böden durch Pfahl- oder Sondenspitzen in der Literatur weichen stark voneinander ab. Nach MENZENBACH [33] beträgt das Verhältnis des Störradius r_E zum Sondendurchmesser je nach Lagerungsdichte $r_E/d = 2 - 6$. Er gibt nicht an, ob diese Werte bei einem statischen oder dynamischen Eindringvorgang gewonnen wurden. MELZER [32] erhält in eigenen Versuchen im Glasbehälter mit der leichten Rammsonde das Verhältnis $r_E/d = 2,5 - 4,6$ bei bezogenen Lagerungsdichten von $I_D = 0,35 - 0,74$. Bei einer Lagerungsdichte $D = 1,0$ erreicht das Verhältnis ein Maximum von $r_E/d = 6$. MELZER wählt für die Berechnung der Abstände bei seinen Sondierversuchen letztlich ein Verhältnis von $r_E/d = 5$. Es ist festzustellen, dass mit größer werdender Lagerungsdichte der Radius des Störbereichs wächst. Angaben anderer Verfasser, z.B. von KERISEL [27], liegen bei einem Verhältnis von $r_E/d = 2$.

Die Angaben von MELZER mit einem maximalen $r_E/d = 5$ werden als Annahme für den Störbereich für diese Arbeit gewählt. Der Störradius r_E beträgt bei einem Durchmesser der Sondenspitze von $d = 3,57$ cm ca. $r_E = 18$ cm. Liegen die vier Sondierungen und der Ausstechzylinder auf einem Kreis mit dem Radius von $r_i = 32$ cm im Versuchsbehälter, beträgt der Abstand zwischen ihnen ca. $d_E = 44$ cm. Die Sondierungen beeinflussen sich nicht. Da von den Ausstechzylindern keine Störung infolge eines Rammvorganges ausgeht, wurde ihr Bereich nur vom Gesamtkreis abgezogen. Leichte Abweichungen von den vorgegebenen Abständen während der Versuchsausführung wirken sich nicht auf die Ergebnisse aus. Bild 6.2 zeigt die Anordnung in der Aufsicht.

Die Grenztiefe für Rammsondierungen wird in der DIN 4094 unabhängig von der Lagerungsdichte mit 1 m angegeben. Da sie aber von der Lagerungsdichte abhängt, wird die Grenztiefe die Versuche für den Feinsand in Abhängigkeit vom Reibungswinkel φ' bzw. der Lagerungsdichte D bestimmt. Grundlage hierzu ist die Berechnung der Grundbruchfuge unter einem Pfahl nach JAKY [25] für den statischen Grundbruch. Die Korrelation des Reibungswinkels zur Lagerungsdichte wurde in einer Diplomarbeit [34] am Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik durch Triaxialversuche für den vorlie-

genden trockenem Versuchssand bestimmt (siehe Bild 6.7). Anhand Bild 3.4 und Gleichung 3.25 kann nun die Grenztiefe berechnet werden. Bild 6.8 zeigt, dass theoretisch eine maximale Grenztiefe von ca. 90 cm für eine Lagerungsdichte $D = 1,0$ erreicht wird. Für geringere Lagerungsdichten ist die Grenztiefe theoretisch kleiner (Abschnitt 3.2.7). Die Versuchsergebnisse zeigen, dass die Annahme der Grenztiefe aus der DIN 4094 von $t_g = 1$ m zutreffend ist.

6.5 Instrumentierung der Sonde

Um neben der Auswertung der Schlagzahlen in Abhängigkeit von der freien Gestängelänge eine Energiebetrachtung und Schwingungsanalyse der Sonde durchführen zu können, wird das Gestänge mit Dehnungsmessstreifen (DMS) instrumentiert. Die DMS sind T-Rosetten von HBM (1-XY11-3/120) mit einem Innenwiderstand von 120Ω und einem k-Faktor von 1,99. Sie werden jeweils direkt unter dem Amboss und direkt über der Spitze angebracht. Ein weiterer DMS befindet sich in einem Abstand von 90-110 cm zum Amboss. Alle DMS sind als WHEATSTONE'sche Vollbrücken geklebt (siehe Bild 6.9) und sich gegenüber liegend am Gestänge angeordnet. Die Rosettenform verringert die Fehleranfälligkeit beim Kleben, weil der rechte Winkel zwischen den DMS in Längs- und Querrichtung eingehalten ist. Das Kabel des unteren DMS ist dünn genug, um keine Mantelreibung zu verursachen. Die Messfrequenz beträgt 2 kHz. Für die Messaufgabe wird ein Universalmessgerät μ -MYSICS der IMC Messtechnik GmbH Berlin verwendet. Die Summenabtastrate dieser Anlage beträgt 80 kHz. Sie liefert also nicht die von der DIN EN ISO 22476-2 [13] geforderten 100 kHz. Die Messergebnisse zeigen jedoch, dass eine Messfrequenz von 2 kHz für die hier durchgeführten Untersuchungen im Zeitbereich ausreichen.

6.6 Versuchsdurchführung und Auswertung

Der Behälter aus Betonringen wird insgesamt neun Mal mit unterschiedlichen Rieselintensitäten und einer Fallhöhe von 50 cm eingerieselt. Die Stelle, an der das Gestänge in den Boden eindringt, wird mit einer Videokamera gefilmt, um die Schlagzahlen N_{10} mit der dazu gehörigen Sondiertiefe zu erfassen. Durch die Filmaufnahmen sind die Schlagzahlen einfacher nachzuvollziehen. Die Sondierversuche werden für jede freie Gestängelänge getrennt ausgewertet. Die Meterangaben für die freien Gestängelängen L , die nachfolgend genannt werden (z.B. in den Bildern 6.12 bis 6.20) entsprechen der

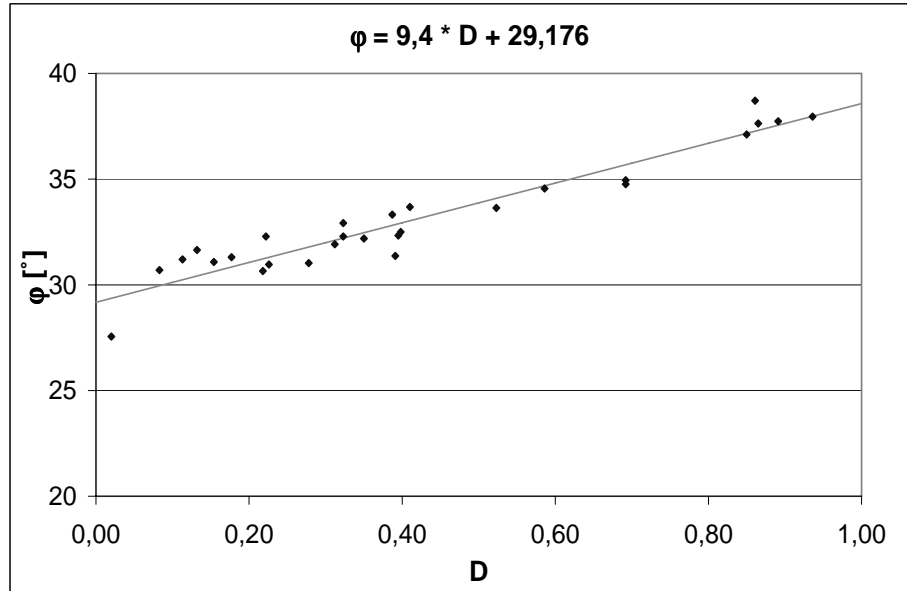


Abbildung 6.7: Korrelation von Reibungswinkel φ' und Lagerungsdichte D aus Triaxialversuchen mit trockenem Sand [34]

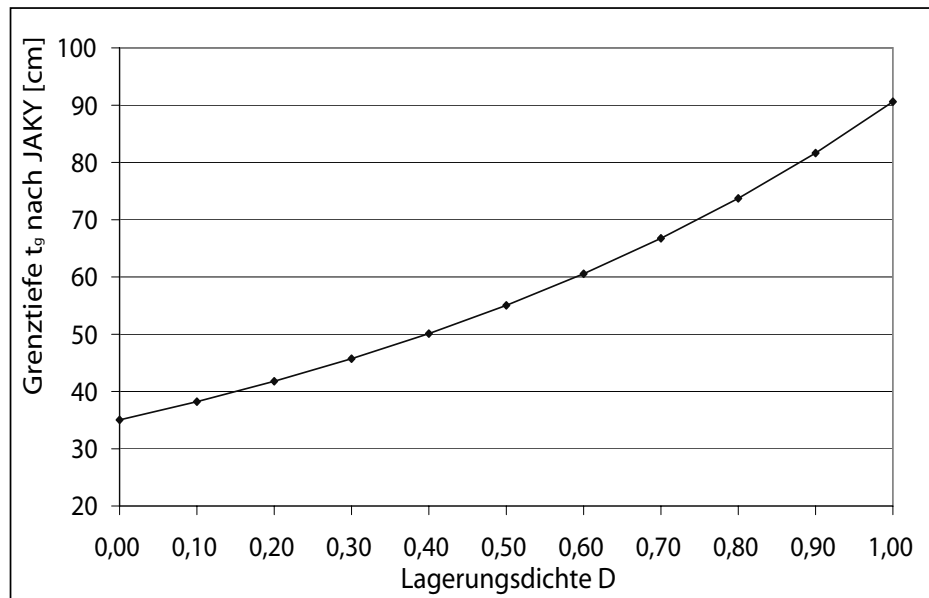


Abbildung 6.8: Grenztiefe t_g in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte D nach der Grundbruchtheorie von JAKY [25], (siehe auch Bild 3.4)

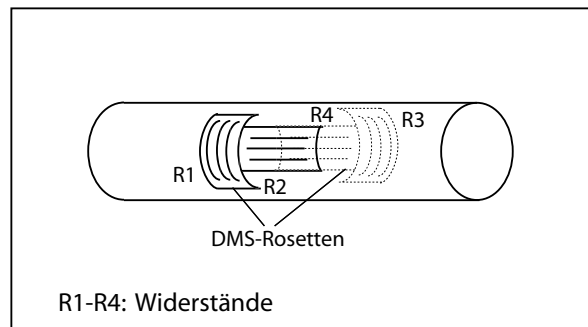


Abbildung 6.9: Dehnungsmessstreifen am Gestänge

freien Gestängelänge bei Versuchsanfang. Zum Beispiel wird für $L = 3$ m der erste Gestängemeter eingerammt, dann der Hammer abgenommen, 3 m des freien Gestänges auf das sich im Boden befindende Stück aufgesetzt und der nächste Meter sondiert. Nachdem die Sondenspitze von -1 m auf -2 m Tiefe im Behälter vorgedrungen ist, beträgt die freie Gestängelänge L nur noch 2 m und der Versuch ist beendet. $L = 1$ m ist also die Bezeichnung für den regulären Sondierversuch nach DIN 4094. Bild 6.10 zeigt das Prinzip. Die maximale freie Gestängelänge von $L = 6$ m wird aufgrund der Vorabschätzung des Energieeintrages durch die analytischen Lösungen von YOKEL [50] (Abschnitt 4.2.1) und FAIRHURST [21] bzw. SCHMERTMANN und PALACIOS ([37], [39]) (Abschnitt 4.2.2) gewählt. Die auf die theoretische Energie bezogene eingetragene Energie E_i ist in Abhängigkeit von der Gestängelänge in Bild 5.5 dargestellt. Es ist zu sehen, dass ab $L_{ges} = 6$ m theoretisch die Energie voll in das Gestänge eingetragen wird. Technisch ist die freie Gestängelänge L außerdem durch die Gerüst- und Hallenhöhe begrenzt.

Durch die im Behälter eingerieselten Ausstechzylinder ist der Verlauf der Lagerungsdichte über die Tiefe bekannt. Die Schlagzahlen N_{10} und die Lagerungsdichte werden zur Tiefe aufgetragen. Die Auswertung erfolgt getrennt für jede freie Gestängelänge L . Die Ergebnisse für alle Sondierungen mit den Lagerungsdichten über die Sondiertiefe sind auf den Bildern 6.12 bis 6.20 zu sehen.

Die erste Versuchsserie bilden die Versuchsreihen 1-5. Hier werden pro Behälterfüllung vier Sondierungen mit freien Gestängelängen von 1, 3, 4 und 6 m vom Gerüst aus durchgeführt (Bild 6.11). Da die Ergebnisse zeigen, dass bei Sondierungen mit einer freien Gestängelänge von $L = 2 - 3$ m die Schlagzahlen auffallend erhöht sind, werden die Versuchsreihen 6 - 8 durchgeführt, bei denen die freie Gestängelänge L maximal 3 m beträgt. Da der Forschungsantrag dieses Projektes vorsah, dass mit den Messergebnissen Korrelationen

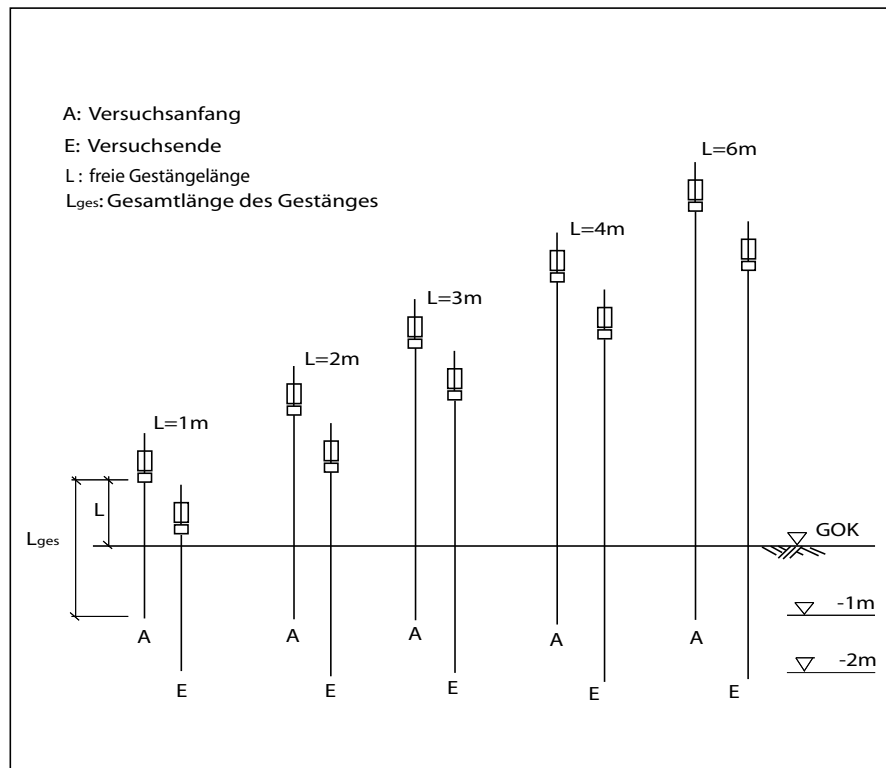


Abbildung 6.10: Versuchsprinzip

zwischen Lagerungsdichte und Schlagzahl für jede freie Gestängelänge aufgestellt werden, wird die Versuchsreihe 8 nur mit einer freien Gestängelänge von $L = 2$ m durchgeführt, damit genügend Wertepaare für die Korrelation zur Verfügung stehen. Die Korrelationen liefern keinen eindeutigen Zusammenhang zwischen Schlagzahl, Lagerungsdichte und freier Gestängelänge. Die Versuchsreihe 9 wird nachträglich zur Gewinnung zusätzlicher Kraftverläufe durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Versuchsreihe gehen nicht in die Korrelationen ein.



Abbildung 6.11: Gerüst über der Versuchsgrube

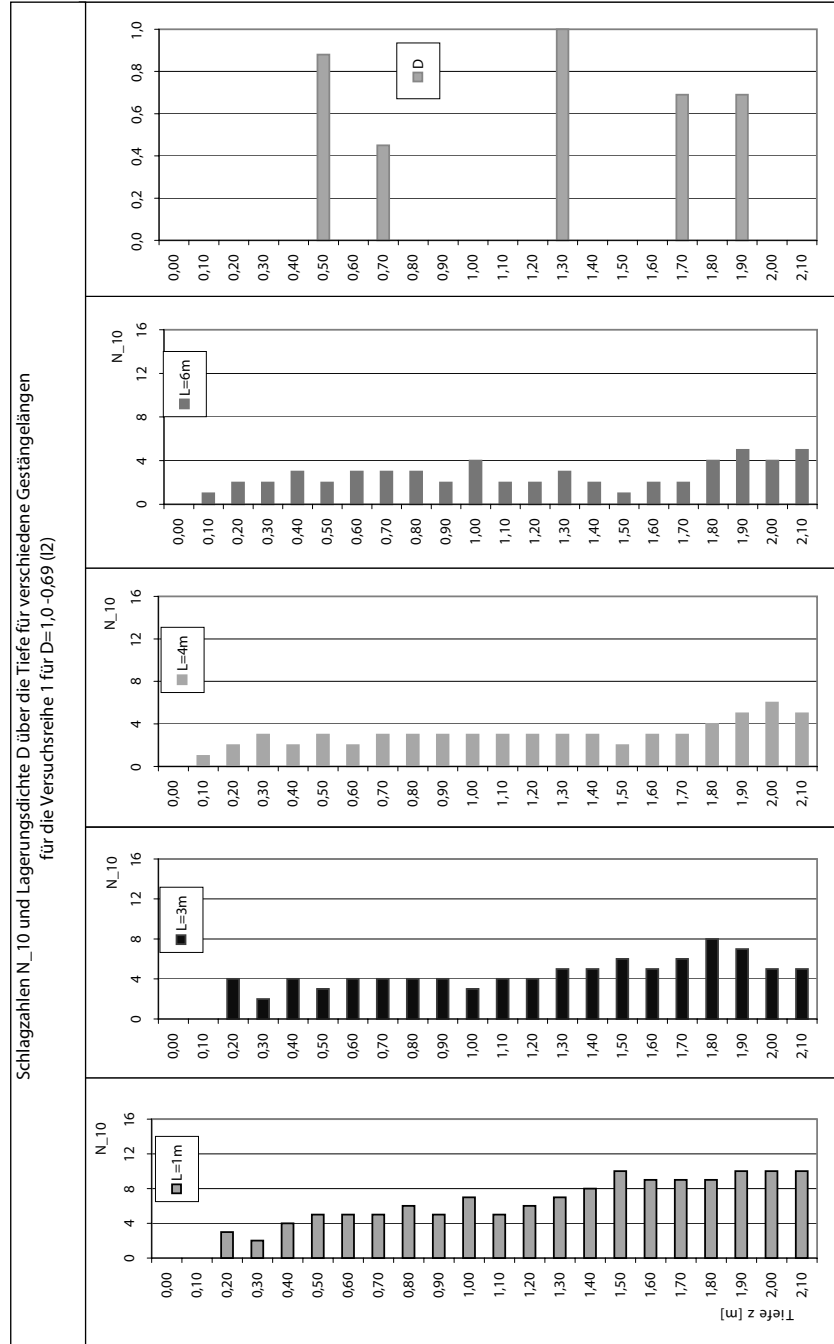


Abbildung 6.12: Sondierergebnisse Versuchsreihe 1

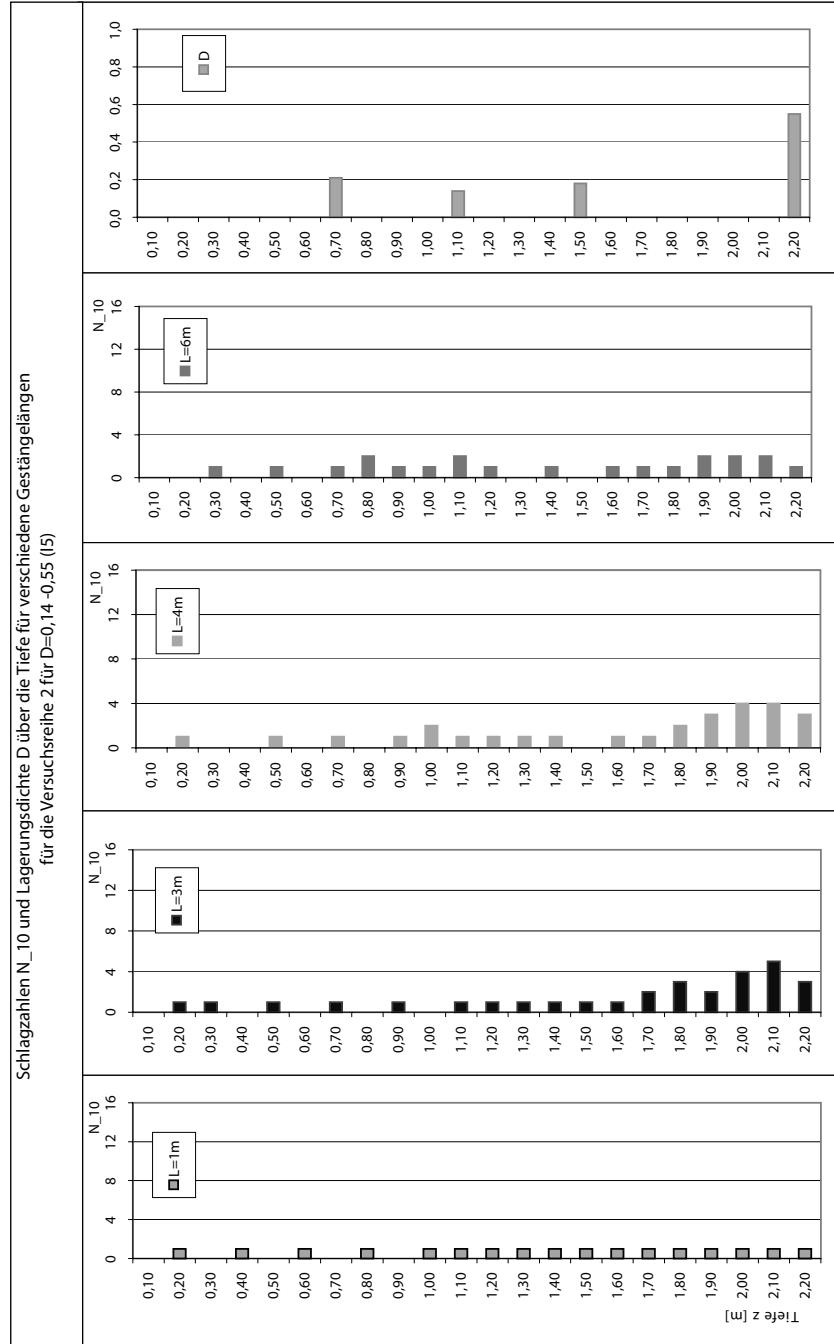


Abbildung 6.13: Sondierergebnisse Versuchsreihe 2

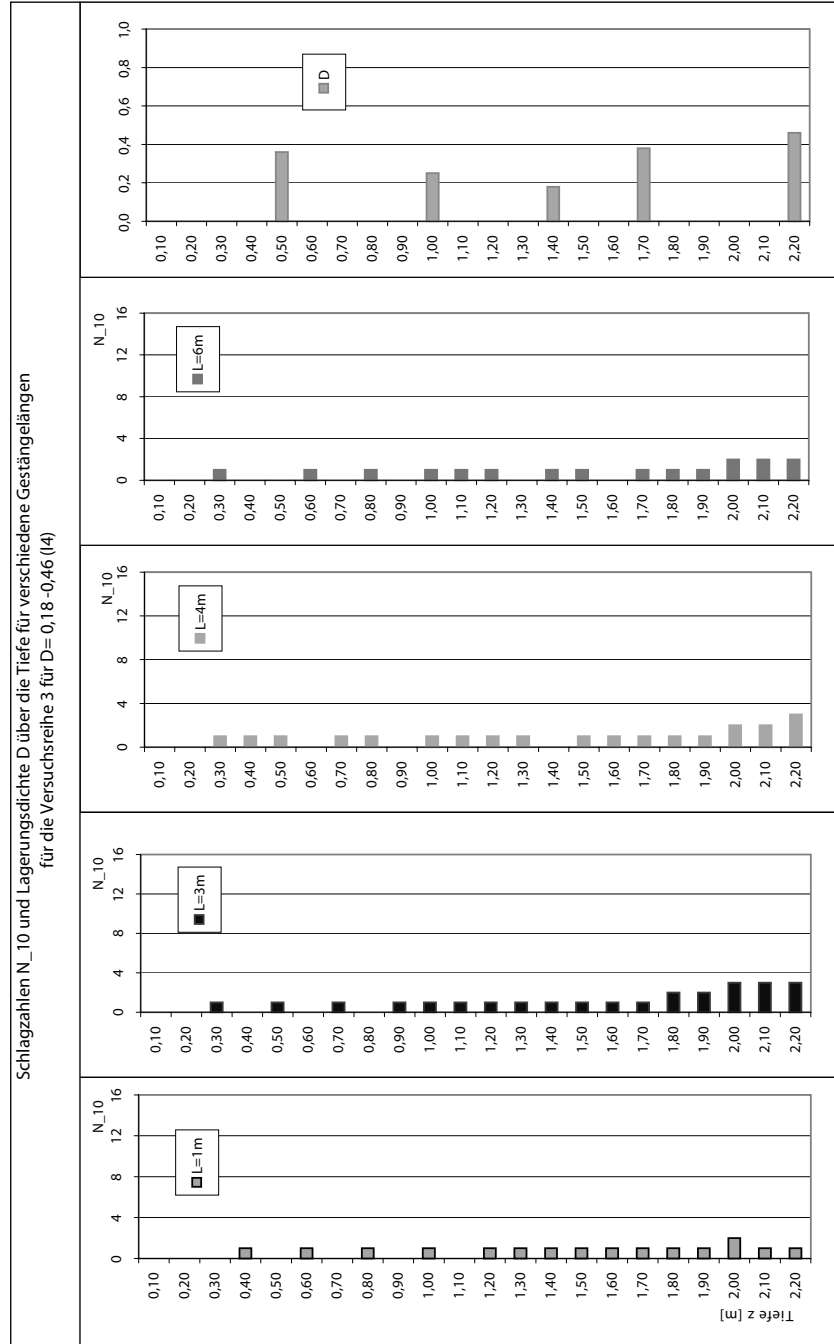


Abbildung 6.14: Sondiererergebnisse Versuchsreihe 3

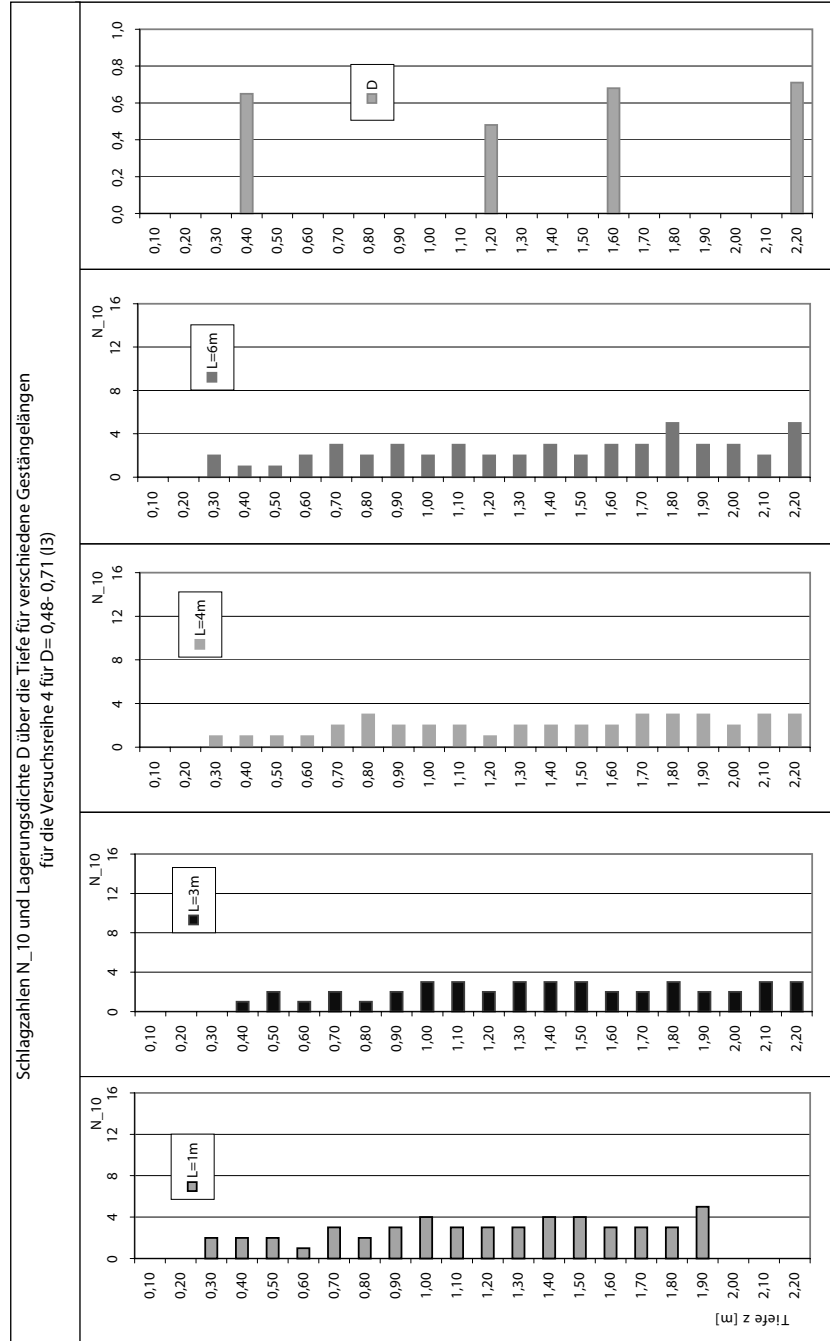


Abbildung 6.15: Sondierergebnisse Versuchsreihe 4

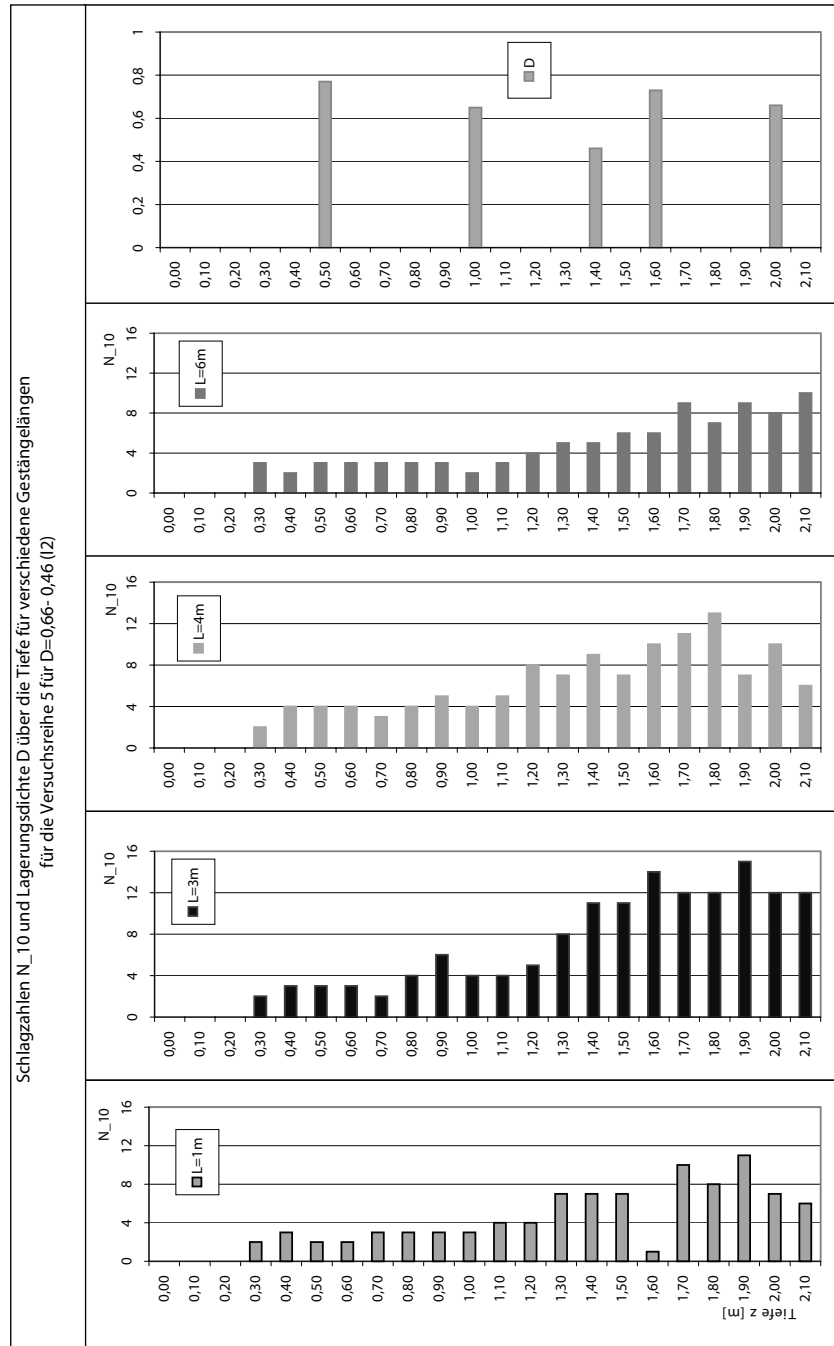


Abbildung 6.16: Sondierergebnisse Versuchsreihe 5

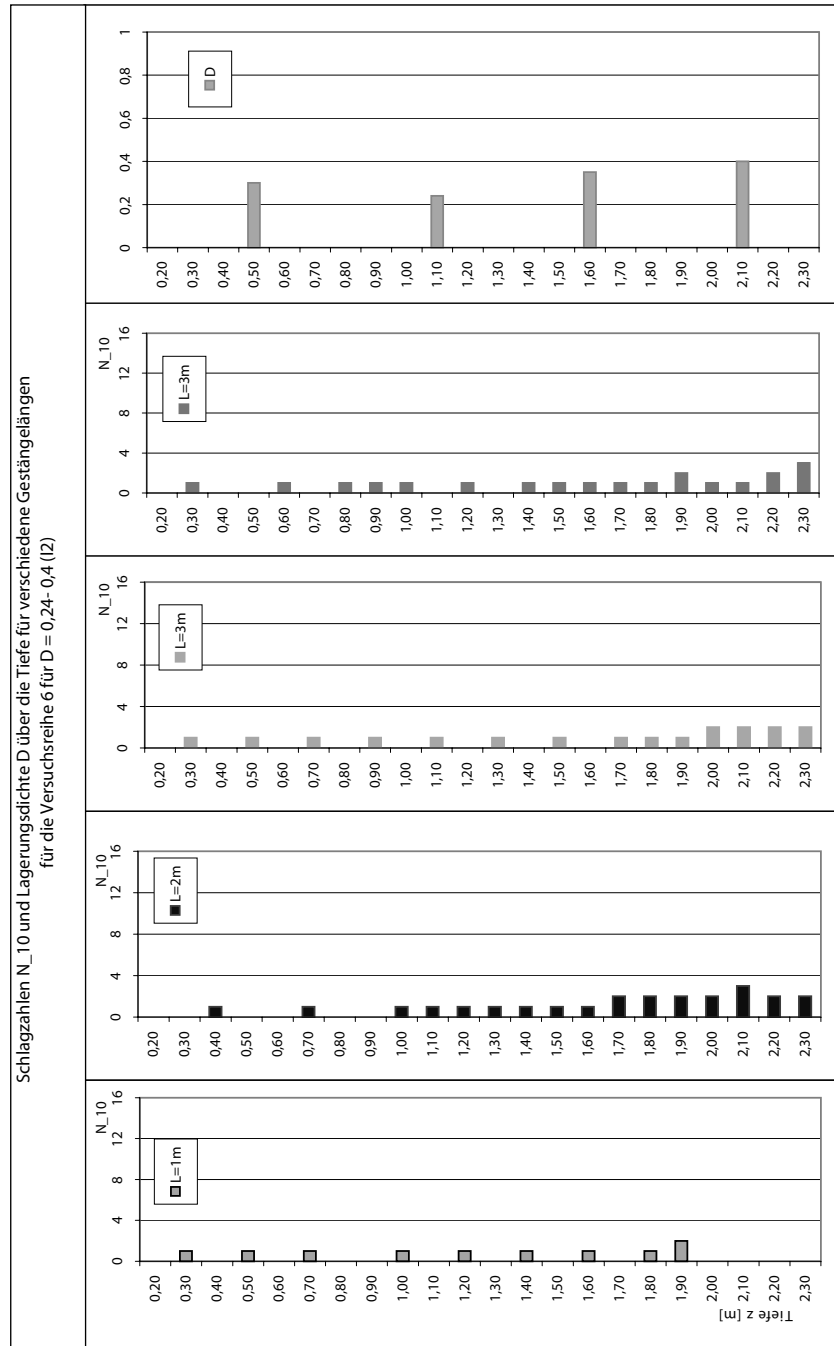


Abbildung 6.17: Sondierergebnisse Versuchsreihe 6

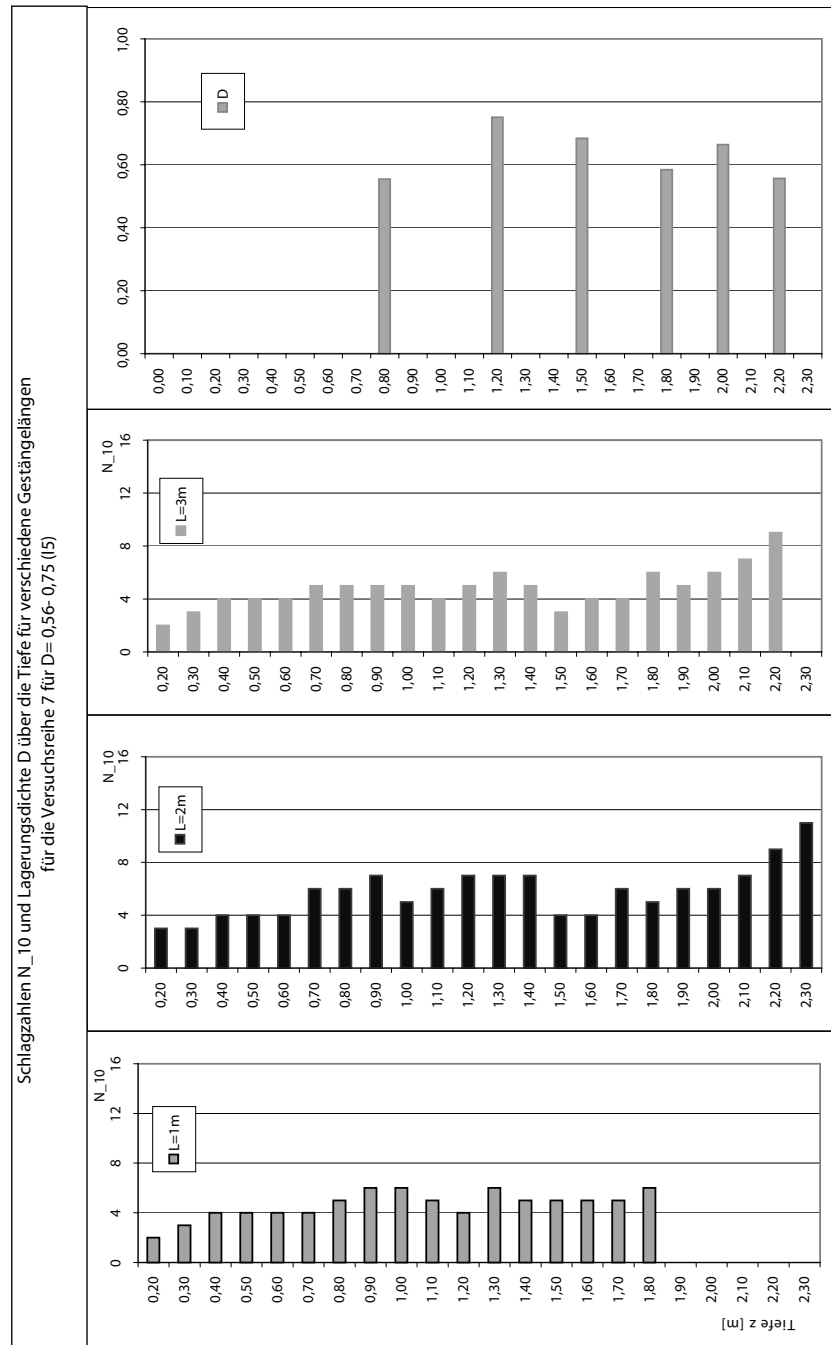


Abbildung 6.18: Sondierergebnisse Versuchsreihe 7

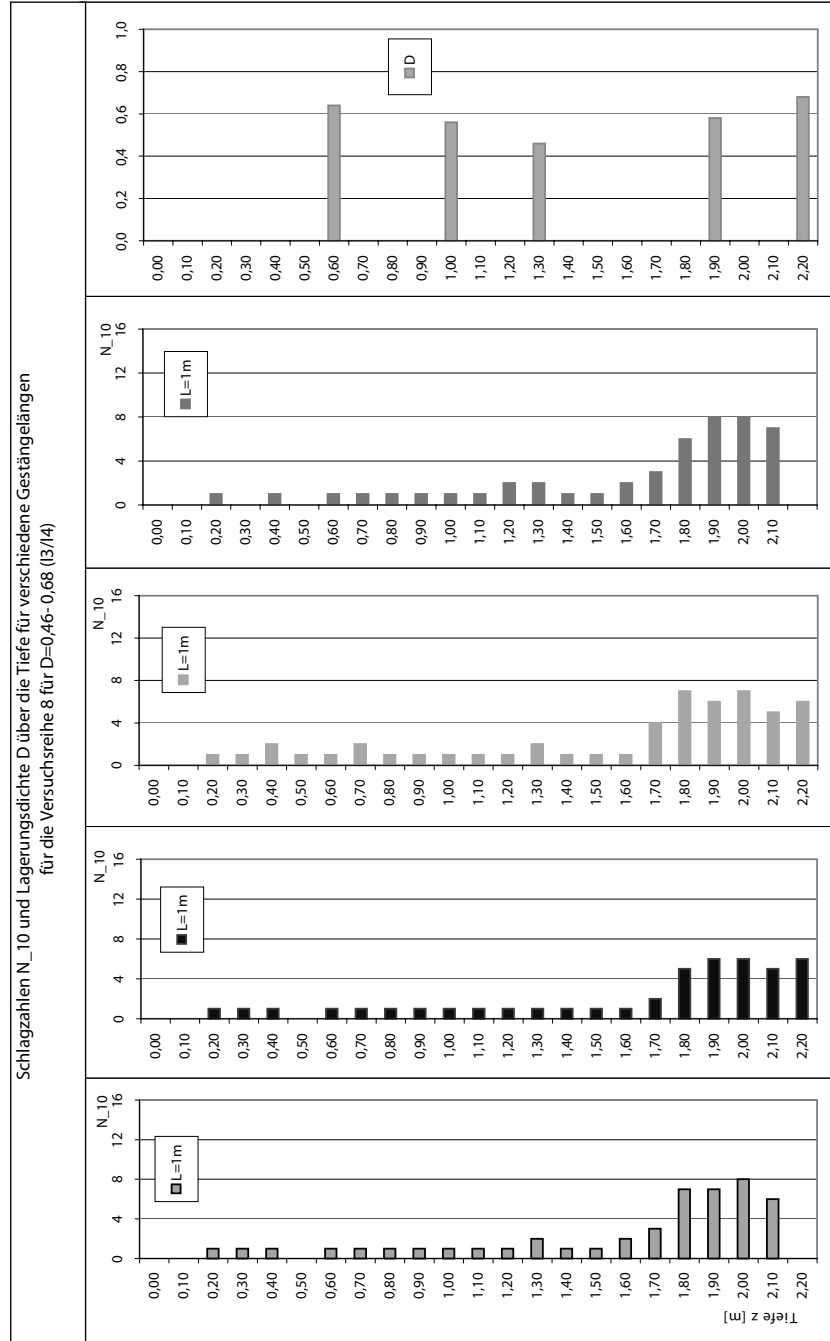


Abbildung 6.19: Sondierergebnisse Versuchsreihe 8

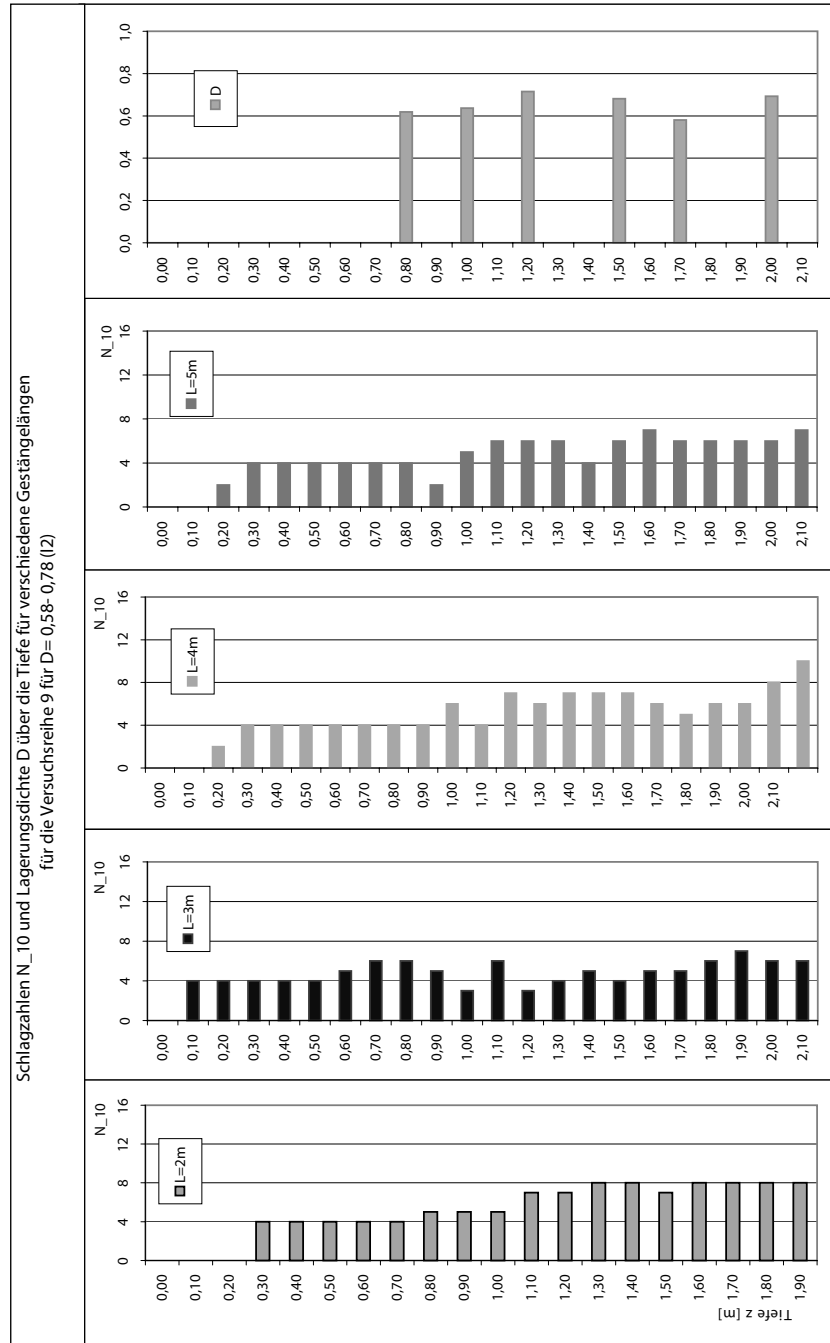


Abbildung 6.20: Sondierergebnisse Versuchsreihe 9

Versuchsreihe	Intensität	D	L						Grenztiefe t_g
			[m]						
			1	2	3	4	5	6	
1	2	0,75- 1,00	x		x	x		x	0,4
2	5	0,14- 0,55	x		x	x		x	0,9
3	4	0,18- 0,46	x		x	x		x	0,9
4	3	0,48- 0,71	x		x	x		x	0,8
5	2	0,47- 0,71	x		x	x		x	1,0
6	5	0,24- 0,40	x	x	x				0,8
7	2	0,58- 0,75	x	x	x				0,7
8	3/4	0,46- 0,68		x					0,6
9	2	0,58- 0,78		x	x	x	x		0,7

Tabelle 6.2: Versuchsmatrix der Sondierversuche in Sand

Tabelle 6.2 zeigt die Versuchsmatrix mit den Lagerungsdichten, die im Bereich von -1 m bis -2 m unter Geländeoberkante gemessen wurden. Auf den Diagrammen 6.12 bis 6.20 ist die Tendenz zu erkennen, dass mit steigender freier Gestängelänge L die Schlagzahl N_{10} bei gleicher Lagerungsdichte abnimmt. Während eines Schlages kommt es offensichtlich zu Effekten, die eine von der Gestängelänge abhängige Energieausnutzung verursachen, und bewirken, dass die Eindringung der Sondenspitze in den Boden mit steigender Gestängelänge größer wird. Dass mit steigender Gesamtgestängelänge die Schlagzahlen tendenziell abnehmen, ist in der Literatur wiederzufinden. So stellen die DIN 4094 [5], KRÄMER [30], MENZENBACH [33] und MELZER [32] fest, dass mit wachsender Gestängelänge geringere Schlagzahlen bei gleicher Lagerungsdichte benötigt werden. Eine Abminderung der Schlagenergie durch ein zu langes Gestänge wird bei den Versuchen dieser Arbeit nicht erreicht, da die gesamte Gestängelänge der DPL im von der DIN 4094 geforderten Anwendungsbereich unter 8 m bleibt.

Um die Ergebnisse zusammenfassend darstellen zu können, werden analog zur DIN 4094 halblogarithmische Korrelationen der Schlagzahlen zur Lagerungsdichte für jede Gestängelänge getrennt aufgestellt. Es gilt $D = f(\log N_{10})$. Dafür werden aus den Sondierergebnissen der Versuchsreihen 1-8 (Bildern 6.12 bis 6.19) Wertepaare von Schlagzahlen und Lagerungsdichte auf Höhe der Ausstechzylinder herausgesucht und korreliert. Die Grenztiefe wird entsprechend der DIN 4094 mit $t_g = 1$ m angenommen. Schlagzahlen und Lagerungsdichte oberhalb der Grenztiefe werden nicht für die Korrelation herangezogen. Die theoretische Grenztiefe nach JAKY (Bild 6.8) in Abhängigkeit

vom Reibungswinkel des Bodens bzw. seiner Lagerungsdichte ist in den Versuchen nicht wieder zu finden. So haben bei hoher Lagerungsdichte durchgeführte Versuche (I2) eine etwas geringere Grenztiefe ($t_{g,mittel} = 0,7$ m) als die bei niedriger Lagerungsdichte (I5) durchgeführten ($t_{g,mittel} = 0,85$ m). Tendenziell steigt also die Grenztiefe mit sinkender Lagerungsdichte an.

Zum Behälterboden hin ist die Auswahl der Wertepaare durch den Einflussbereich des Behälterbodens begrenzt. Laut der Berechnung der Grundbruchfuge unter der Sondenspitze nach JAKY (Gleichung 3.25) reicht der Störbereich m_1 für eine Lagerungsdichte $D = 1$ nur ca. 8 cm tief unter die Sondenspitze (größte Ausdehnung der Grundbruchfuge bei $\varphi' = 38,6^\circ$). Die Bilder 6.12 bis 6.20 zeigen jedoch, dass die Schlagzahlen bei einer Tiefe von -2,3 m auffallend steigen. Daher ist ab dieser Tiefe mit einem Randeinfluss des Behälterbodens zu rechnen. In Bild 6.21 sind die für die Korrelationen verwendeten Wertepaare von Schlagzahl und Lagerungsdichte dargestellt. Die Schlagzahlen für $L = 3$ m liegen im Vergleich zu den Schlagzahlen der anderen Gestängelängen verhältnismäßig hoch, ansonsten streuen die Werte stark.

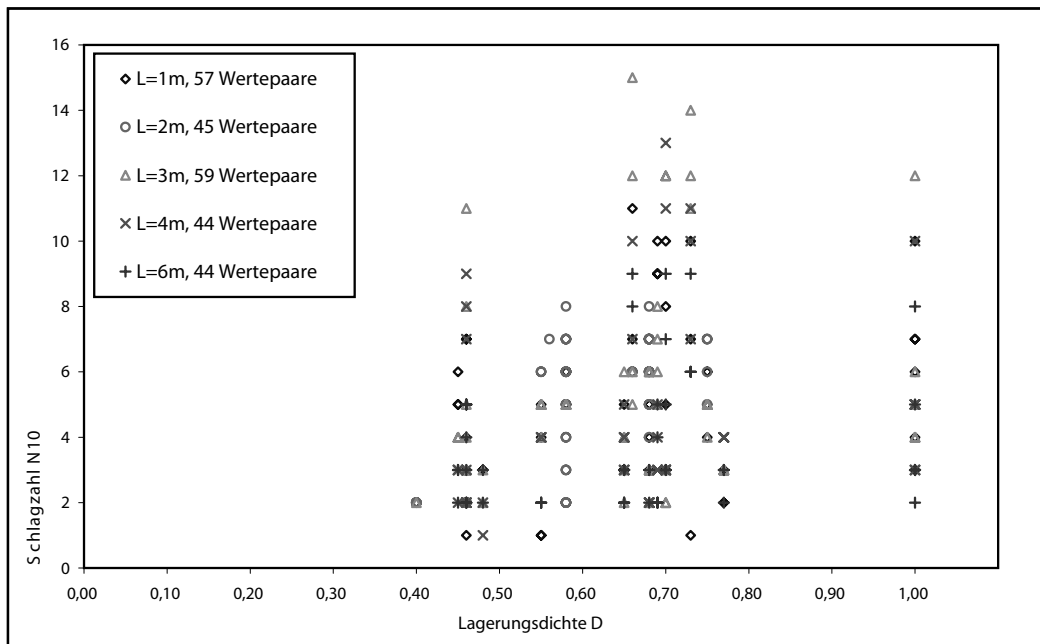


Abbildung 6.21: Wertepaare von Schlagzahl N_{10} zu Lagerungsdichte D für die Korrelationen

Bild 6.22 bildet die Korrelationsfunktionen ab. Die Funktionen für $L =$

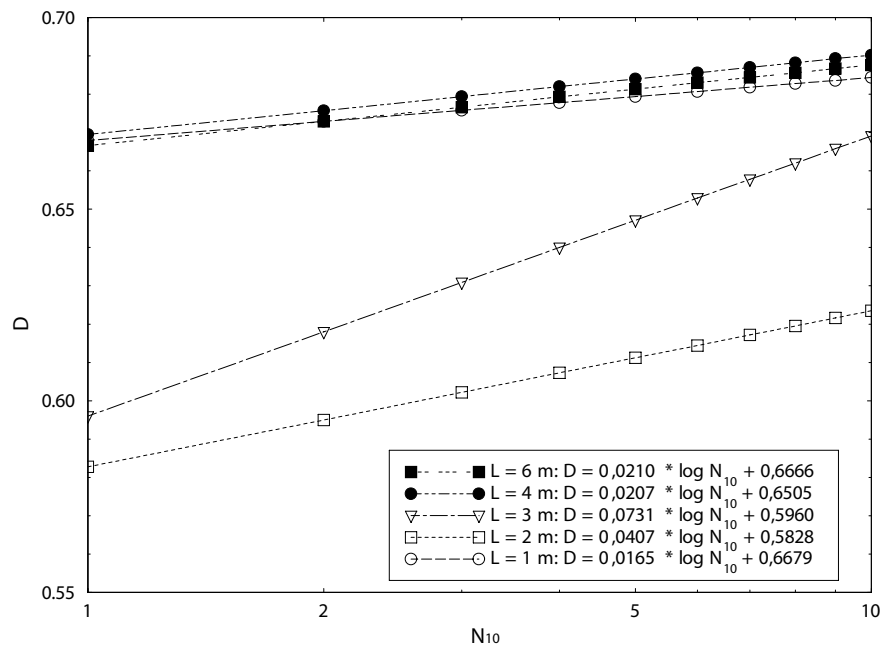


Abbildung 6.22: Korrelationen der Rammsondierungen, Versuchsreihen 1-8

2 m und $L = 3$ m zeigen deutlich andere Verläufe. So werden für die Bestimmung derselben Lagerungsdichte mit diesen freien Gestängelängen mehr Schläge benötigt als mit den freien Gestängelängen $L = 1, 4$ und 6 m. Die Tendenz ist noch offensichtlicher, wenn die Korrelationen für $\log N_{10} = f(D)$ über die Lagerungsdichte aufgetragen werden. Die Funktionen sind auf die Korrelationsfunktion für $L = 6$ m normiert dargestellt. Bild 6.23 zeigt, dass abhängig von der freien Gestängelänge eine unterschiedliche Anzahl Schläge auf 10 cm Eindringstrecke bei gleicher Lagerungsdichte benötigt wird. Die normierten Ergebnisse für $L = 2$ m weichen stark von den anderen Funktionsverläufen ab. Bei hohen Lagerungsdichten $D = 1,0$ werden für $L = 6$ m die wenigsten Schlagzahlen gemessen. Tendenziell steigt mit niedrigerer freier Gestängelänge die Schlagzahl an. Für $L = 2$ m wären laut der normierten Korrelationsfunktion die vierfache Anzahl an Schlagzahlen für dieselbe Eindringstrecke nötig. Bei geringerer Lagerungsdichte ($D = 0,1$) würden laut der Korrelationsfunktion nur 20 % der Schläge im Vergleich zu $L = 6$ m gebraucht. Die Korrelationen wurden zur Auswertung der Versuche aufgestellt, um Tendenzen deutlich zu machen. Da die Korrelationskoeffizienten r deutlich gegen Null gehen, wie Tabelle 6.3 zeigt, sollten die hier aufgestellten Korrelationen nicht zur Bestimmung von Lagerungsdichten bei mit dem Versuchssand vergleichbaren trockenen Feinsanden herangezogen wer-

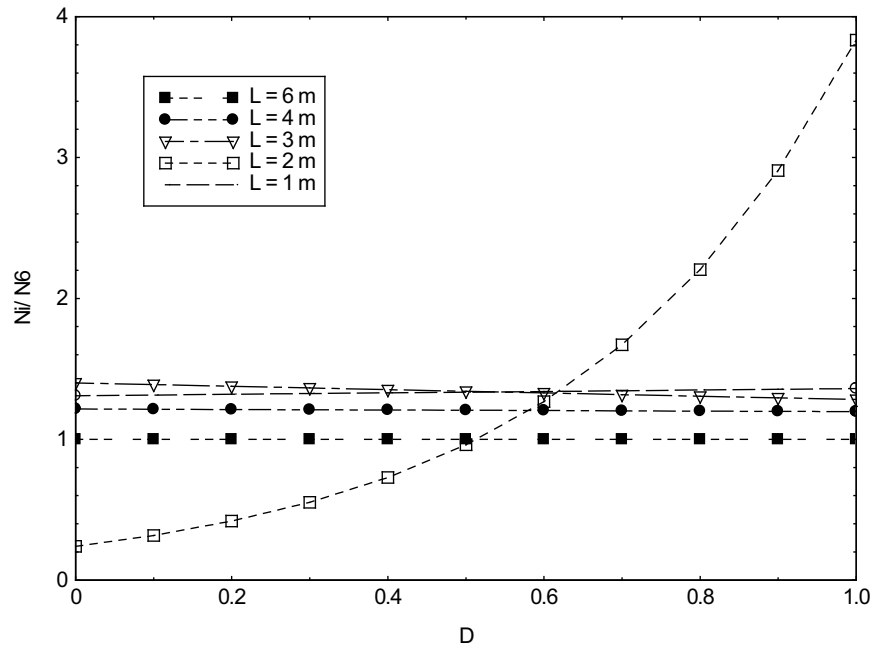


Abbildung 6.23: Normierung der Korrelationen, Versuchsreihen 1-8

freie Gestängelänge L [m]	1	2	3	4	6
Korrelationskoeffizient r	0,0618	0,2402	0,1138	0,0657	0,0673

Tabelle 6.3: Korrelationskoeffizienten

den. Die Korrelationskoeffizienten sind so niedrig, weil die Wertepaare einer Gestängelänge nicht normalverteilt sind. Durch ihre starke Streuung zeigen sie nicht den linearen Zusammenhang zwischen der Lagerungsdichte D und dem Logarithmus der Schlagzahl $\log N_{10}$, der jedoch in vorangegangenen Arbeiten festgestellt wurde (MENZENBACH [33], MELZER [32], ZWECK [51], STENZEL und MELZER [44], [45] sowie DIN 4094). Das Aufstellen der Korrelationen führt zu keinem zufrieden stellenden Ergebnis, denn mit ihnen können keine Korrekturfaktoren für die freie Gestängelänge formuliert werden, weil keine eindeutige Gesetzmäßigkeit zwischen L und N_{10} zu erkennen ist. Um den Einfluss der gesamten Gestängelänge L_{ges} zu untersuchen, werden die Sondierversuche auf festem Untergrund wiederholt (Kapitel 7) und die Ergebnisse der Kraftmessung am Gestänge analysiert. In Kapitel 8 folgt dann vergleichend die Auswertung der Kraftmessung dieses Kapitels.

Kapitel 7

Sondierversuche auf festem Untergrund

7.1 Ziel der Versuche auf festem Untergrund

Die Baustellenergebnisse und die Sondierversuche im Labor haben gezeigt, dass durch ein frei schwingendes Gestänge die Schlagzahlen bei sonst gleichen Randbedingungen herabgesetzt werden. In den Laborversuchen tritt eine Ausnahme bei einer freien Gestängelänge von $L = 2$ m ($L_{ges} = 3$ m) auf, denn hier sind die Schlagzahlen, die für die gleiche Eindringstrecke benötigt werden, merklich erhöht. Bei längeren Gestängen benötigt man wieder weniger Schläge.

Um die Gestängelänge als einzige Randbedingung variieren zu können, wird eine Versuchsreihe durchgeführt, bei der Sondierungen auf fester Auflage, dem Betonfußboden, durchgeführt und die Kraft am Gestänge gemessen wird. Ziel ist es, den Einfluss der Gestängelänge L_{ges} auf den Energieeintrag zu klären. Die hier gewonnenen Erkenntnisse werden auf die im Labor durchgeführten Rammsondierungen in trockenem Sand übertragen.

7.2 Überprüfung der Qualität der Messung

Die Qualität der Kraftmessungen wird überprüft, indem der Einfluss der Messfrequenz auf die Versuchsergebnisse untersucht wird. Die DIN EN ISO 22476-2 [13] fordert eine Messfrequenz von 100 kHz. Diese kann mit der vorhandenen Messanlage nicht eingehalten werden, da die benutzte Messanlage nur eine Summenabtastrate von 80 kHz leistet. Um den Einfluss der Messfrequenz zu kennen, werden Kraftmessungen mit 20 kHz, 40 kHz und 80 kHz durchgeführt. An den Zeitverläufen wird eine Nullwertkorrektur

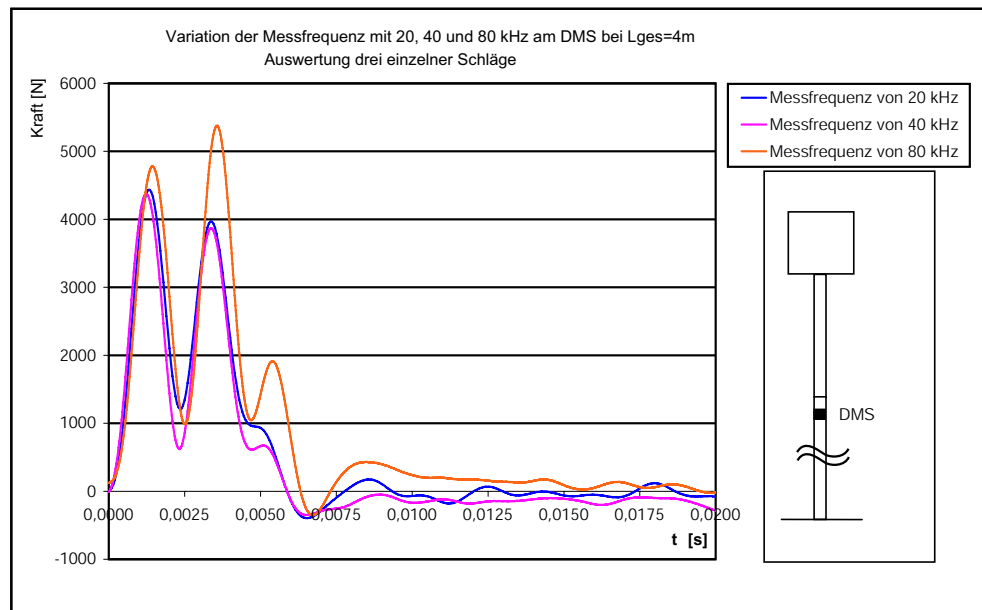


Abbildung 7.1: Mittelwertkurven aus drei Schlägen, Variation der Messfrequenz mit 20, 40 und 80 kHz

durchgeführt, indem der arithmetische Mittelwert aller Messwerte von jedem Messwert subtrahiert wird.

In Bild 7.1 sind die Mittelwertkurven von drei Schlägen dargestellt, die mit unterschiedlicher Messfrequenz (20, 40 und 80 kHz) aufgenommen sind. Die Abweichungen zwischen den Kraftverläufen sind nicht auf die Variation der Messfrequenzen zurückzuführen, sondern ergeben sich aus der Versuchsdurchführung, denn ähnliche Abweichungen der Kraftverläufe treten bei der Durchführung der Versuche auf festem Untergrund auf, die die Bilder A.1 bis A.12 im Anhang A zeigen. Die Abweichungen sind auf Ungenauigkeiten wie Schrägstellung des Gestänges u.ä. zurückzuführen, denn das Gestänge wurde während der Versuche nur manuell gehalten, um nicht durch eine seitliche Festhaltung die Randbedingungen zu verfälschen. Die Untersuchung der Messfrequenz zeigt, dass mit hohen Messfrequenzen keine genaueren Ergebnisse erzielt werden.

7.3 Versuchsdurchführung

Sondierungen auf festem Untergrund werden durchgeführt und die Gestängelänge mit $L_{ges} = 2, 3, 4, 5, 6$ und 8 m variiert.

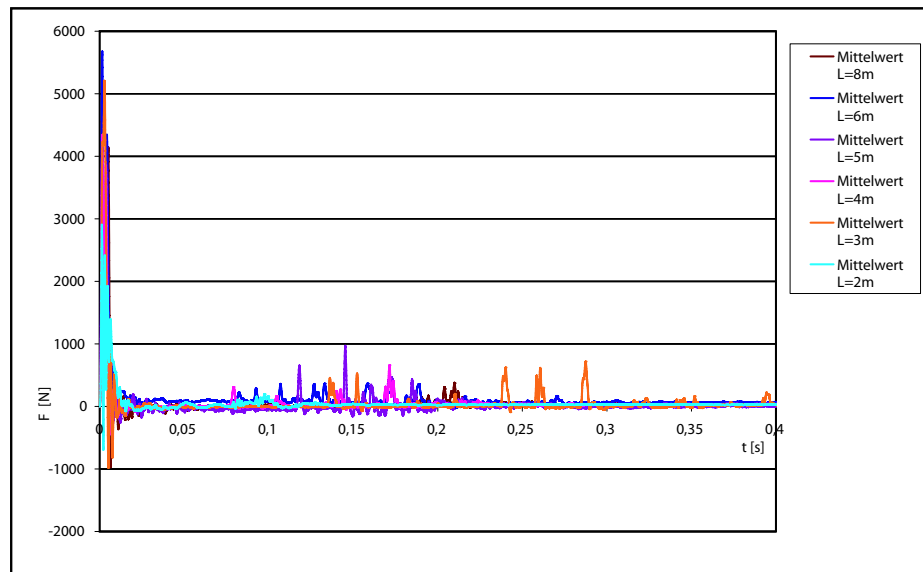


Abbildung 7.2: Gemittelte Kraftverläufe in Abhängigkeit von der Gestängelänge

Die Kraftverläufe der einzelnen Schläge werden über eine Messdauer von $T = 0,4$ s ausgelesen und auf einen gemeinsamen Startpunkt $t = 0$ s zu Beginn des Schlages korrigiert.

An den Zeitverläufen wird eine Nullwertkorrektur durchgeführt, indem der arithmetische Mittelwert aller Messwerte von jedem Messwert subtrahiert wird. Die gemittelten Verläufe sind in Bild 7.2 in einen Ausschnitt von 0,4 s dargestellt. Die einzelnen aus den Messungen ausgelesenen Schläge mit der Mittelwertbildung und die Detaildarstellungen im Bereich von 0 bis 0,02 s sind den Bildern im Anhang A.1 bis A.12 zu entnehmen.

7.4 Versuchsauswertung im Zeitbereich

7.4.1 Vergleich der gemessenen Kraftverläufe mit der analytischen Lösung

Die gemittelten Kraftverläufe sind in Bild 7.2 dargestellt. Es ist zu sehen, dass bei einer Gestängelänge von $L_{ges} = 3$ m das Gestänge besonders lange schwingt und nach 0,4 s noch deutliche Kraftspitzen zeigt, während die Welle bei den anderen Gestängelängen schon abgeklungen ist. Die Schläge für eine Gestängelänge von $L_{ges} = 2$ m sowie für lange Gestänge von $L_{ges} = 5$ –

8 m klingen am raschesten aus. Bild 7.3 ist eine Detaildarstellung der ersten Kraftmaxima. Während die Messungen für $L_{ges} = 2$ m und 4 – 8 m einen ähnlichen Verlauf zeigen, der sich nur im Maximalwert und im Nulldurchgang unterscheidet, ist bei der Messung für $L_{ges} = 3$ m ein Doppelpeak zu sehen.

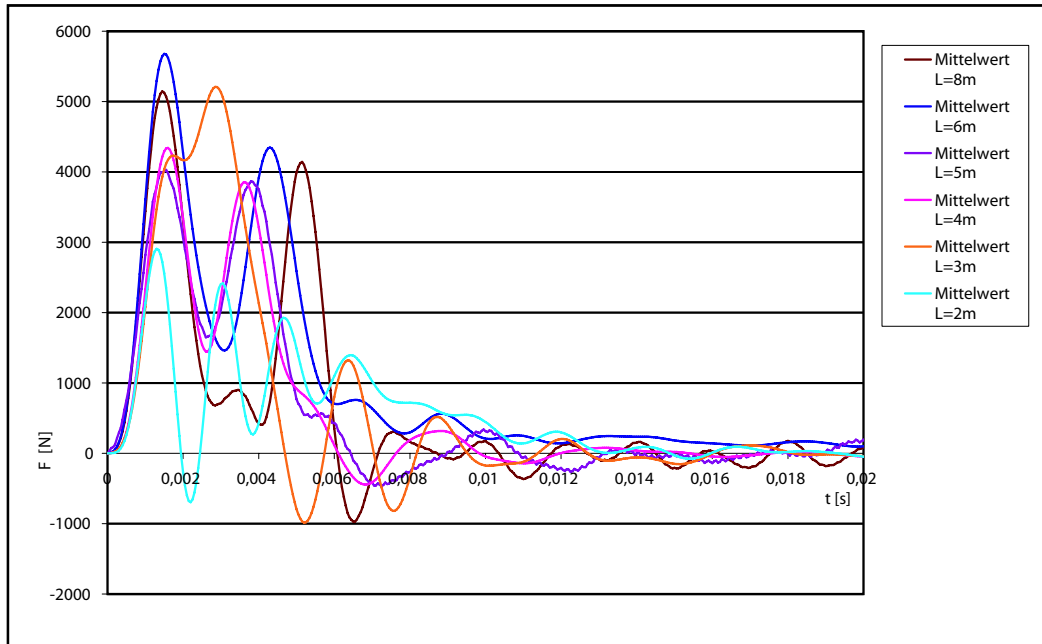


Abbildung 7.3: Gemittelte Kraftverläufe im Zeitbereich $t = 0 - 0,02$ s

Die Kraftverläufe werden mit der analytischen Lösung von TIMOSHENKO [47] (Kapitel 4.1) erklärt. TIMOSHENKO geht von einer Stoßfunktion in Form einer Exponentialfunktion aus, die sich, da die Wellenlänge λ die Gestängelänge überschreitet, während des Durchlaufs durch das Gestänge mit der reflektierten Welle überlagert. Der Impuls läuft solange durch das Gestänge, bis die Spannungen durch die Überlagerung Null ergeben. Die Impulslänge hängt also von der Gestängelänge ab.

Die Kraftverläufe, zeitlich auf ihr erstes lokales Maximum eingerückt, sind im Vergleich zur theoretischen Lösung von TIMOSHENKO nach den Gestängelängen getrennt in den Bildern 7.4 bis 7.9 dargestellt. Die Lösung von TIMOSHENKO wurde auf die Lage der Messstelle angepasst.

An den Messergebnissen sind die Merkmale der analytischen Lösung gut zu erkennen. Der DMS wird von der ersten Stoßwelle durchlaufen, die am Gestängefuß als Druckwelle reflektiert wird und sich mit der einfallenden Welle überlagert. Die Überlagerung erzeugt den zweiten Peak der analyti-

schen Lösung. Da der auf dem Gestängekopf liegende Hammer wie ein festes Auflager wirkt, wird die Stoßwelle wieder als Druckwelle reflektiert, die sich mit den vorherlaufenden Druckwellen überlagert und den nächsten Peak verursacht. Der Impuls bricht ab, wenn die Spannung zu null wird. Bei den Messergebnissen ist der Peak der rücklaufenden Welle nicht zu sehen, weil er mit der darauf folgenden einfallenden Welle überlagert wird.

Die Darstellung der Kraftverläufe über die genormte Zeit τ zeigt, dass die lokalen Maxima der gemessenen Kraftverläufe mit den theoretischen Verläufen bei allen Gestängelängen bei $\tau = 2,0$ übereinanderfallen. In der Theorie ist die Summe der Spannungen durch die Reflektion am Gestängekopf ein Vielfaches der eingeleiteten Druckwelle. Bild 7.10 zeigt die normierten Maxima des zweiten Wellendurchlaufs der analytischen Lösung und der Messungen. Bei den Messergebnissen ist die reflektierte bzw. wieder einfallende Welle nur als ein lokales Maximum zu erkennen, dessen Maximalwert mit zunehmender Gestängelänge sinkt. Diese Tendenz stimmt mit der analytischen Lösung überein. Dass das zweite lokale Maximum nicht den Wert des ersten erreicht hängt damit zusammen, dass Energie dissipiert wird. So war bei den Versuchen zu beobachten, dass durch die rücklaufende Welle der Hammer wieder hochspringt und ein Teil der eingeleiteten Energie in potentielle Energie des Hammers zurückgewandelt wird. Außerdem wird der Stoß durch Reibungsverluste (Wärmeentwicklung war zu beobachten) und durch Abstrahlungsdämpfung in das Auflager abgemindert.

Der Impuls bricht mit steigender Gestängelänge, also mit steigendem Massenverhältnis von Gestänge zu Hammer α , früher ab, wenn die Kraftverläufe über die genormte Zeit aufgetragen sind. Dieser Effekt ist durch die analytische Lösung darstellbar. So findet bei den Messwerten der Impulsabbruch bei $L_{ges} = 3$ m bei $\tau = 5,0$ statt und für $L_{ges} = 8$ m schon bei $\tau = 3,0$. Bild 7.11 vergleicht Messergebnisse und analytische Lösung. Der Zeitpunkt für den Impulsabbruch bei $L_{ges} = 6$ m wurde abgeschätzt, denn dieser Kraftverlauf hat keinen Nulldurchgang. Die Nulldurchgänge der Messergebnisse finden später statt als die berechneten. Das liegt an der abweichenden Impulsform der Messergebnisse. Die Impulsform ist zwar nicht bekannt, es ist jedoch zu vermuten, dass ein Halbsinusimpuls vorliegt. HU und EBERHARD [24] hatten bei ihren Versuchen die Möglichkeit, wegen der geringen Druckwellengeschwindigkeit von Messing die einfallende und reflektierte Welle getrennt zu beobachten. Aufgrund der hohen Druckwellengeschwindigkeit c des Stahls ist das bei den Versuchen dieser Arbeit selbst mit großen Gestängelängen nicht möglich.

Ein Sonderfall ist die Messung von $L_{ges} = 2$ m, Messergebnisse und analytische Lösung stimmen nicht überein. Hier ist die reflektierte Welle nicht zu erkennen. Es tritt zu Beginn des zweiten Wellendurchlaufs ein Minimum

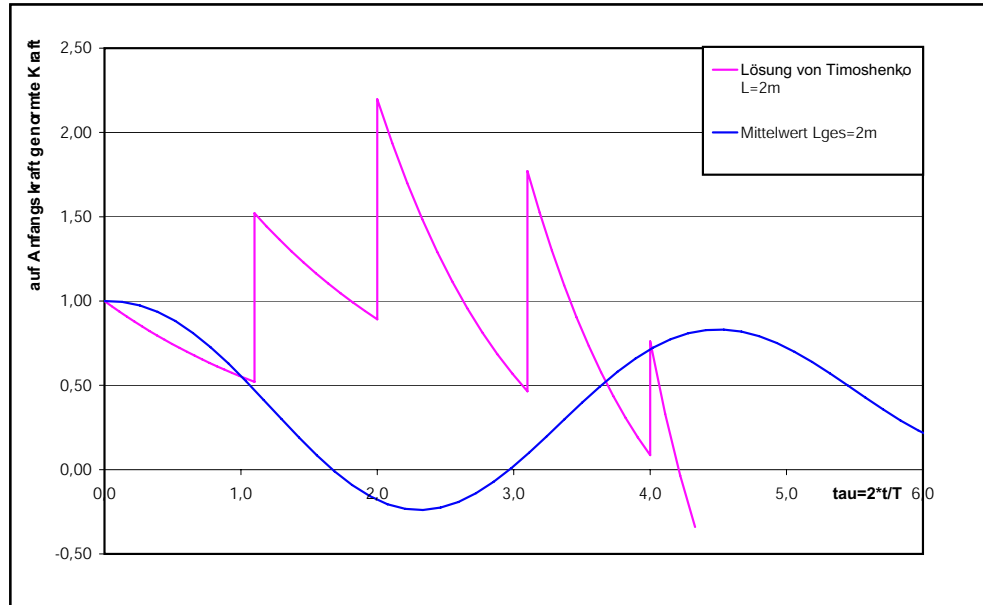


Abbildung 7.4: Vergleich des gemessenen Kraftverlaufs für $L_{ges} = 2$ m mit der Lösung von TIMOSHENKO und GOODIER

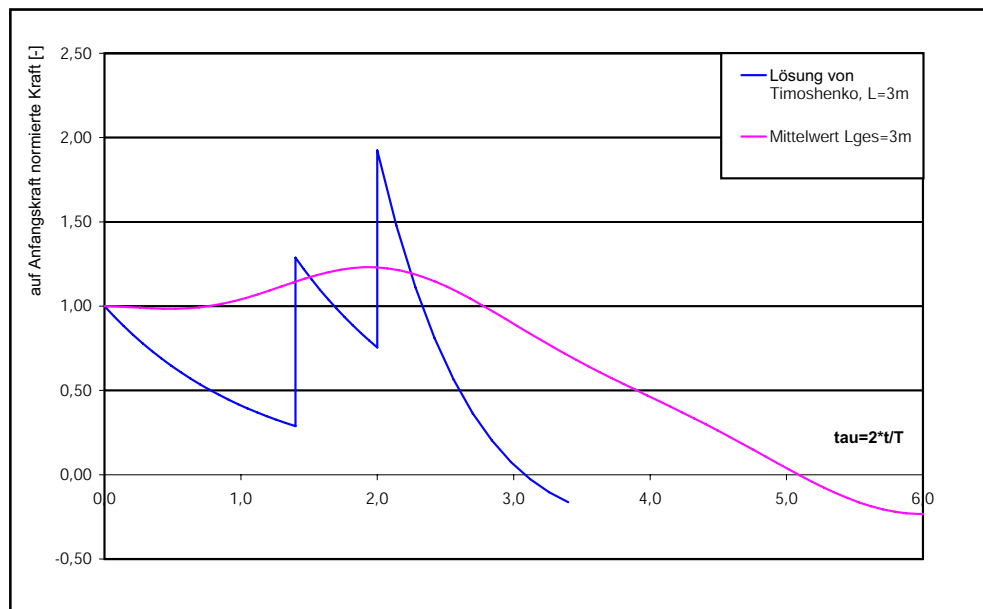


Abbildung 7.5: Vergleich des gemessenen Kraftverlaufs für $L_{ges} = 3$ m mit der Lösung von TIMOSHENKO und GOODIER

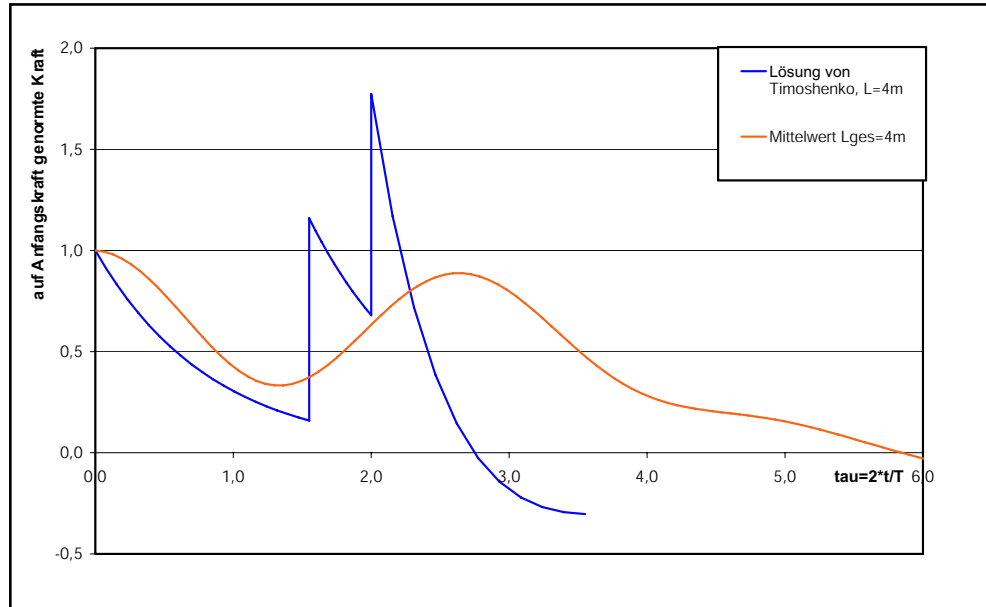


Abbildung 7.6: Vergleich des gemessenen Kraftverlaufs für $L_{ges} = 4$ m mit der Lösung von TIMOSHENKO und GOODIER

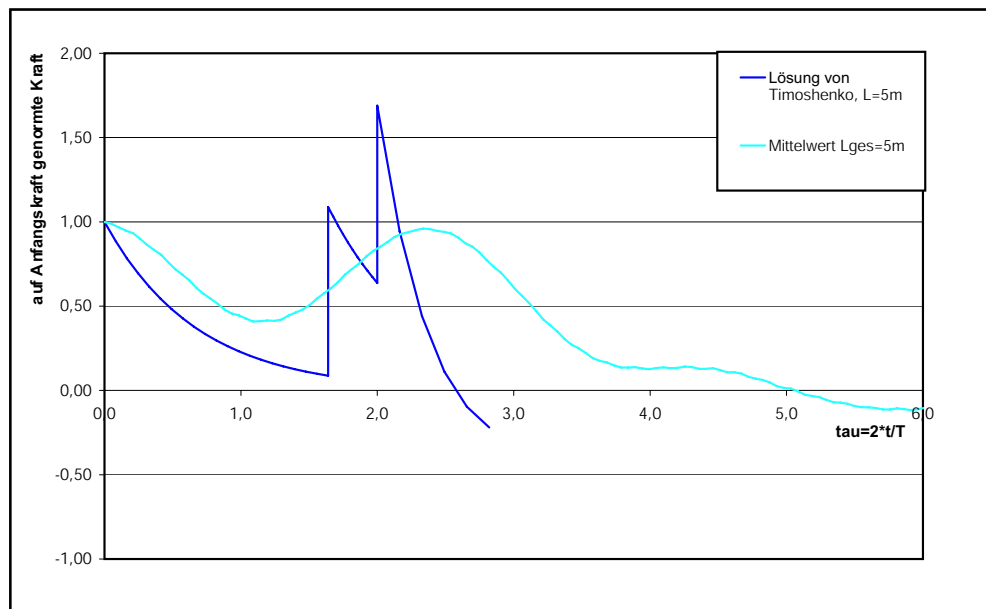


Abbildung 7.7: Vergleich des gemessenen Kraftverlaufs für $L_{ges} = 5$ m mit der Lösung von TIMOSHENKO und GOODIER

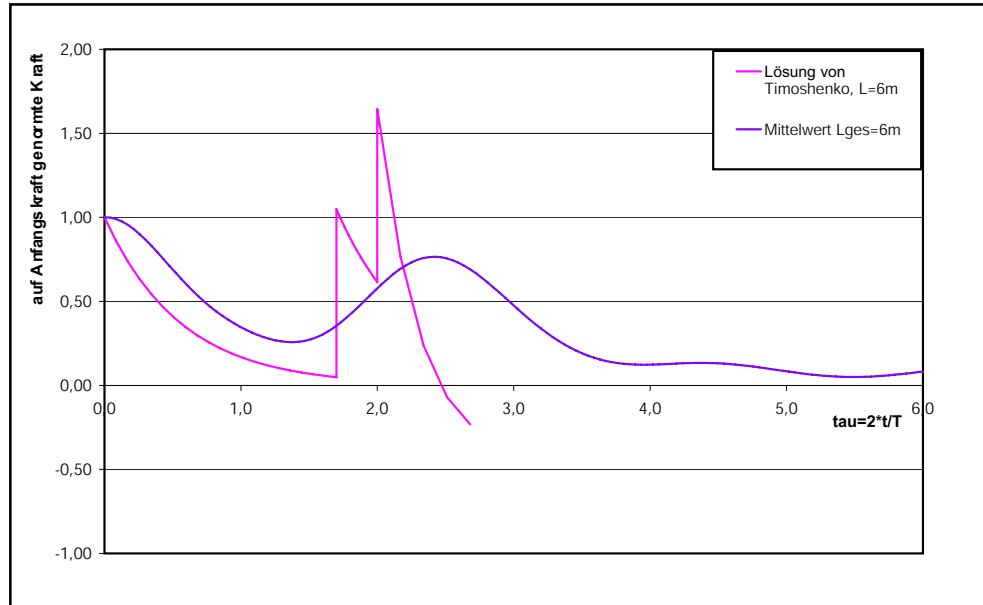


Abbildung 7.8: Vergleich des gemessenen Kraftverlaufs für $L_{ges} = 6\text{ m}$ mit der Lösung von TIMOSHENKO und GOODIER

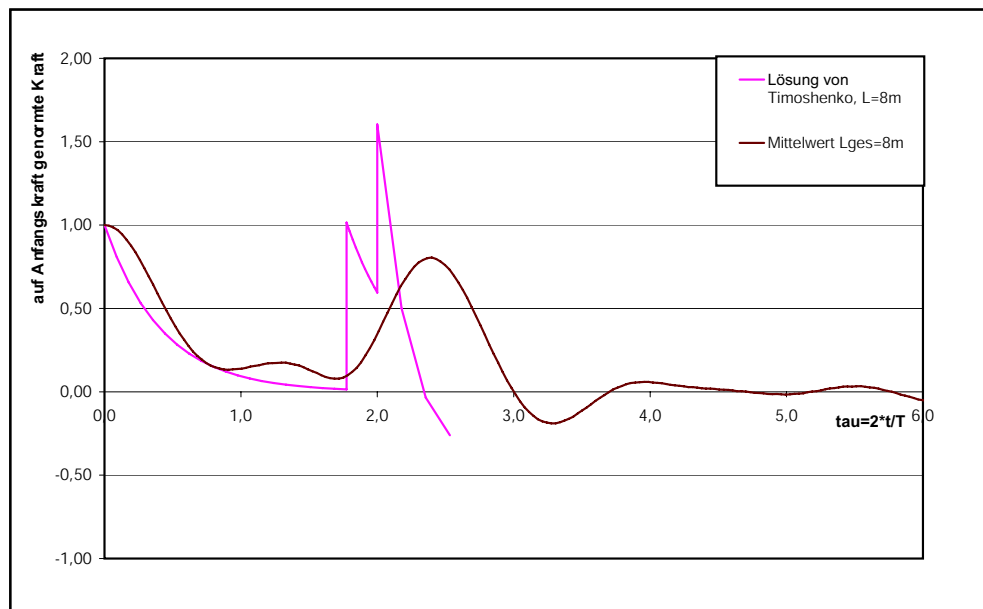


Abbildung 7.9: Vergleich des gemessenen Kraftverlaufs für $L_{ges} = 8\text{ m}$ mit der Lösung von TIMOSHENKO und GOODIER

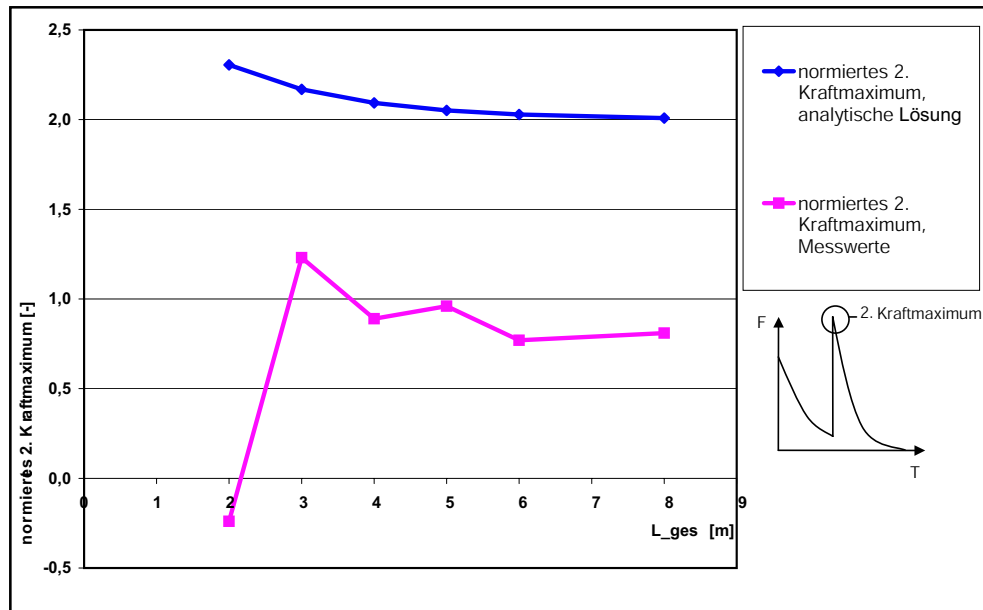


Abbildung 7.10: Vergleich der normierten zweiten Kraftmaxima der gemessenen Kraftverläufe mit der Lösung von TIMOSHENKO und GOODIER

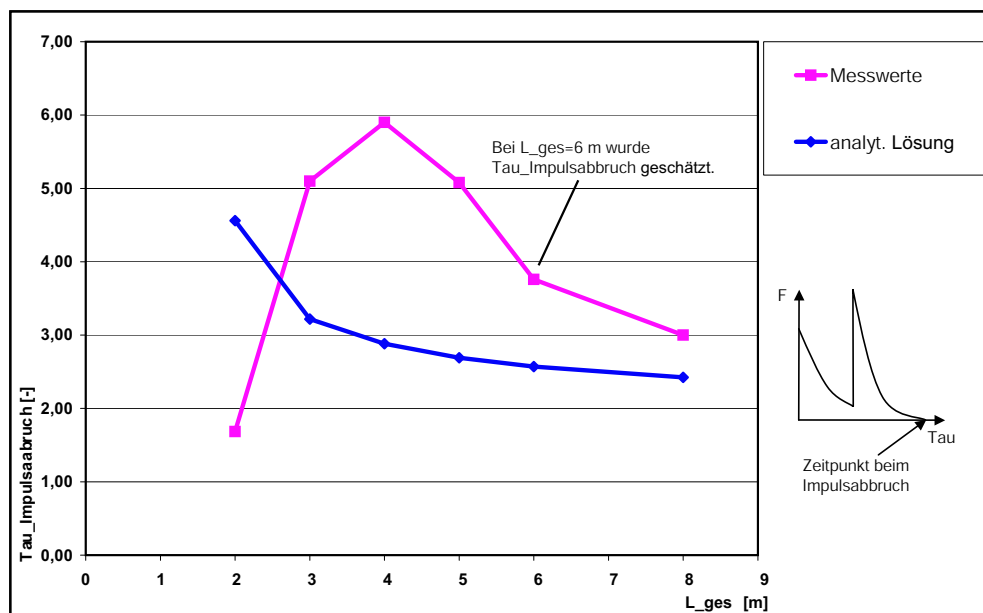


Abbildung 7.11: Vergleich des Zeitpunktes des Impulsabbruchs bei normierter Zeit τ der gemessenen Kraftverläufe mit der Lösung von TIMOSHENKO und GOODIER

auf. Der Grund dafür könnte sein, dass das verhältnismäßig leichte Gestänge durch die Wellenreflektion am Fuß hochspringt, sich vom Boden löst und der Impuls als Zugwelle am entstandenen freien Ende reflektiert wird. Ein Hochspringen des Gestänges war während der Versuche zu beobachten, ist jedoch nicht mit Messergebnissen unterlegt.

Bei $L_{ges} = 3$ m wird deutlich, dass der Doppelpeak aus der Überlagerung der ersten und zweiten Druckwelle herbeigeführt wird. Durch das kurze Gestänge überlagern sich die einfallende und reflektierte Welle, so dass hier das zweite Maximum größer ist als das erste.

Die analytische Lösung von TIMOSHENKO erklärt die Messergebnisse der Kraftverläufe am Gestänge gut. Alle wesentlichen Phänomene sind wiederzufinden. Als wesentliche Aussage ist festzuhalten, dass die Impulsdauer mit der Gestängelänge sinkt, wenn die Kraftverläufe über die genormte Zeit τ aufgetragen werden. Bei Darstellung über die wirklich Zeit t steigt die Impulslänge mit der Gestängelänge. Die Impulslänge ist ausschlaggebend für Menge der eingeleiteten Energie. Die Maxima der Erstwelle und ihrer Reflektion am Gestängekopf sind gut zu erkennen. Durch dissipierende Energie sind sie kleiner als das erste Maximum. Die Lösung von TIMOSHENKO kann für jede beliebige Messstelle am Gestänge hergeleitet werden. Da die Lösung gut mit der Messung übereinstimmt, kann mit ihr der Energieeintrag in das Gestänge am Gestängekopf berechnet werden, ohne dass sich dafür dort eine Messstelle befinden muss.

7.4.2 Berechnung des Energieeintrags

Der Vergleich der Messergebnisse mit der Lösung von TIMOSHENKO zeigt, dass die analytische Lösung die Ergebnisse gut erklärt. Daher kann für die Berechnung der Energieeinleitung die Lösung nach YOKEL angewendet werden, die aus der Lösung von TIMOSHENKO hergeleitet ist. Sie entspricht der F^2 -Methode, bei der das Integral aus Gleichung 5.29 bis zum Zeitpunkt $T = 2L_{ges}/c$ berechnet wird.

Zum Vergleich der Messung mit der analytischen Lösung wird hier abweichend die Energie des gesamten eingetragenen Impulses untersucht, also die Integration bis zum Nulldurchgang weitergeführt. Für die analytische Lösung errechnet man so das Vielfache der kinetischen Energie, weil jeder einzelne Impuls der analytischen Lösung schon fast den Wert der kinetischen Energie von 49,05 Nm erreicht. Bild 7.13 zeigt die Werte der analytischen Lösung.

Auf die gleiche Weise wird die Energie unter den Impulsen der Messwerte berechnet. Bild 7.14 zeigt die Ergebnisse. Da die gemessenen Werte im Vergleich zur analytischen Lösung um ein Zehnfaches kleiner sind, sind auch die Energien kleiner. Bild 7.12 zeigt die auf den Maximalwert der jeweiligen Rei-

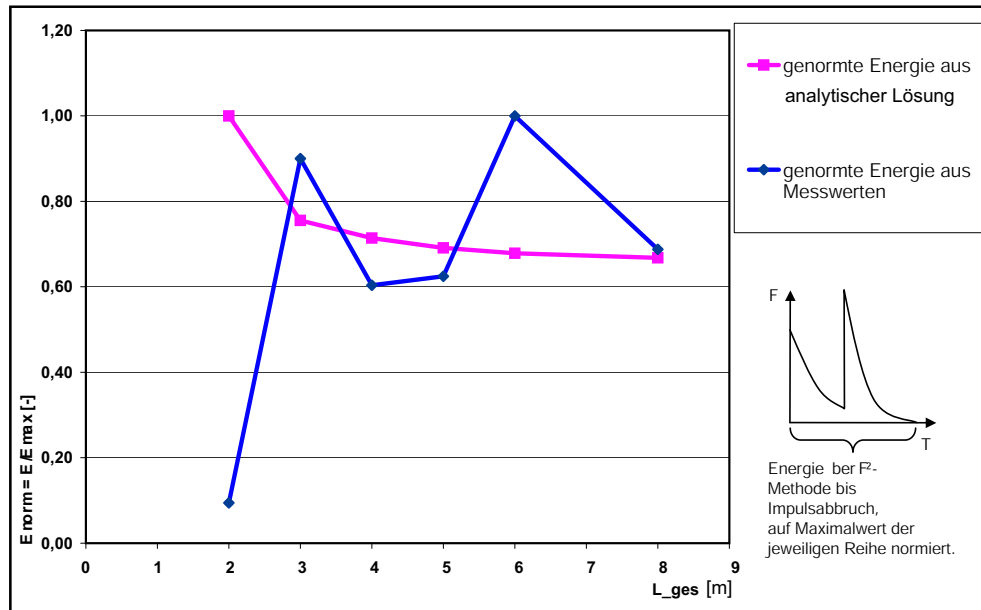


Abbildung 7.12: Normierte Energie über die Gestängelänge

L_{ges} [m]	2	3	4	5	6	8
TIMOSHENKO	1,00	0,755	0,714	0,691	0,679	0,668
Messergebnisse	0,09	0,90	0,60	0,63	1,00	0,69

Tabelle 7.1: Normierter Energieeintrag nach F^2 -Methode in Abhängigkeit von der Gestängelänge

he normierten Ergebnisse. In diesem Kapitel wurde nachgewiesen, dass die analytische Lösung von TIMOSHENKO zutrifft. Die Ergebnisse werden auf die Kraftverläufe der Rammsondierversuche, die am Gestängekopf gemessen wurden, in Kapitel 8 übertragen.

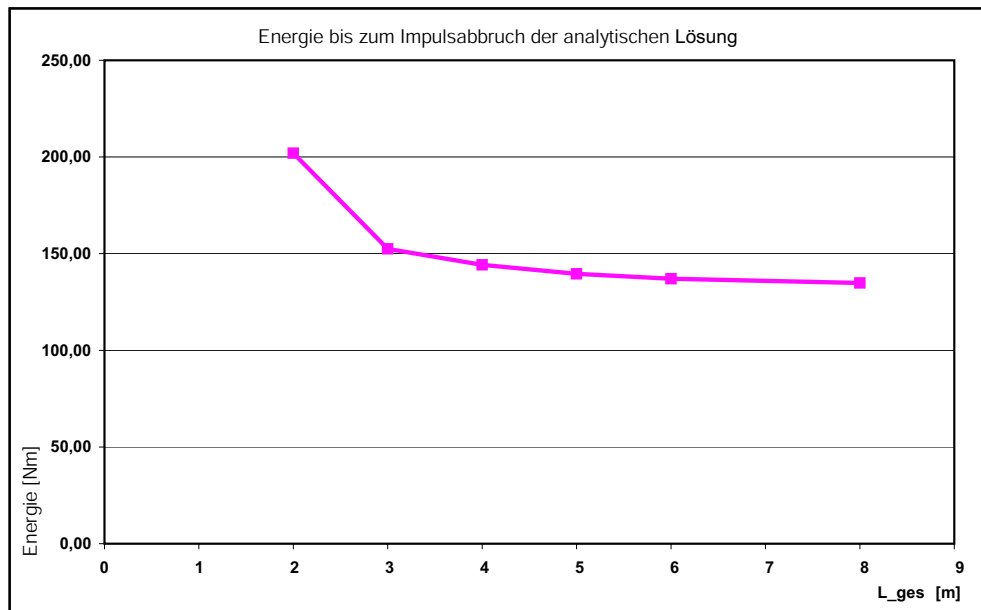


Abbildung 7.13: Energie unter dem Impuls der analytischen Lösung, berechnet durch F^2 -Methode

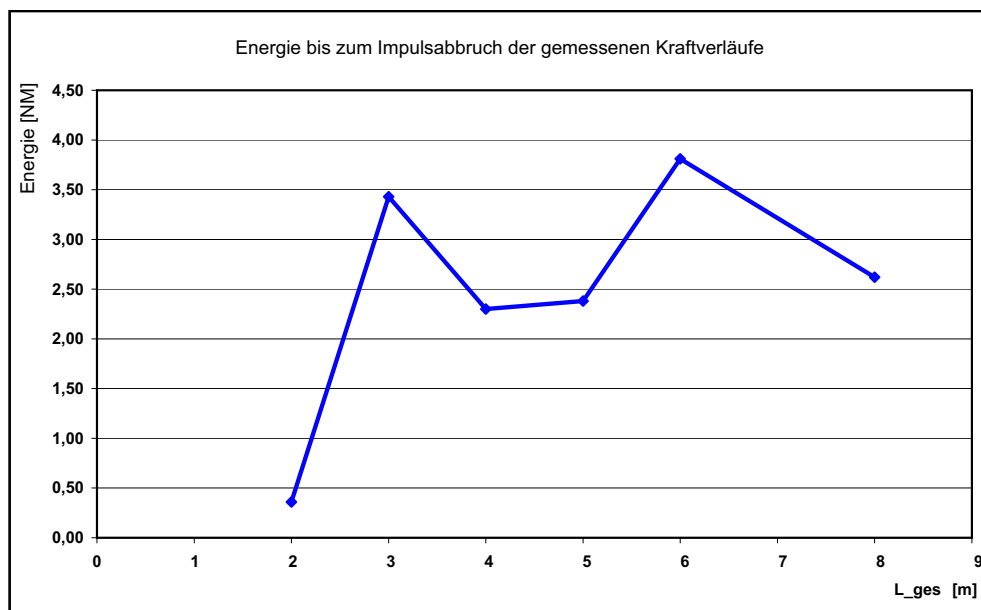


Abbildung 7.14: Energie unter den gemessenen Impulsen, berechnet durch F^2 -Methode

Kapitel 8

Auswertung der Kraftverläufe der Rammsondierungen und Formulierung von Korrekturfaktoren für die Gestängelänge

8.1 Auswertung der Rammsondierversuche

8.1.1 Anwendung der Lösung von Timoshenko und Goodier auf die Ergebnisse der Sonderversuche

Die Versuchsergebnisse, die für die Auswertung der Zeitverläufe untersucht werden, sind an einem DMS direkt unter dem Amboss aufgenommen worden. Um einen Vergleich mit der Lösung von TIMOSHENKO durchführen zu können, werden die Kraftverläufe wieder auf ihren Maximalwert normiert und Mittelwerte aus Schlägen mit gleicher freier Gestängelänge L und gesamter Gestängelänge L_{ges} gebildet.

Die Bilder 8.1, 8.2 und 8.3 zeigen die Mittelwerte der Kraftverläufe der Versuchsreihe 7 beispielhaft im Vergleich zur analytischen Lösung für den DMS am Gestängekopf. Die Ergebnisse zeigen, dass beim Wiedereintreffen der rücklaufenden Welle am Gestängekopf (bei $T = 2 * L_{ges}/c = 1$) bei allen Gestängelängen Zugkräfte entstehen. Hier ist ein Unterschied zu den Ergebnissen in Kapitel 7 festzustellen, bei denen bei Gestängelängen größer 2 m eine Überlagerung der Druckwellen festzustellen ist. Bei den Sondierergebnissen in Sand ändern sich die Auflagerbedingungen. Während die in Kapi-

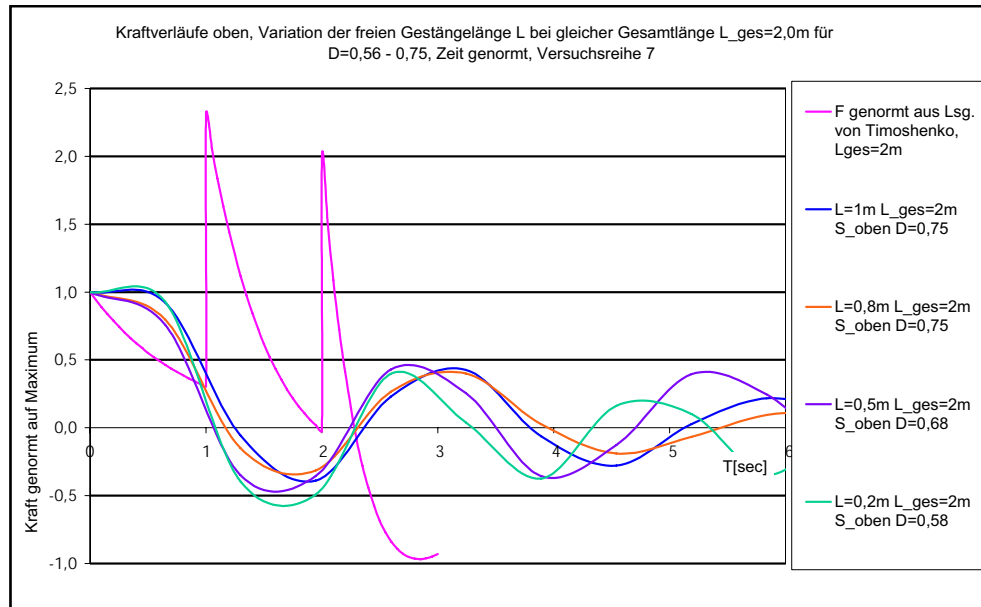


Abbildung 8.1: Vergleich der gemessenen Kraftverläufe für $L_{ges} = 2$ m mit der Lösung von TIMOSHENKO, Versuchsreihe 7

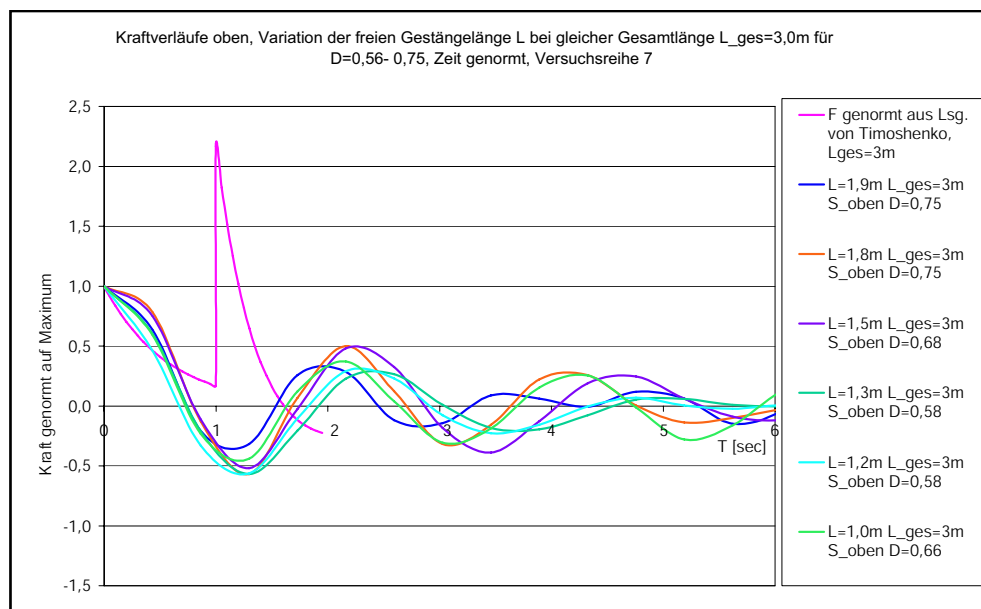


Abbildung 8.2: Vergleich der gemessenen Kraftverläufe für $L_{ges} = 3$ m mit der Lösung von TIMOSHENKO, Versuchsreihe 7

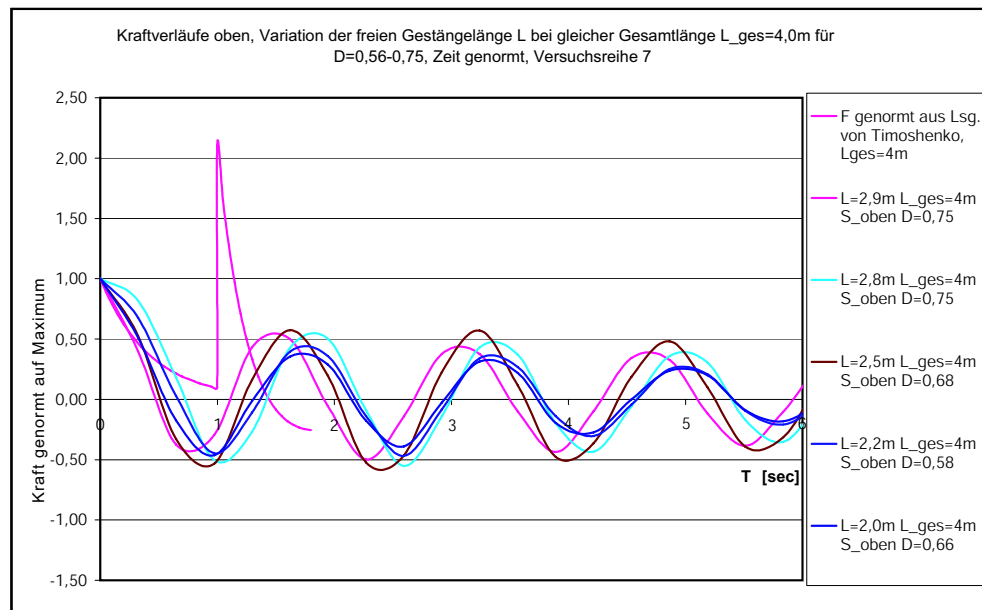


Abbildung 8.3: Vergleich der gemessenen Kraftverläufe für $L_{ges} = 4$ m mit der Lösung von TIMOSHENKO, Versuchsreihe 7

tel 5 vorgestellte Lösung von TIMOSHENKO und GOODIER am Gestängefuß ein festes Auflager aufweist, ist bei der Sonde im Sand näherungsweise vom freien Ende auszugehen (eigentlich müsste ein Feder-Dämpfer-Auflager angenommen werden). Die Änderung der Auflagerbedingung führt dazu, dass die einfallende Druckwelle als Zugwelle reflektiert wird und durch die Überlagerung der beiden Wellen am Gestänge der Impuls schon zum Zeitpunkt $T/2 = L_{ges}/c$ abbricht, weil einfallende Druckwelle und reflektierte Zugwelle sich gegenseitig aufheben. Die Zeit bis zum Impulsabbruch ist also kleiner als ein Wellendurchlauf und wird außerdem vom Auflager bestimmt. Nach dem Impulsabbruch setzt der Ausschwingvorgang ein, der wiederum von den Auflagerbedingungen beeinflusst wird. Tendenziell sorgt eine geringere (Feder-) Steifigkeit des Auflagers für ein langsamer schwingendes System.

8.1.2 Variation der freien Gestängelänge

Die Bilder 8.4 bis 8.13 zeigen die Variation der freien Gestängelänge. Die Gesamtlänge L_{ges} bleibt gleich. In den Bildern ist der Energiebetrag des jeweiligen Schlages vermerkt sowie eine schematische Skizze über den Energieeintrag E in Abhängigkeit von der freien Gestängelänge L . Zwischen E

und L ist keine Gesetzmäßigkeit zu erkennen.

Der Einfluss der freien Gestängelänge konnte nicht umfassend geklärt werden. Es ist festzuhalten, dass für den Energieeintrag hauptsächlich die gesamte Gestängelänge L_{ges} verantwortlich ist. Ein direkter Zusammenhang zwischen Energieeintrag und freier Gestängelänge konnte nicht hergestellt werden. Wenn man die Baustellenergebnisse aus Kapitel 4 mit den hier gewonnenen Erkenntnissen vergleicht, scheint es, dass die Verminderung der Schlagzahl in Bild 4.19 zwischen der Standardsondierung und der Sondierung mit freier Gestängelänge auf die Gesamtgestängelänge zurückzuführen ist. Die Ergebnisse aus dem VZB-Projekt in Berlin sind schwer zu beurteilen. Da die Sondierungen mit und ohne freie Gestängelänge zeitlich weit auseinander liegen, können auch Auflockerungen, z.B. durch Kriegsereignisse, stattgefunden haben. Auch der Überlagerungsdruck spielt eine Rolle.

8.1.3 Berechnung des Energieeintrags und Formulierung der Korrekturfaktoren

Die Kraftverläufe zeigen, dass die Lösung von TIMOSHENKO und GOODIER nur in abgewandelter Form angewendet werden kann. Für den Energieeintrag ist nur der Impuls zum Zeitpunkt $T/2 = L_{ges}/c$ verantwortlich, denn die rücklaufende Welle wird vollständig gedämpft. Es gilt also die Lösung für die Energieberechnung nach YOKELE [50], allerdings nur bis zum Zeitpunkt $T/2 = L_{ges}/c$. Die eingetragene Energie ist folglich

$$\begin{aligned} E_i(L_{ges}/c) &= \frac{Mv_0^2}{2} \cdot \left(1 - e^{\frac{2\alpha\sqrt{E\rho}}{M} \cdot \frac{L_{ges}}{c}}\right) \\ &= \frac{Mv_0^2}{2} \cdot \left(1 - e^{\frac{2m_g}{M}}\right). \end{aligned} \quad (8.1)$$

Die auf die kinetische Energie bezogene Energie ist dann

$$E_i^*(L_{ges}/c) = 1 - e^{\frac{2m_g}{M}}. \quad (8.2)$$

Für ausgewählte Schläge der Versuchsreihen 6, 7 und 8 wird die Energie aus den gemessenen Kraftverläufen mit der F^2 -Methode berechnet und auf den Maximalwert normiert. Bei der Berechnung wird nur die erste Druckwelle berücksichtigt, die bei $T/2$ endet. Für die Normierung wird der Maximalwert aller ausgewerteten Rammsondierversuche verwendet und nicht der der Versuche auf festem Untergrund, weil festzustellen ist, dass bei keiner Sondierung eine Impulsüberlagerung stattfindet. Außerdem sollen die Korrekturfaktoren einen Bezug zum Standardversuch ohne freie Gestängelänge herstellen. Ein Bezug zu den gemessenen Schlagzahlen in den Laborversuchen wird nicht

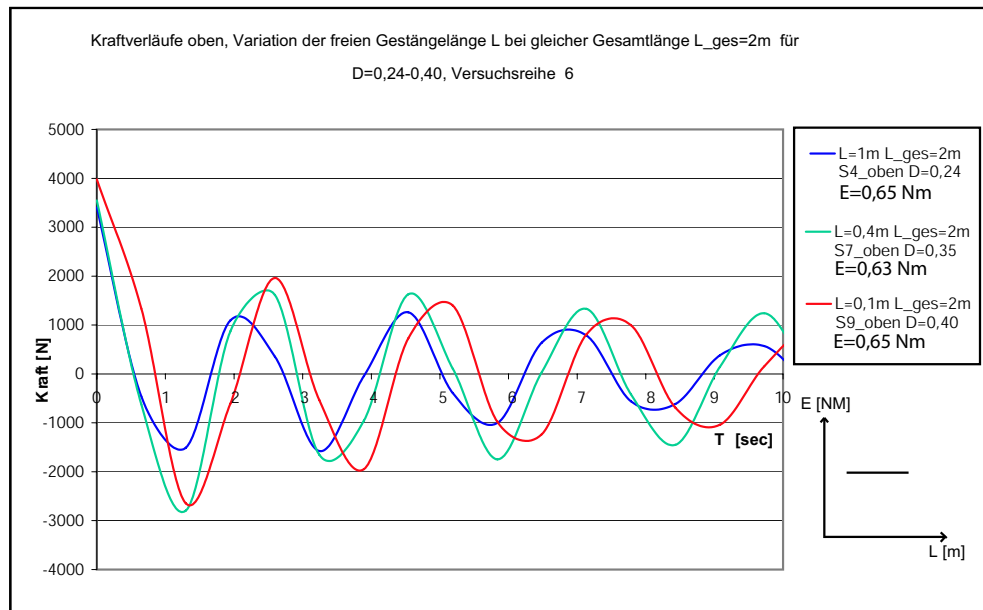


Abbildung 8.4: Variation der freien Gestängelänge bei gleicher Gesamtlänge $L_{ges} = 2$ m und gleicher Lagerungsdichte $D = 0,24$

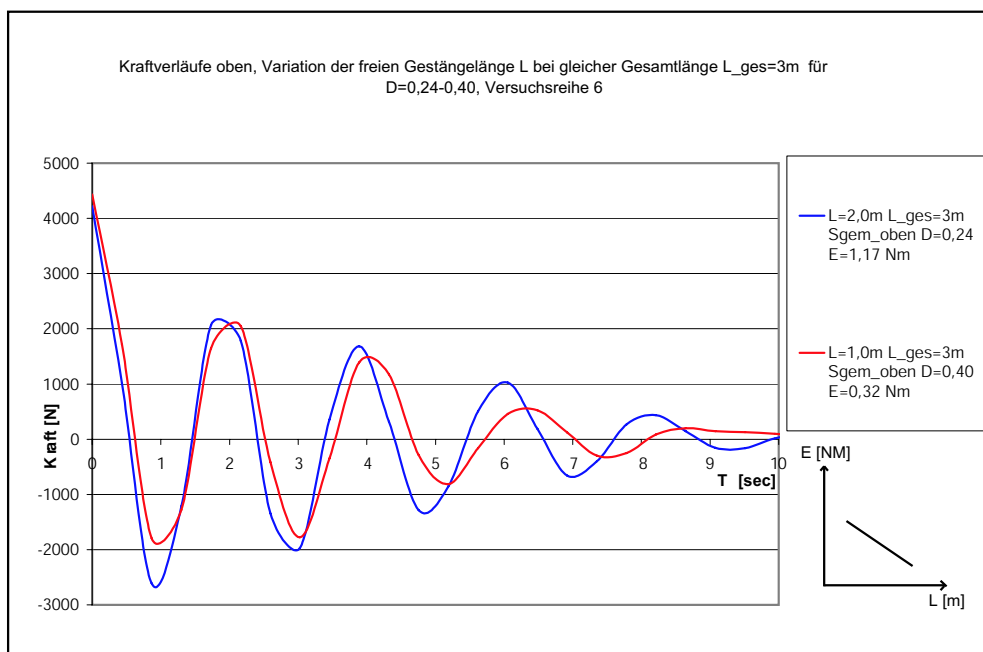


Abbildung 8.5: Variation der freien Gestängelänge bei gleicher Gesamtlänge $L_{ges} = 3$ m und gleicher Lagerungsdichte $D = 0,24$

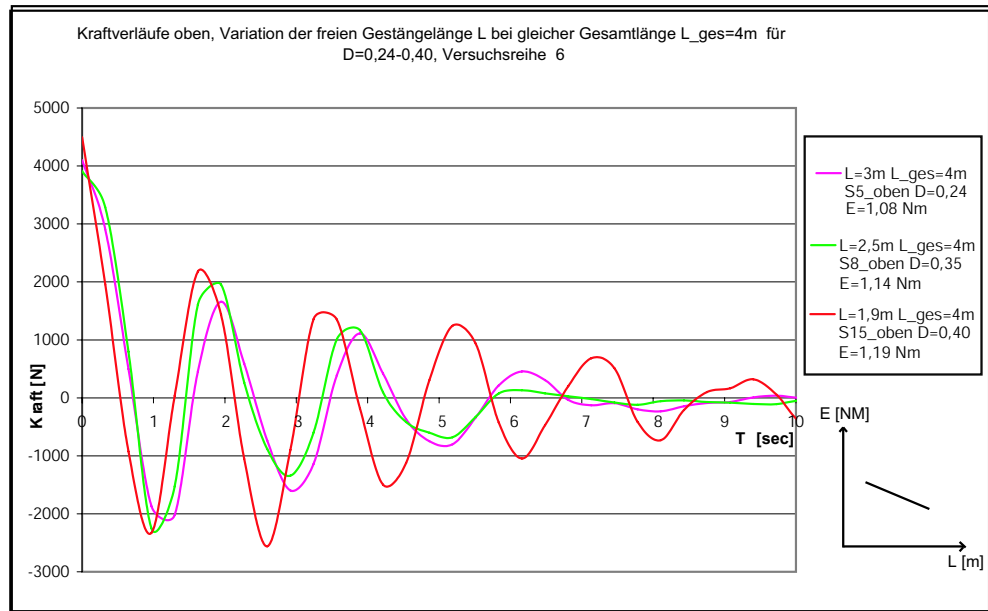


Abbildung 8.6: Variation der freien Gestängelänge bei gleicher Gesamtlänge $L_{ges} = 4\text{ m}$ und gleicher Lagerungsdichte $D = 0,24$

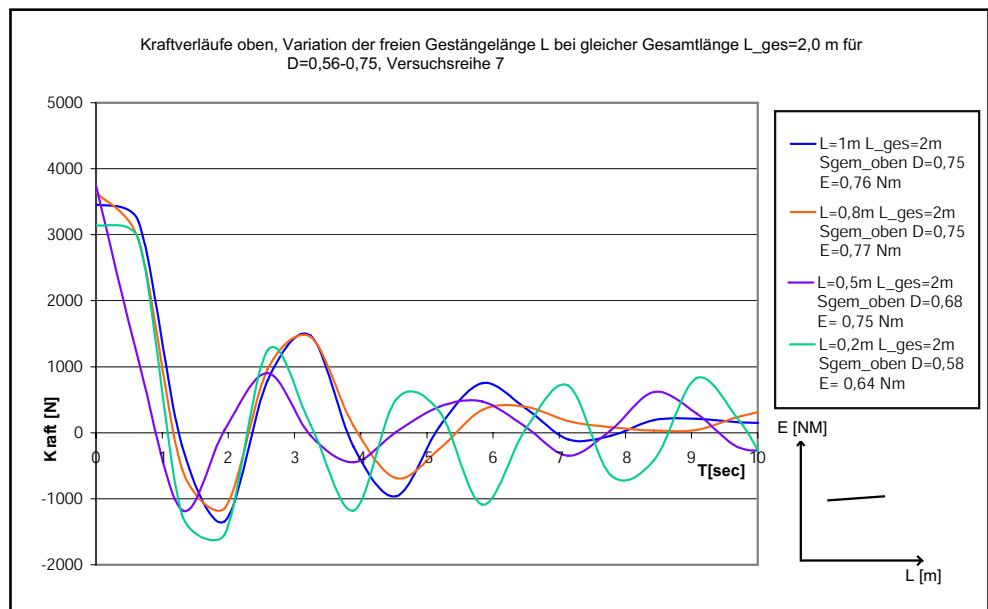


Abbildung 8.7: Variation der freien Gestängelänge bei gleicher Gesamtlänge $L_{ges} = 2\text{ m}$ und gleicher Lagerungsdichte $D = 0,75$

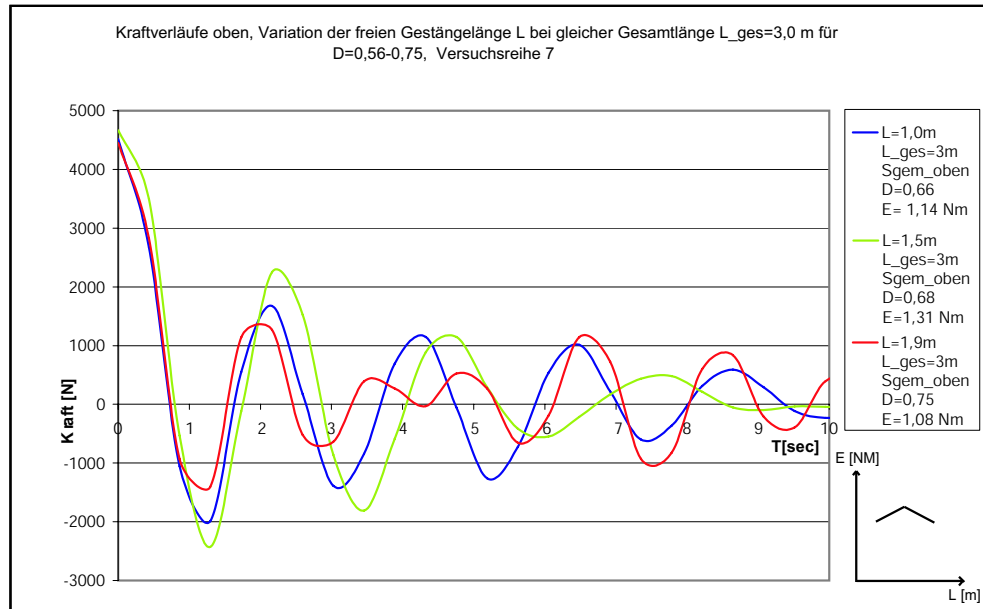


Abbildung 8.8: Variation der freien Gestängelänge bei gleicher Gesamtlänge $L_{ges} = 3$ m und gleicher Lagerungsdichte $D = 0,75$

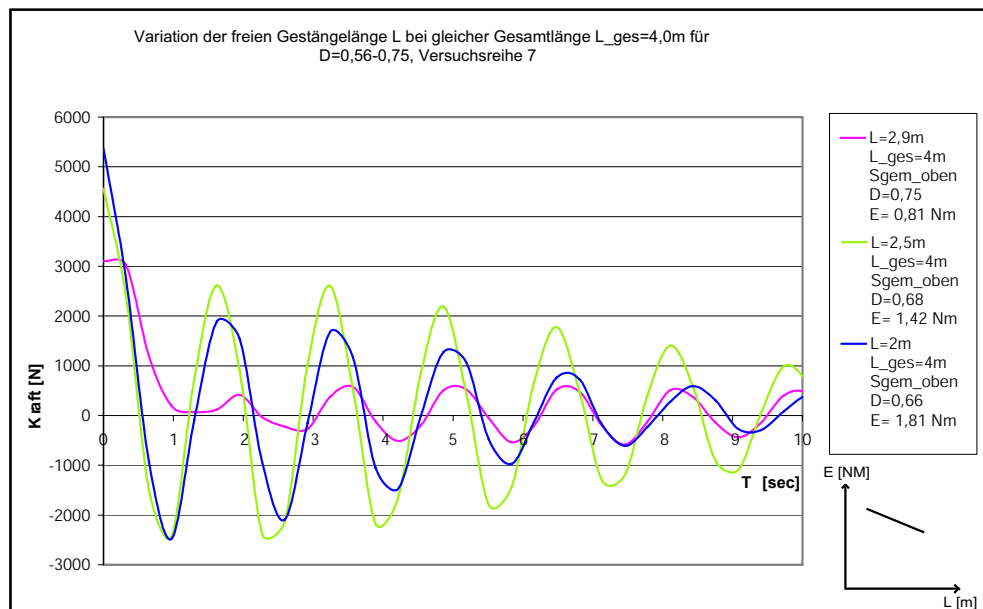


Abbildung 8.9: Variation der freien Gestängelänge bei gleicher Gesamtlänge $L_{ges} = 4$ m und gleicher Lagerungsdichte $D = 0,75$

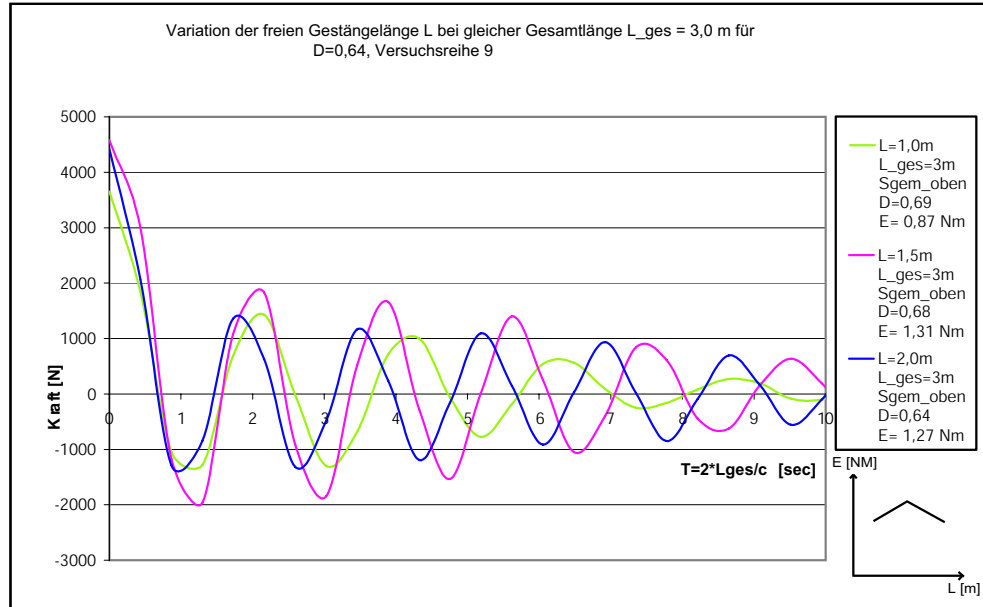


Abbildung 8.10: Variation der freien Gestängelänge bei gleicher Gesamtlänge $L_{ges} = 3$ m und gleicher Lagerungsdichte $D = 0,64$

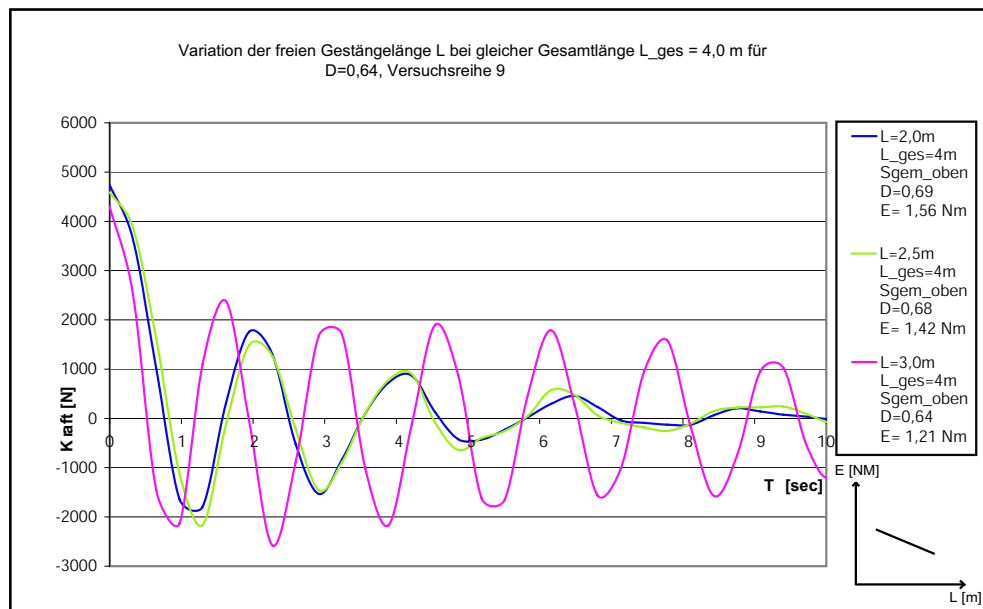


Abbildung 8.11: Variation der freien Gestängelänge bei gleicher Gesamtlänge $L_{ges} = 4$ m und gleicher Lagerungsdichte $D = 0,64$

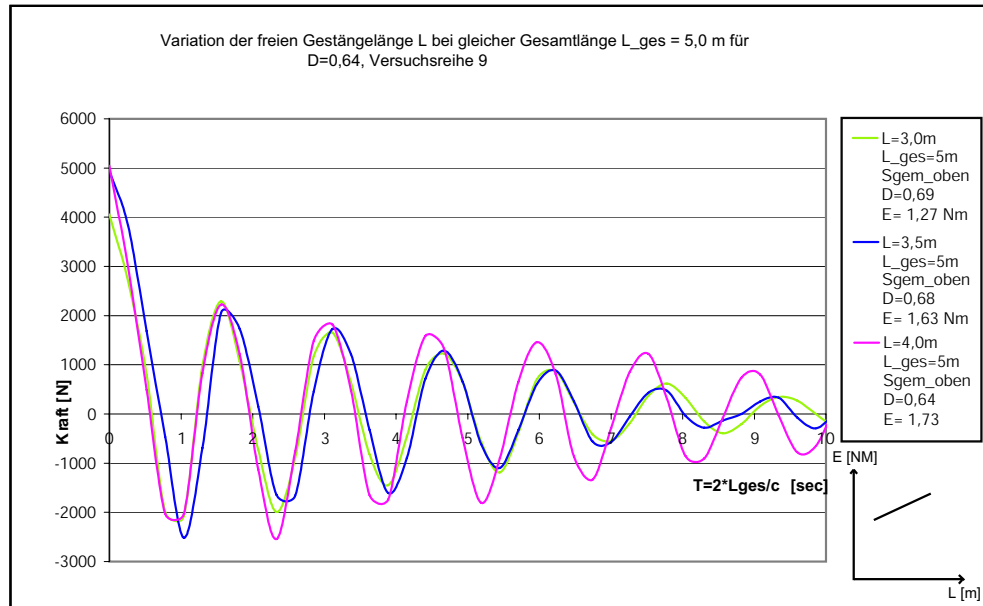


Abbildung 8.12: Variation der freien Gestängelänge bei gleicher Gesamtlänge $L_{ges} = 5$ m und gleicher Lagerungsdichte $D = 0,64$

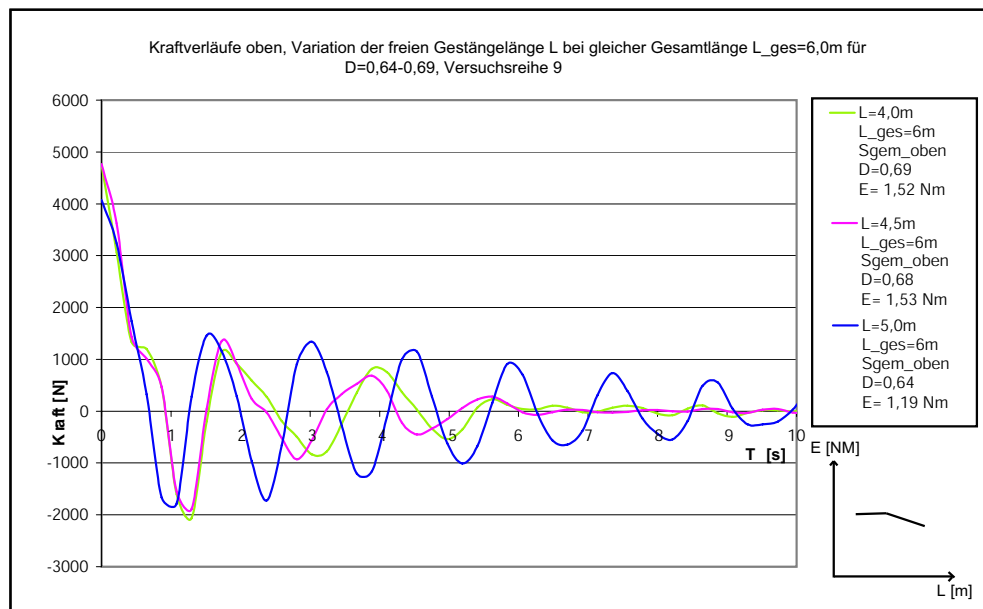


Abbildung 8.13: Variation der freien Gestängelänge bei gleicher Gesamtlänge $L_{ges} = 6$ m und gleicher Lagerungsdichte $D = 0,69$

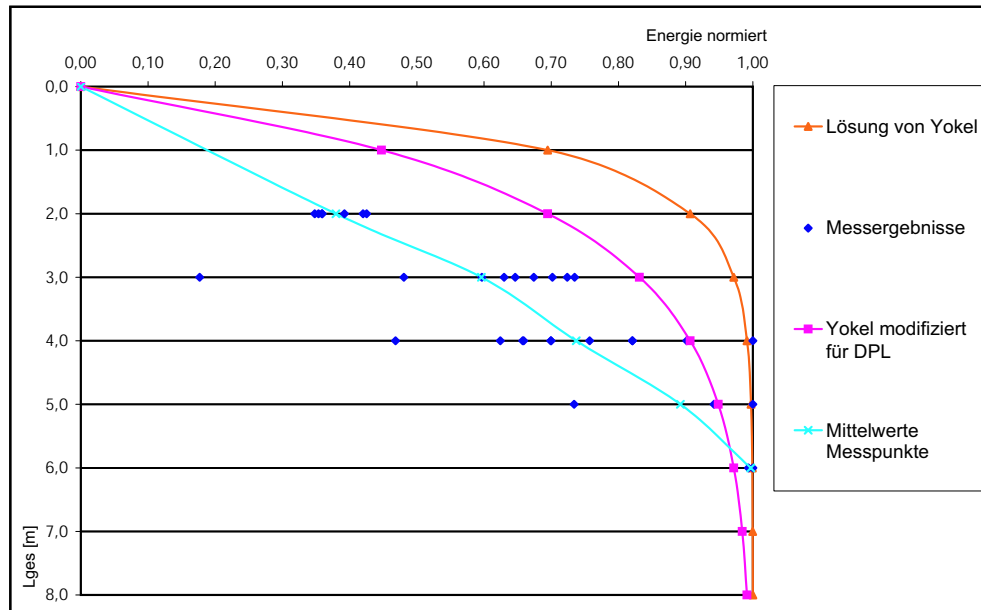


Abbildung 8.14: Vergleich des normierten gemessenen Energieeintrags mit dem theoretischen Energieeintrag nach YOKEL

L_{ges} [m]	2	3	4	5	6	7	8	9	10
YOKEL, λ_{DPL}	0,7	0,8	0,9	0,95	1,0	1,0	1,0	-	-
Messergebnisse	0,45	0,70	0,83	1,0	1,0	-	-	-	
YOKEL, λ_{DPH}	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,8	0,9	0,9	1,0

Tabelle 8.1: Korrekturfaktoren für die DPL und DPH nach Gleichung 8.2 im Vergleich mit den Messergebnissen

hergestellt, weil diese Auswertung wegen der Streuung der Schlagzahlen zu ungenau ist.

Durch die Messpunkte wird eine Mittelwertkurve gelegt und diese mit der Energieberechnung nach YOKEL (Gleichung 8.2 und 5.34) verglichen. Bild 8.14 zeigt das Ergebnis. Anhand Bild 8.14 können folgende in Tabelle 9.1 dargestellten Korrekturfaktoren formuliert werden.

Die modifizierte Lösung von YOKEL wird außerdem auf die schwere Rammsonde angewendet und Korrekturfaktoren vorgeschlagen. Diese werden im nächsten Abschnitt auf die Baustellenergebnisse angewendet, müssen aber im Rahmen einer Folgearbeit mit weiteren Messergebnissen verifiziert werden. Dabei ist für das Ergebnis die gesamte Gestängelänge ausschlaggebend. Die freie Gestängelänge bzw. die Einbindetiefe stehen in keinem offensichtli-

chen Zusammenhang mit dem Energieeintrag.

8.1.4 Anwendung der Korrekturfaktoren auf Baustellenergebnisse

Für die Baustellenergebnisse der zweiten Baustelle werden die Korrekturfaktoren nach YOKEL für die DPH angewendet. Dabei wird davon ausgegangen, dass für die Sondierung mit freier Gestängelänge von $L = 17$ m (s. Bild 4.19, b) die volle Energie eingetragen wird und die gewonnenen Schlagzahlen nicht abgemindert werden müssen. Im Vergleich dazu steht die Standardsondierung ohne freies Gestänge (Bild 4.19, a), bei der die Gestängelänge $L \leq 10$ m ist. Für die Überprüfung der Korrekturfaktoren wird für jeden Meter Eindringung aus beiden Sondierungen eine mittlere Schlagzahl (arithmetisches Mittel) berechnet und diese ins Verhältnis gesetzt und in Bild 8.15 mit der Lösung nach Yokel verglichen. Es gilt

$$\lambda_{DPH} = N_{10,L=17}/N_{10,L=0}. \quad (8.3)$$

$N_{10,L=17}$ ist dabei die Schlagzahl der Sondierung mit freier Gestängelänge, $N_{10,L=0}$ die der Sondierung ohne freies Gestänge und λ_{DPH} der Korrekturfaktor. Bei Umstellung der Gleichung 8.3 gilt analog zum Korrekturfaktor λ beim SPT:

$$\lambda_{DPH} \cdot N_{10,L=0} = N_{10,L=17}. \quad (8.4)$$

Bild 8.15 und Tabelle 8.2 zeigen den Vergleich. Es ist festzustellen, dass die Korrekturfaktoren sehr gut mit der theoretischen Herleitung übereinstimmen. Wie bei der DPL im Bild 8.14 auch, verläuft die Kurve der Messergebnisse etwas flacher. Die Korrekturfaktoren sollten noch an weiteren Messergebnissen überprüft werden, denn hier liegen zu wenig Baustellenergebnisse vor. Die Baustellenergebnisse des VZB-Projektes eignen sich nicht für den Vergleich, weil bei beiden Sondierungen, mit und ohne freiem Gestänge, die gleiche Gestängelänge vorliegt.

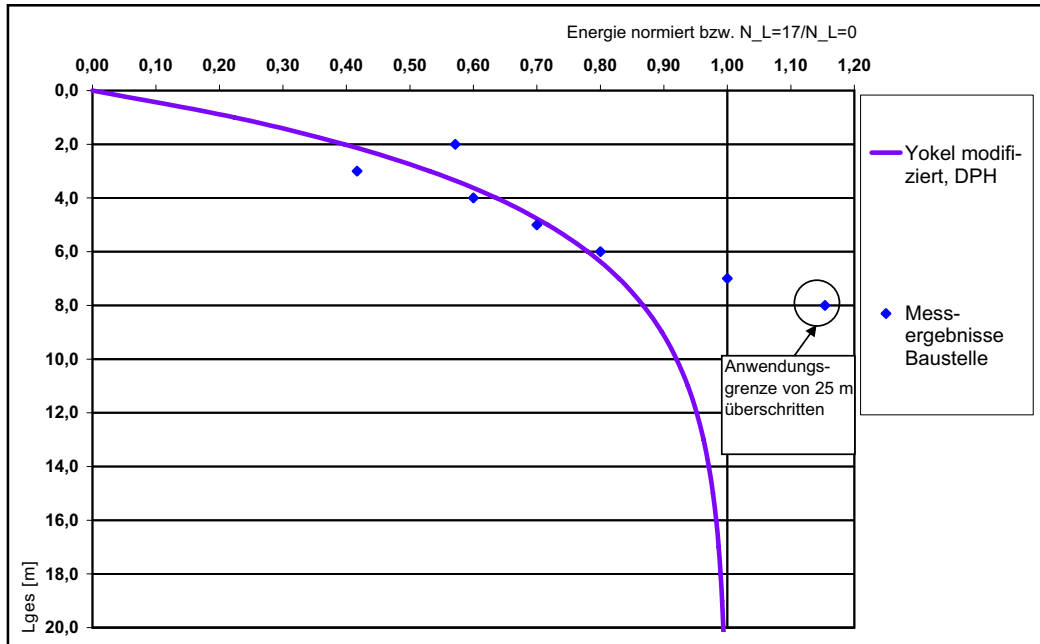


Abbildung 8.15: Vergleich der Korrekturfaktoren λ_{DPH} mit Baustellenergebnissen

L_{ges} [m]	2	3	4	5	6	7	8	9	10
YOKEL, λ_{DPH}	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,8	0,9	0,9	1,0
Messergebnisse Baustelle	0,57	0,42	0,6	0,7	0,81	1,0	1,15	-	-

Tabelle 8.2: Korrekturfaktoren für die DPH λ_{DPH} nach YOKEL im Vergleich mit Baustellenergebnissen

Kapitel 9

Zusammenfassung und Ausblick

9.1 Zusammenfassung und Ausblick

Rammsondierungen mit freier Gestängelänge auf Baustellen haben gezeigt, dass ein Einfluss der (freien) Gestängelänge auf die Schlagzahlen besteht und die Korrelationen aus der DIN 4094 und Eurocode 7 zwischen Schlagzahl N_{10} und Lagerungsdichte D nicht angewendet werden können. Daher werden im Rahmen dieses vom DIBt Berlin finanzierten Forschungsprojektes im Labor des Fachgebiets Grundbau und Bodenmechanik an der TU Berlin großmaßstäbliche Versuche mit der leichten Rammsonde im Versuchscontainer durchgeführt. Der Versuchscontainer wird mit einem Feinsand mit definierter Lagerungsdichte gefüllt. Vorversuche zeigten, dass mit einem Rieselsieb die Lagerungsdichte reproduzierbar eingestellt werden kann. Das Gestänge der Sonde wird mit Dehnungsmessstreifen instrumentiert. Um die Randbedingungen der analytischen Lösung anzupassen, werden die Rammsonderversuche auf festem Untergrund wiederholt. Die Auswertung der Versuchsergebnisse zeigt, dass mit steigender Gesamtgestängelänge die Schlagzahl sinkt.

Die Kraftverläufe können mit der analytischen Lösung von TIMOSHENKO und GOODIER ([47]) erklärt werden. Diese Lösung berechnet für einen am unteren Ende fest aufgelagerten Stab den Kraftverlauf am Gestängekopf, der entsteht, wenn der Stab mit dem Impuls einer fallenden Masse beansprucht wird. Da die Masse wegen ihrer Trägheit auf dem Stab liegen bleibt, stellt sie für die am unteren Ende reflektierte Druckwelle ein festes Auflager dar und führt dazu, dass sich die am Gestänge entlang laufenden Druckwellen überlagern. Da bei den hier durchgeführten Versuchen der Dehnungsmessstreifen nicht direkt unter dem Hammer angebracht ist, wird die Lösung von TIMOSHENKO und GOODIER für die Position des Kraftaufnehmers umgerech-

L_{ges} [m]	2	3	4	5	6	7	8	9	10
YOKEL, λ_{DPL}	0,7	0,8	0,9	0,95	1,0	1,0	1,0	-	-
Messergebnisse	0,45	0,70	0,83	1,0	1,0	-	-	-	
YOKEL, λ_{DPH}	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,8	0,9	0,9	1,0

Tabelle 9.1: Korrekturfaktoren für die DPL und DPH nach Gleichung 8.2 im Vergleich mit Messergebnissen von Labor und Baustelle

net. Es ist festzustellen, dass bei kurzem Gestänge die Anzahl der Druckwellendurchläufe im Gestänge steigt und der Impuls, aufgetragen über die normierte Zeit, später abbricht. Aus den Kraftverläufen wird der Energieeintrag in das Gestänge berechnet. Da die theoretischen Werte um ein Zehnfaches höher liegen als die gemessenen, werden alle vergleichenden Darstellungen normiert. Wegen der häufigeren Wellenreflektion bei kurzen Gestängen mit festem Auflager sinkt der Energieeintrag mit der Gestängelänge.

Überträgt man die analytische Lösung auf die gemessenen Kraftverläufe der Rammsondierungen im Versuchscontainer, ist festzustellen, dass die Wellenüberlagerung vollständig weggedämpft wird. Der Impulsenergie wird bei Erreichen der Sondenspitze hauptsächlich in plastische Arbeit umgewandelt und bei den Kraftverläufen ist ab diesem Zeitpunkt nur noch der Ausschwingvorgang festzustellen. Außerdem stellt sich bei den Rammsondierungen ein freies Ende an der Sondenspitze ein und der Impuls wird als Zugwelle reflektiert.

Aus den gemessenen Kraftverläufen wird die eingetragene Energie berechnet. Das Ergebnis ist, dass für den Energieeintrag die gesamte Gestängelänge verantwortlich ist und nicht die freie Gestängelänge. Die Tiefe der Einbindung des Gestänges in den Boden wirkt lediglich als Dämpfung des Systems. Durch die gemessenen eingetragenen Energien wird eine Mittelwertkurve gelegt und diese mit der analytischen Lösung nach YOKEL ([50]), die auf Basis der Lösung von TIMOSHENKO den Energieeintrag berechnet, verglichen. Die Lösung von YOKEL wird dahingehend korrigiert, dass nur der Energieeintrag bis zum Erreichen der Sondenspitze durch den Impuls berücksichtigt wird. Die Mittelwertkurve stimmt gut mit der modifizierten Kurve von YOKEL überein. Aus diesem Zusammenhang werden folgende Korrekturfaktoren (Tabelle ??) für die leichte und schwere Rammsonde hergeleitet. Die Korrekturfaktoren für die DPH werden mit Baustellenergebnissen verifiziert, müssen aber wegen der geringen Anzahl an Messwerten in einer weiterführenden Arbeit mit weiteren Messergebnissen unterlegt werden.

9.2 Conclusions

The results of light dynamic probing with a free rod above the ground surface from construction sites showed, that there must be an influence of the rod length on the number of blows and that the correlations between the number of blows N_{10} and the density of soil D given in DIN 4094 and Eurocode 7 cannot be used. Therefore this research project financed by DIBt in Berlin was brought into being. The experimental part in laboratory includes tests of light dynamic probing (DPL) in a container which is filled with a fine sand of known density. The free rod length of the DPL is varied. Strain gauges are fixed on the rod to examine the dynamic forces and to calculate the induced energy. Simplifying the boundary conditions to fit the analytic solution the dynamic probing is also executed on rigid ground (concrete floor of the laboratory). The results of DPL in sand show that with increasing total rod length the number of blows decreases.

The force progressions in the rod can be explained with an analytic solution of TIMOSHENKO and GOODIER ([47]). This solution calculates the forces at the top of a rod which is fixed at its bottom and which is charged by a mass falling on its top. Because of its inertia the mass keeps laying on the top of the rod even when the incident pressure wave reflected at the bottom moves up again. The mass acts as a rigid bearing and produces a superposition of the moving pressure forces in the rod. Hence the strain gauges in the test are not fixed exactly at the top, the solution of TIMOSHENKO is adapted, so that the forces produced by superposition of pressure waves at every point of the rod can be calculated. With the help of the solution of TIMOSHENKO the measured force progressions can be explained. One result is that the forces travelling along short rods (2 m) are reflected more often and become zero later, when the results are plotted against the time standardised by the rod length. From the force progressions the energy applied to the rod is calculated. Hence theory gives thirty times higher values than the measured results, the results can only be compared in a standardised form. Calculating energy from the superposed forces it decreases with increasing rod length. Comparing the analytic solution of TIMOSHENKO to the results of DPL it can be seen, that the superposition of forces is completely damped by the soil, because the energy of the incident wave is used for plastic work of penetrating the soil. After the initial pressure wave reaches the bottom, the rod only oscillates and no further penetration takes place. Furthermore the boundary condition at the bottom is changed to a free end and the forces could only be reflected as tension waves.

Energy is calculated from the initial pressure wave in the rod. It can be seen that only the total rod length is responsible for the magnitude of energy.

The free rod length influences the magnitude of damping. A exponential regression curve is laid through the measured results. It fits well to the analytic solution of YOKEL ([50]) who calculated the energy in the rod based on the solution of TIMOSHENKO. The solution of YOKEL is modified concerning the time end point of energy transfer. The modified solution calculates the energy until the moment the incident wave reaches the tip of the rod. From the modified solution of YOKEL the correction factors for the total rod length shown in table 9.2 are formulated for low and high dynamic probing and are verified by the results from construction sites.

L_{ges} [m]	2	3	4	5	6	7	8	9	10
YOKEL, λ_{DPL}	0,7	0,8	0,9	0,95	1,0	1,0	1,0	-	-
measurement	0,45	0,70	0,83	1,0	1,0	-	-	-	
YOKEL, λ_{DPH}	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,8	0,9	0,9	1,0

Tabelle 9.2: Correction factors for DPL and DPH (equation 8.2)

9.3 Resumée

Des résultats des pénétrations dynamique avec une tige libre aux chantiers ont montrés, qu'il y a une influence de la longueur de la tige sur le nombre de bats et que les corrélations données par la DIN 4094 et l'Eurocode 7 entre les bats N_{10} et la densité du sol D ne peuvent pas être utilisées. Ce la raison pour laquelle ce projet de recherche a été commandité par le DIBt à Berlin. Dans le cadre du projet une étude expérimentale est conduite. Dans le laboratoire de l'institute de géotechnique et mécanique du sol de l'Université Technique de Berlin des essais de pénétration dynamique sont effectués varient la longueur de la tige. Le conteneur des essais est remplis avec un sable fin d'une densité définée. Des jauges de contrainte sont fixés à la tige pour mesurer les forces dynamique. L'évaluation des bats monte une tendance que le nombre des bats est diminué si la longueur de tige est montée. Pour simplifier les conditions du bord des essais des pénétration dynamique sont conduit aussi avec un support raide (sur le plancher du béton du laboratoire).

Les cours de force mesurés sont expliqués par la solution théorique de TIMOSHENKO et GOODIER ([47]). Cette solution donne les forces d'une tige qu'est fixée au bas et qu'est chargée par l'impulsion d'une masse tombant. Cause de son inertie, la masse reste sur la tige et se comporte comme un appuie fix pour l'onde réfléctée. La masse provoque la superposition des forces le long de la tige. Etant donné que le jauge de contrainte ne sont pas fixés au bord supérieur, la solution de TIMOSHENKO est adaptée á une position quelconque. La solution de TIMOSHENKO explique bien les cours de force mesurés. On peut constaté que avec des tiges courtes il y a plusieurs superpositions des forces. En ce cas l'impulsion s'arrét plus tard si la force est visualisée sur le temps normé à la longueur de la tige. C'est la raison pour laquelle l'énergie calculée par toute l'impulsion se diminue si la longueur de la tige s'augmente. Les cours de force des essais dans le sable monte, que la superposition d'impulsion n'existe pas. La première impulsion est absorbée et transformée en travail plastique (la pénétration) quand l'onde arrive au bas. Après il y a seulement l'oscillation de la tige. Il faut aussi constater que l'appuie de la tige soit un appuie libre. L'onde de pression est reflectée comme une onde de tension et met la somme des forces à zéro.

Par les cours des forces mesurés l'énergie apportée est calculée. Les résultats montent que toute la longueur de tige est responsable pour le montant d'énergie. Une influence de la longueur libre n'est pas évidente. Une courbe de régression de l'énergie mesurée est comparée avec la solution modifiée de YOKEL ([50]) qu'est développée de la solution de TIMOSHENKO. Pendant YOKEL prend aussi l'onde refléctée pour le calcul d'énergie dans ce travail seulement l'énergie jusqu'au moment quand l'onde arrive au bas est prise. La courbe de régression

et la courbe théorique de YOKEKEL sont équivalentes, donc des facteurs de correction sont formulés pour la sonde de battage légère (DPL) et lourde (DPH). Tableau 9.3 les monte. Les facteurs de correction de la DPH sont vérifiées par des résultats du chantiers.

L_{ges} [m]	2	3	4	5	6	7	8	9	10
YOKEKEL, λ_{DPL}	0,7	0,8	0,9	0,95	1,0	1,0	1,0	-	-
résultats mesurés	0,45	0,70	0,83	1,0	1,0	-	-	-	
YOKEKEL, λ_{DPH}	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,8	0,9	0,9	1,0

Table 9.3: facteurs de correction pour DPL et DPH (équation 8.2)

Literaturverzeichnis

- [1] *DIN 4094, Baugrund, Erkundung durch Sondierungen.* Dezember 1990.
- [2] *DIN 4094, Beiblatt 1, Baugrund, Erkundung durch Sondierungen, Anwendungshilfen, Erklärungen.* Dezember 1990.
- [3] *DIN 4094, Entwurf, Baugrund, Felduntersuchungen, Teil 3: Rammsondierungen.* Januar 2001.
- [4] *DIN 4094-3, Baugrund, Felduntersuchungen, Teil 3: Rammsondierungen.* Januar 2002.
- [5] *DIN 4094, Blatt 2, Vornorm, Baugrund, Ramm- und Drucksondiergeräte, Hinweise für die Anwendung.* Juni 1965.
- [6] *DIN 4094, Blatt 1, Baugrund, Ramm- und Drucksondiergeräte, Abmessungen und Arbeitsweise der Geräte.* Mai 1964.
- [7] *DIN 4094, Teil 2, Vornorm, Baugrund, Ramm- und Drucksondiergeräte, Anwendung und Auswertung.* Mai 1980.
- [8] *DIN 4094, Blatt 1, Entwurf, Baugrund, Ramm- und Drucksondiergeräte, Abmessungen und Arbeitsweise der Geräte.* November 1973.
- [9] *DIN 4094, Blatt 1, Baugrund, Ramm- und Drucksondiergeräte, Maße und Arbeitsweise der Geräte.* November 1974.
- [10] *DIN 18126, Bestimmung der Dichte nichtbindiger Böden bei lockerster und dichtester Lagerung.* November 1996.
- [11] *DIN V ENV 1997-3, Vornorm, Rammsondierungen (Eurocode 7).* Oktober 1999.
- [12] *DIN 4034, Teil 1, Schächte aus Beton- und Stahlbetonfertigteilen.* September 1990.

- [13] DIN EN ISO 22476-2, *Rammsondierungen, Entwurf*. September 2002.
- [14] DIN EN ISO 22476-3, *Standard Penetration Test, Entwurf*. September 2002.
- [15] ABOU-MATAR, GOBLE: *SPT Dynamic Analysis and Measurement*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Seiten 921–928, Oktober 1997.
- [16] AL., BUTLER ET: *Comparison of SPT energy measurement methods*. Geotechnical Site Characterisation, Robertson and Mayne, Balkema, Rotterdam, Seiten 901–905, 1998.
- [17] ASTM: *Standard Test Methods for Stress Wave Energy Measurement for Dynamic Penetrometer Testing Systems, D 4633-86*. Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.08, 1994, Philadelphia.
- [18] BEER, DE: *The Scale Effect in the Transposition of the Results of Deep-Sounding Tests on the Ultimate Bearing Capacity of Piles and Caisson Foundations*. Géotechnique 13, S. 39, 1963.
- [19] BRANDENBURG: *Über die Verdichtungsprüfung von Schüttungen aus gleichförmigen Sanden*. Mitteilungen der Hannoverschen Versuchsanstalt für Grundbau und Wasserbau, Franzius-Institut der Technischen Hochschule Hannover, Heft 14, 1958.
- [20] CHURCHILL: *Operational Mathematics*. 2. Ausgabe, McGraw-Hill Book Company, Inc., 1958.
- [21] FAIRHURST: *Wave Mechanics of Percussive Drilling*. Mine and Quarry Engineering, März, April, Juli:122–130, 169–178, 327–328, 1961.
- [22] FARRAR: *Summary of Standard Penetration Test (SPT) energy measurement experience*. Geotechnical Site Characterization, Robertson u. Mayne, Balkema, Rotterdam, Band 2:919–926, 1998.
- [23] FRITSCHKE: *Experimentelle Ermittlung von dynamischen Steifigkeiten starrer Fundamente mit Impulserregungen in situ und an kleinmaßstäblichen Modellen*, Band Heft 26. Veröffentlichungen des Grundbauinstituts der technischen Universität Berlin, 2000.
- [24] HU, EBERHARD: *Experimental and Theoretical Investigation of a Rigid Body Striking an Elastic Rod*. Sonderforschungsbericht 404, Mehrfeldprobleme in der Kontinuumsmechanik, Universität Stuttgart, Dezember 2000.

- [25] JAKY: *On the Bearing Capacity of Piles*. Proc. 2. Int. Conf. of Soil Mech. and Found. Eng., Rotterdam, Bd. I:100 ff., 1948.
- [26] KANY, JÄNKE: *Sondeneichungen in Sand*. Veröffentlichungen des Grundbauinstituts der Landesgewerbeabstalt Bayern, Nürnberg, Heft 18, 1972.
- [27] KERISEL: *Fondation profondes en milieux sableux: Variation de la force protante limité en fonction de la densité, de la profondeur, du diamètre et la vitesse d'enforcement*. Proc. 5th Int. Conf. of Soil Mechanics and Foundation Engineering, II:73 ff., 1961.
- [28] KOLBUSZEWSKI: *General investigation of the fundamental factors controlling loose packing sands*. Proc. 2nd Int. Conf. of Soil Mechanics and Foundation Engineering, VII:47 ff., 1948.
- [29] KOLBUSZEWSKI, JONES: *The preparation of sand samples for laboratory testing*. Proc. of the Midland Soil Mechanics and Foundation Engineering Society, Band 4, 1961.
- [30] KRÄMER: *Geräteseitige Einflussparameter bei Ramm- und Drucksondierungen und ihre Auswirkungen auf den Eindringwiderstand*. Dissertation 26, Institut für Maschinenwesen im Baubetrieb der Universität Karlsruhe, 1981.
- [31] MATSUMOTO, SEKEGUCHI ET AL.: *Significance of Two-Point Strain Measurement in SPT*. Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Band 32(2):67–82, Juni 1992.
- [32] MELZER: *Sondenuntersuchungen in Sand*. Doktorarbeit, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, 1967.
- [33] MENZENBACH: *Die Anwendbarkeit von Sonden zur Prüfung der Festigkeitseigenschaften des Baugrundes, Forschungsberichte des Landes Nordrhein- Westfalen*. Technischer Bericht, Institut für Verkehrswasserbau; Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Hochschule Aachen, 1959.
- [34] MOHAMED, AL: *Triaxialversuche an trockenem Sand zur Bestimmung der Korrelation des Reibungswinkels zur Lagerungsdichte*. Diplomarbeit am Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, TU Berlin, unveröffentlicht, 2005.

- [35] MOUSSA: *Die Zusammendrückbarkeit von Sand*. Mitteilungen aus dem Institut für Verkehrswasserbau, Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Hochschule Aachen, Heft 23, 1961.
- [36] NOWACKI: *Baudynamik*. Springer-Verlag, Wien, New York, 1974.
- [37] PALACIOS: *The Theory and Measurement of Energy Transfer During Standard Penetration Test Sampling*. Doktorarbeit, University of Florida, 1977.
- [38] PAPROTH: *Der Prüfstab Künzel, ein Gerät für Baugrunduntersuchungen*. Die Bautechnik, 52(21):327–330, Dezember 1943.
- [39] SCHMERTMANN, PALACIOS: *Energy Dynamics in SPT*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, Seiten 909–926, 1979.
- [40] SCHRAN: *Untersuchungen zu Verschiebungen von Schlitzwänden beim Unterwasseraushub in Berliner Sanden*. Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der Technischen Universität Berlin, Herausgeber: S.Savidis, Heft 33, 2003.
- [41] SCHULTZE: *Lockere und dichte Böden*. Mitteilungen des Instituts für Baumaschinen und Baubetrieb, TH Aachen, Heft 9, 1966.
- [42] SCHULTZE: *Bodenmechanische Probleme bei Sand*. Technischer Bericht, Mitteilungen aus dem Institut für Verkehrswasserbau, Grundbau und Bodenmechanik der technischen Hochschule Aachen, Heft 50, 1970.
- [43] SKEMPTON: *Standard penetration test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation*. Géotechnique, 36(3):425–447, 1986.
- [44] STENZEL, MELZER: *Bodenuntersuchungen durch Sondierungen nach DIN 4094*. Tiefbau (Grundbau), S. 155- 160, 1978a.
- [45] STENZEL, MELZER: *Bodenuntersuchungen durch Sondierungen nach DIN 4094*. Tiefbau (Auslandsbau), S. 240- 243, 1978b.
- [46] TEFERRA: *Beziehungen zwischen Reibungswinkel, Lagerungsdichte und Sondierwiderständen nichtbindiger Böden mit verschiedener Kornverteilung*. Technischer Bericht, Forschungsberichte aus Bodenmechanik und Grundbau, Technische Hochschule Aachen, 1975.
- [47] TIMOSHENKO, GOODIER: *Theory of elasticity*. International Student Edition, 1951.

- [48] WALZ, SCHOBER, DIEKMANN: *Untersuchungen zum lagenweisen Einbau von Sandvolumina für bodenmechanische Modellversuche*. Festschrift zum 70. Geburtstag von Herrn Prof. Dr.- Ing. Hans Lorenz, Universitätsbibliothek der Technischen Universität Berlin, Herausgeber S. Savidis, Seite 219 ff., 1975.
- [49] WARRINGTON: *Closed Form Solution of the Wave Equation for Piles*. Internet Edition, Master Thesis, University of Tennessee at Chattanooga, www.vulcanhammer.net, März 1999.
- [50] YOKEL: *Energy transfer in standard penetration test*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Seiten 1197–1202, September 1982.
- [51] ZWECK: *Baugrunduntersuchungen durch Sonden*. Technischer Bericht, Bauingenieurpraxis, Verlag von Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin, München, 1969.

Anhang A

Kraftverläufe der Versuche auf festem Untergrund

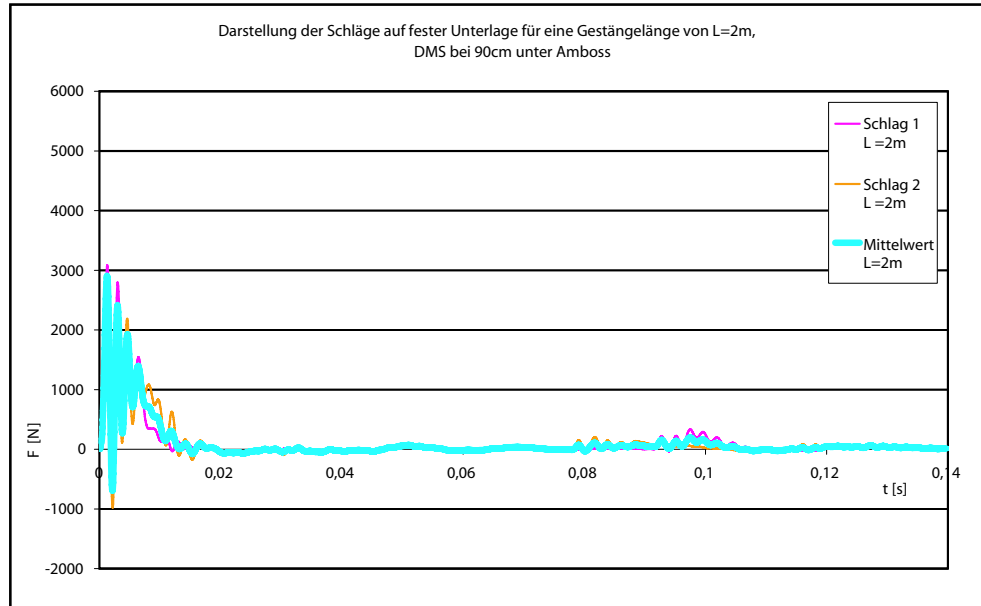


Abbildung A.1: Auswertung der Schläge auf festem Untergrund für $L_{ges} = 2 \text{ m}$

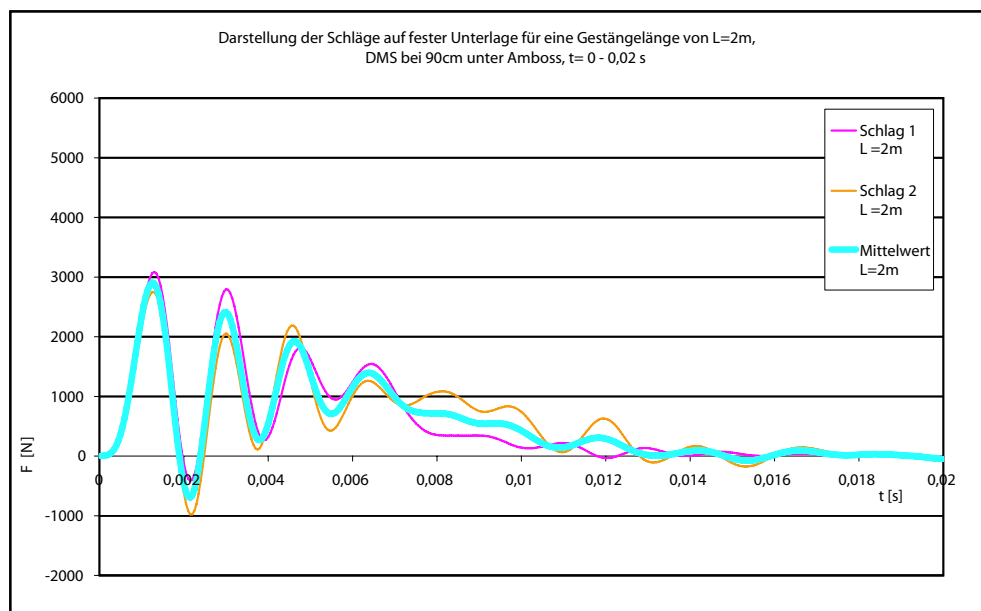


Abbildung A.2: Auswertung der Schläge auf festem Untergrund für $L_{ges} = 2 \text{ m}$, t=0 - 0,02s

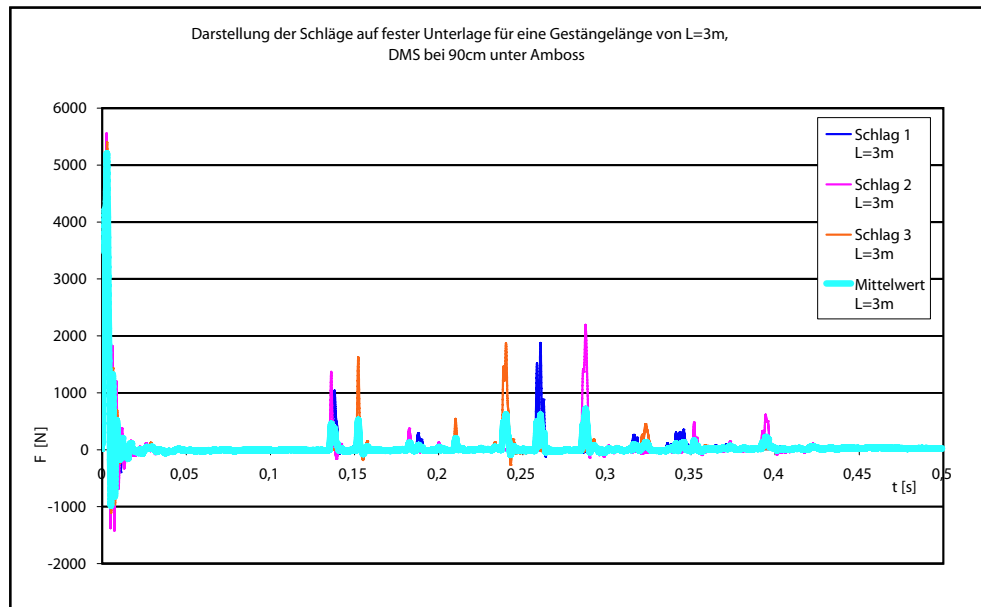


Abbildung A.3: Auswertung der Schläge auf festem Untergrund für $L_{ges} = 3\text{ m}$

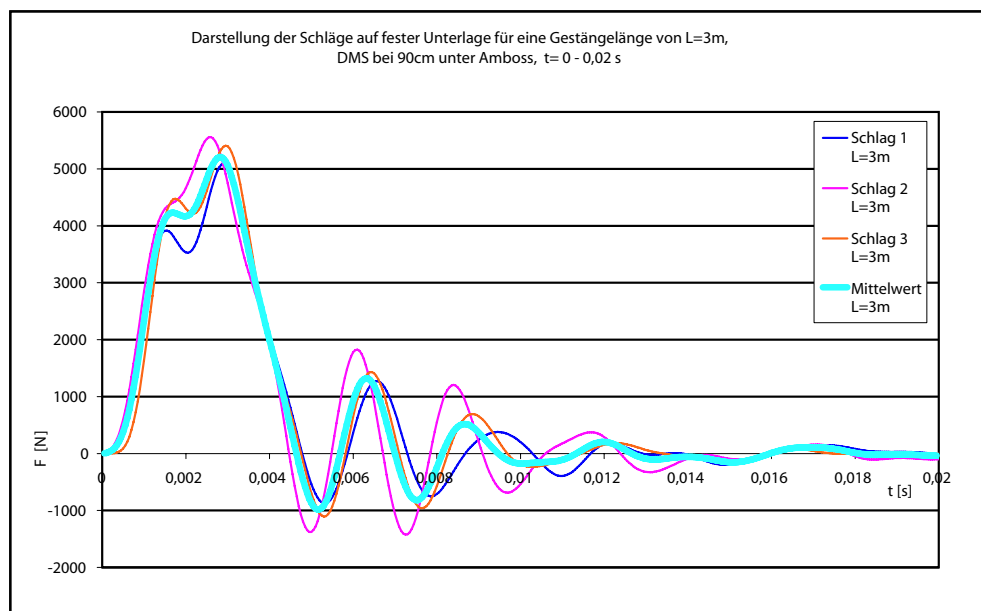


Abbildung A.4: Auswertung der Schläge auf festem Untergrund für $L_{ges} = 3\text{ m}$, $t=0 - 0,02\text{s}$

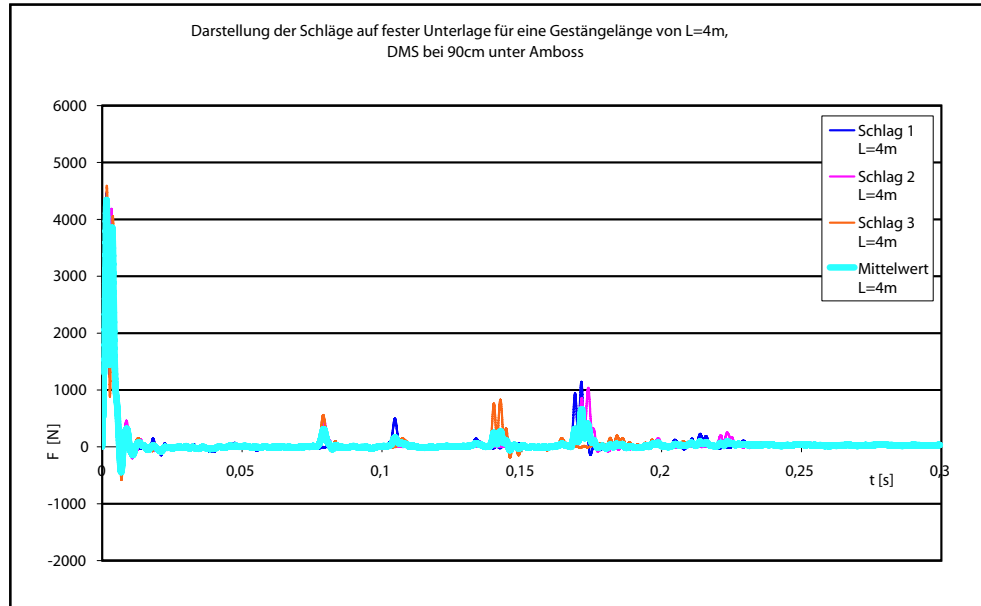


Abbildung A.5: Auswertung der Schläge auf festem Untergrund für $L_{ges} = 4 \text{ m}$

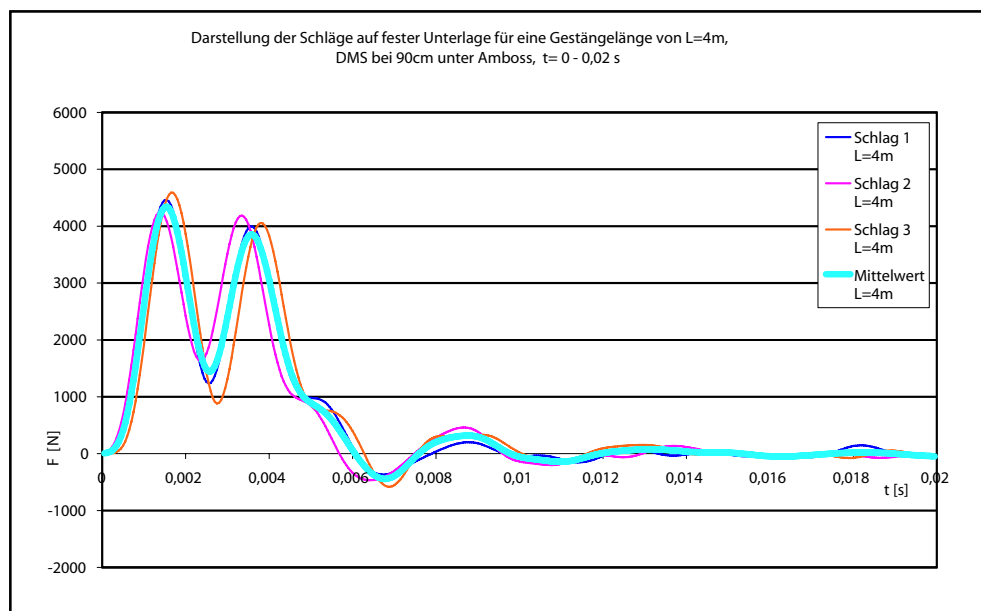


Abbildung A.6: Auswertung der Schläge auf festem Untergrund für $L_{ges} = 4 \text{ m}$, t=0 - 0,02s

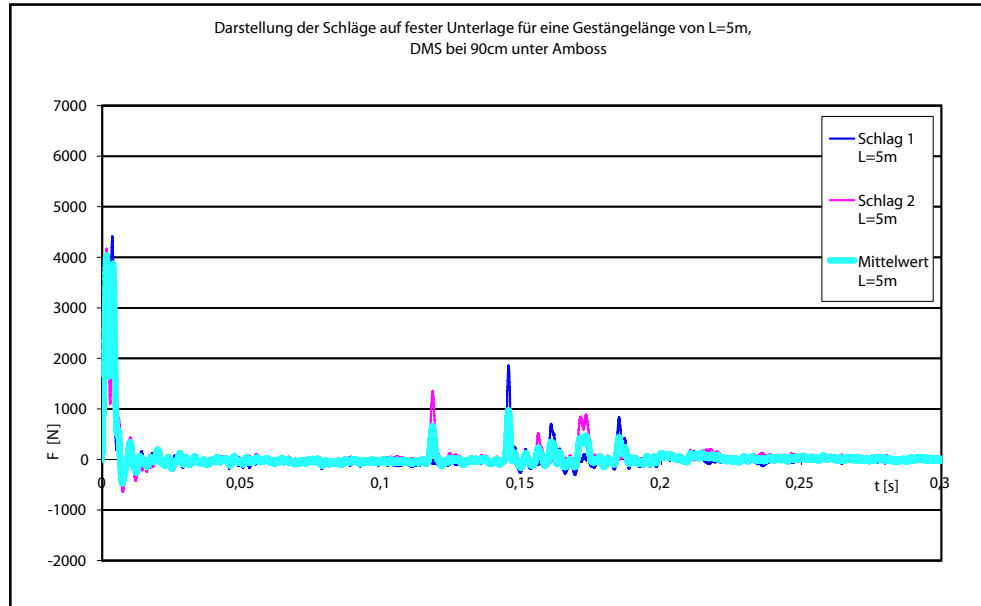


Abbildung A.7: Auswertung der Schläge auf festem Untergrund für $L_{ges} = 5$ m

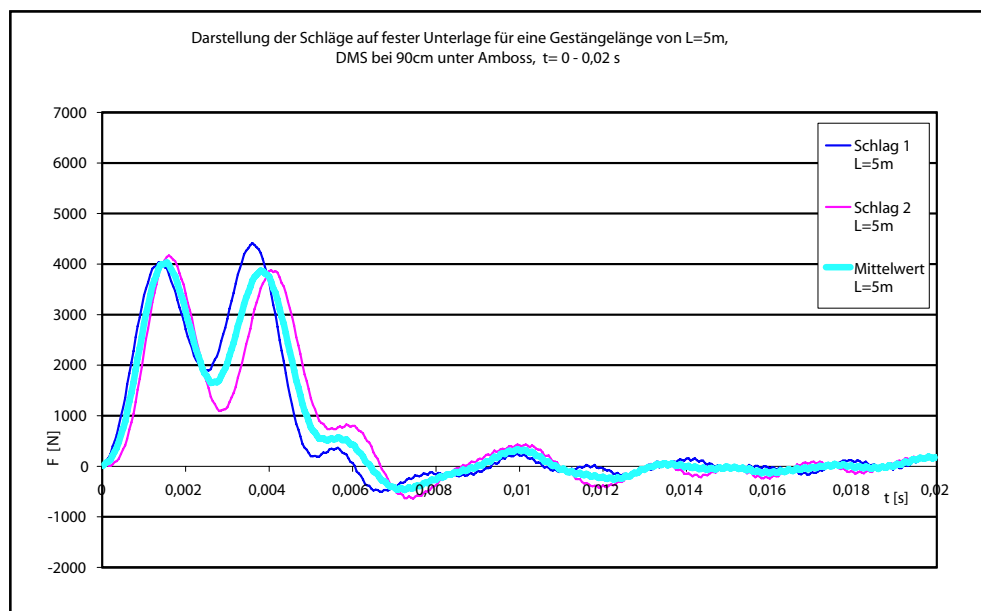


Abbildung A.8: Auswertung der Schläge auf festem Untergrund für $L_{ges} = 5$ m, t=0 - 0,02s

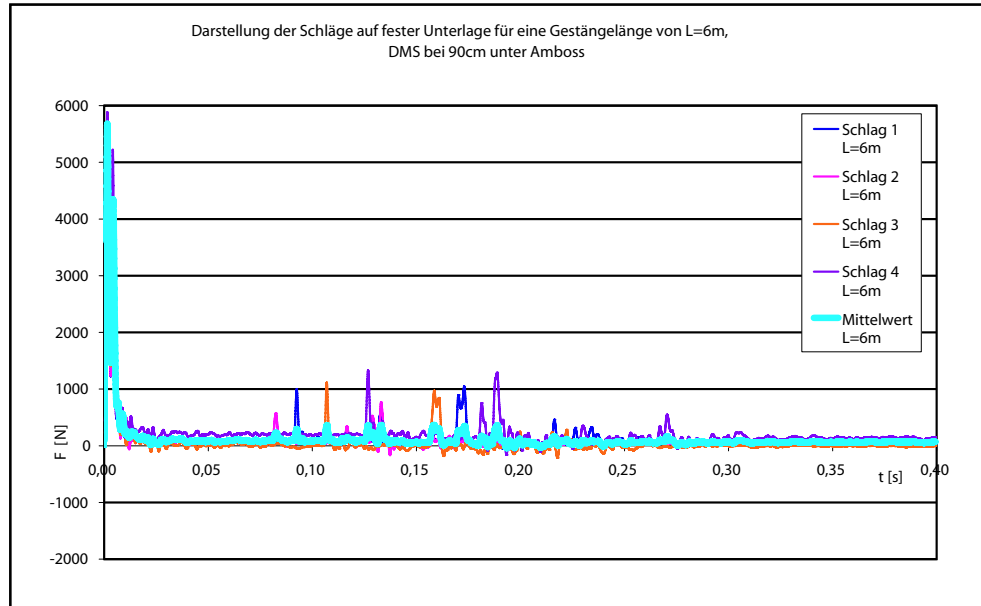


Abbildung A.9: Auswertung der Schläge auf festem Untergrund für $L_{ges} = 6 \text{ m}$

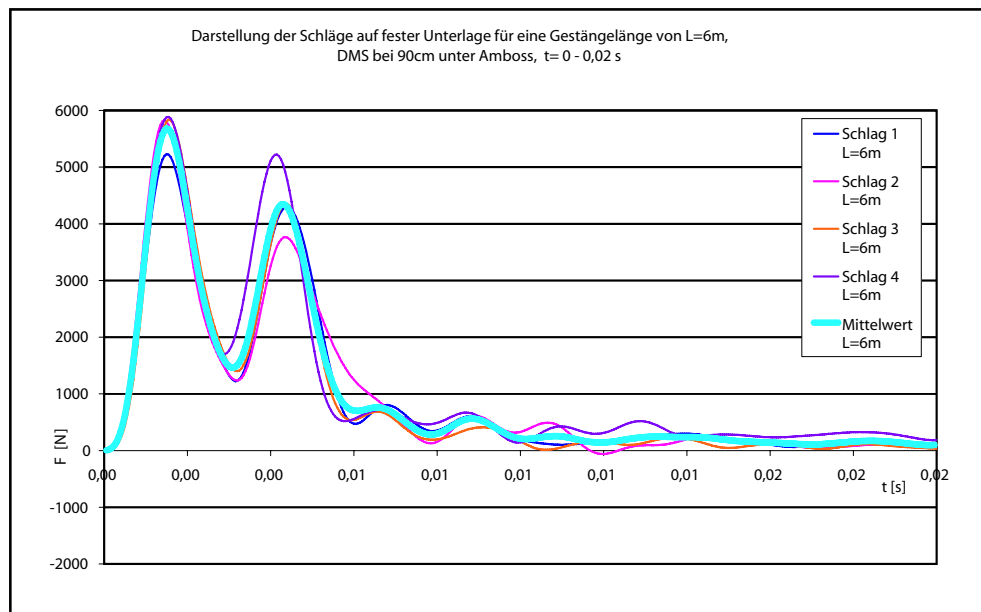


Abbildung A.10: Auswertung der Schläge auf festem Untergrund für $L_{ges} = 6 \text{ m}$, t=0 - 0,02s

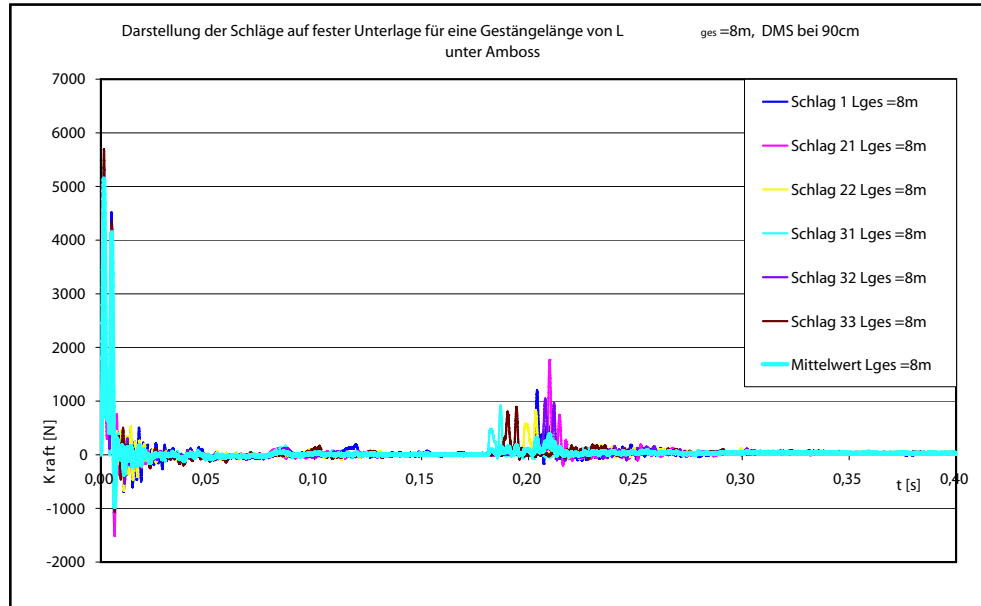


Abbildung A.11: Auswertung der Schläge auf festem Untergrund für $L_{ges} = 8$ m

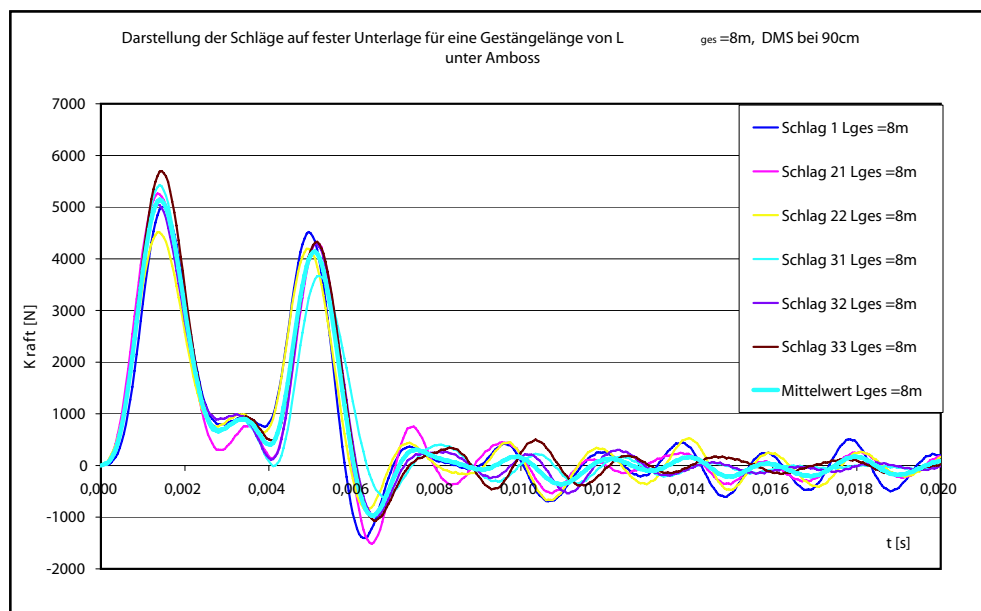


Abbildung A.12: Auswertung der Schläge auf festem Untergrund für $L_{ges} = 8$ m, $t=0 - 0,02$ s