

RAMMPFÄHLE IN SEHR WEICHEN BINDIGEN BÖDEN

Oswald Klingmüller ¹⁾, Jan-Arvid Karlsson ²⁾

¹⁾ Gesellschaft für Schwingungsuntersuchungen und dynamische Prüfmethode mbH,
68167 Mannheim, Käfertalerstraße 164, www.gsp-mannheim.de

²⁾ Bilfinger+Berger AG, International Division Engineering Department
65189 Wiesbaden, Gustav-Nachtigal-Straße 3, www.bilfinger.de

Zusammenfassung

Der Nachweis der Tragfähigkeit von offenen Stahlrohrpfählen in sehr weichen bindigen Böden ist ein wesentlicher Bestandteil der Bemessung. Bei der Gründung von 5 Anlegern einer großen Gasverflüssigungsanlage wurden sukzessive Erfahrungen aus der Pfahlherstellung mit GRLWEAP, statischen Prüfungen und dynamischen Probelastungen unter Zuhilfenahme von CAPWAP ausgenutzt, um zu einem Nachweiskonzept zu gelangen, welches zu einer wesentlich wirtschaftlicheren Gründung führte.

1 Einführung – Festlegung der Pfahllänge mit Hilfe von statischen Pfahlprüfungen

Im Nigerdelta wurde im Zeitraum der letzten 8 Jahre eine Verflüssigungsanlage für Erdgas errichtet. Während die Mehrzahl der landseitigen Anlagen auf einem vorbelasteten Gelände gegründet werden konnten, mussten die Landungsstege für Materialversorgung, Personentransport sowie die Verladeanleger auf Pfählen errichtet werden.

Nach Fertigstellung der Verflüssigungsanlage wurden in mehreren Schritten die Piers in folgender Reihenfolge errichtet.

- 1 1. Pier für Frachtlösung und Personentransport
- 2 1. Verladeanleger
- 3 2. Verladeanleger
- 4 2. Pier für Frachtlösung und Personentransport
- 5 3. Verladeanleger

Die Nummerierung bezieht sich auf die chronologische Reihenfolge der Bauausführung. Ein schematischer Lageplan ist in Bild 1 dargestellt.

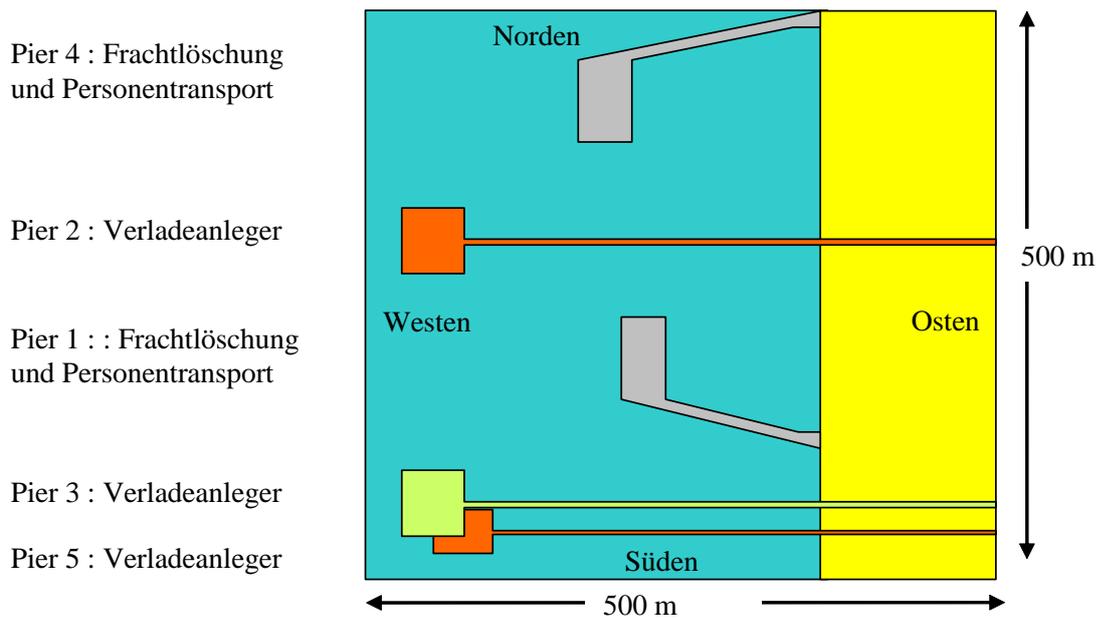


Bild 1 : Schematischer Lageplan der Pieranlage

Die Holozänsedimente auf der Baustelle stellen eine komplexe Abfolge von Sand- und Tonschichten, welche bis in eine Tiefe von ca. -50 Meter unter Meeresniveau (\pm NN) reichen, dar. Die oberen 10 bis 15 Meter der Schichtabfolge sind in erster Linie Sande mit einer Sand/Ton-Zwischenschicht in ca. -5mNN.

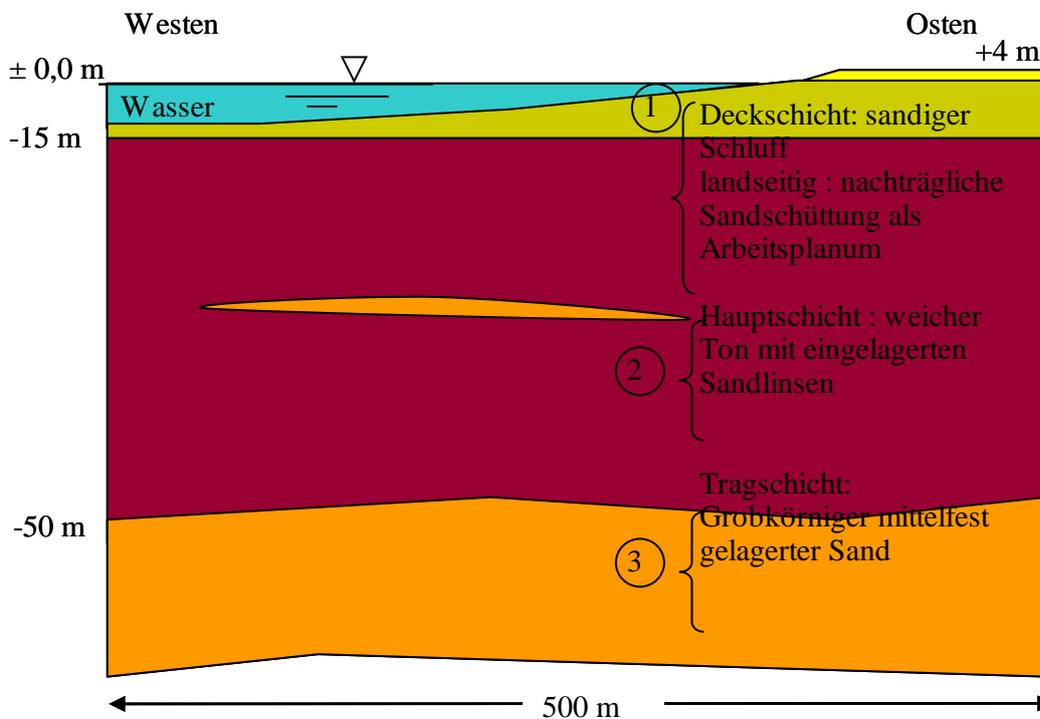


Bild 2 : Schematisches Bodenprofil in Anleger Ost-West-Achse

Im Allgemeinen wurden zwei Haupttonschichten in den oberen 40 Metern der Schichtabfolge vorgefunden. In den Bildern 2 und 3 sind schematische Bodenprofile dargestellt.

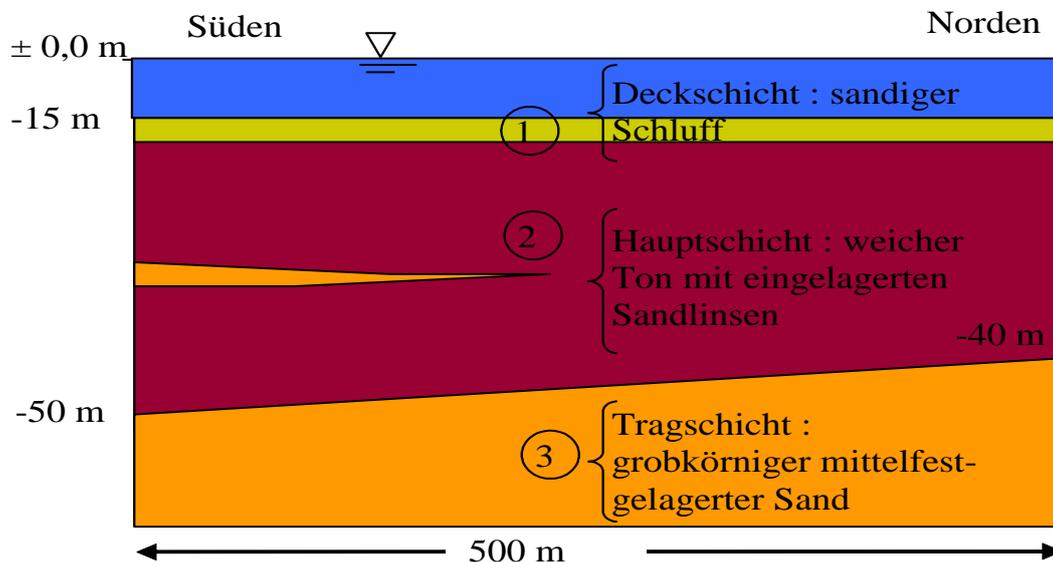


Bild 3 : Schematisches Bodenprofil in Anleger Nord-Süd-Achse

Wie in den Bildern 2 und 3 dargestellt, besitzt die Tragschicht eine ungleichmäßige Oberfläche deren Höhenlage variiert. Im Allgemeinen fällt die Tragschicht von etwa -40 mNN im nördlichen Bereich der Gründungsfläche bis auf etwa -50 mNN im südlichen Bereich der Gründungsfläche ab. Das landseitige Bodenprofil zeigt eine starke oberflächennahe Lage von sandigem Schluff, welcher eine gewisse Tragfähigkeit zugeschrieben werden kann. Im Offshore-Bereich besitzt diese Schicht allerdings eine geringe Dicke von ca. 2-3 Metern, dadurch ist die Tragfähigkeit zu gering für die Lastabtragung. Zur Bestimmung der nötigen Einbindetiefe der Pfähle in die Tragschicht wurden beim Bau der ersten 3 Anleger lediglich statische Tragfähigkeitsprüfungen durchgeführt.

Nach einer einfachen konservativen Abschätzung wurden alle Probepfähle der Anleger 1 und 2 bis auf das Gründungsniveau eingebracht.

Die statischen Tests wurden auf eine Beschränkung der Setzungen im Hinblick auf die Spezifikationen des Bauherrn bei 150 % der Gebrauchslast ausgelegt. Die Setzungen beim Test durften nicht mehr als 0,3 mm/h nach 6 Stunden Wartezeit betragen. Die Endsetzung durfte den Wert von 10 mm nicht übersteigen.

Die Anforderungen wurden während der Tests erfolgreich eingehalten, sodaß die Pfähle dementsprechend hergestellt wurden. Die Last-Setzungskurve zeigte ein

elastisches Verhalten mit einem beachtlichen Sicherheitsabstand in Bezug auf die zugelassenen Endsetzungen.

Pier	Pier 1	Pier 2	Pier 2	Pier 2	Pier 2
Pfahl Nr.	C37	B02	B20	B26	G38
stat. Prüflast	3,8 MN	4,5 MN	2,7 MN	2,45 MN	1,6 MN

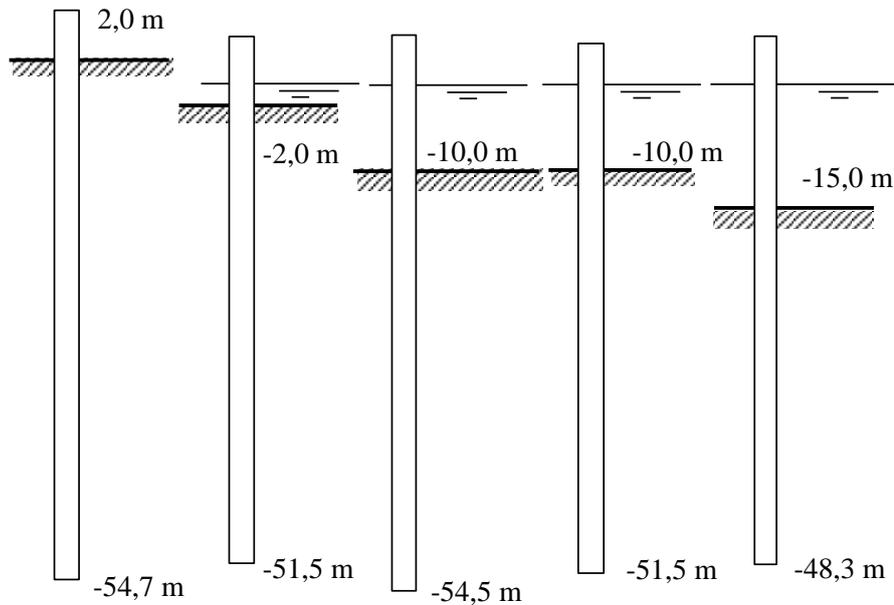


Bild 4 : Testpfähle mit zugehöriger statischer Prüflast für Anleger 1 und 2

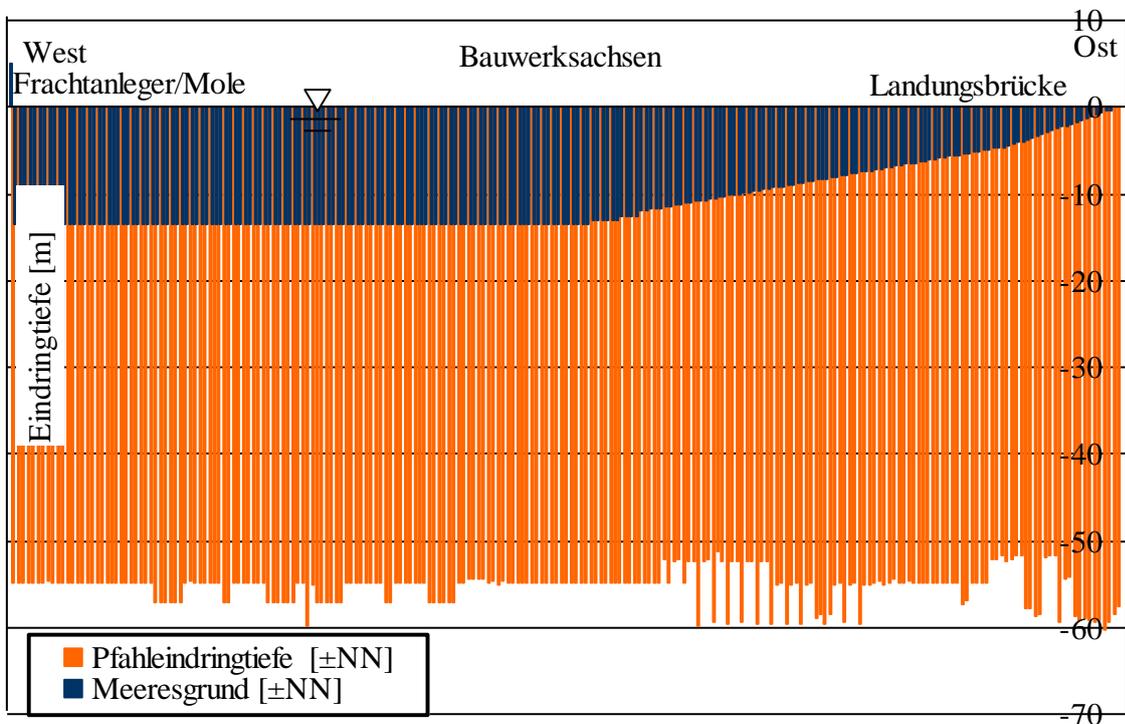


Bild 5: Pfahllängen des Pier 1

Bild 5 (siehe auch Bilder 6, 8, 15 und 20) zeigt die Pfahllänge von Ost (rechte Seite, landseitig) nach West (linke Seite, Offshore). Bei den Frachtlöschungsanlegern 1 und 4 liegen die Ankerplätze parallel zur Uferlinie.

Bild 5 und 6 zeigen eine geringe Schwankung der Pfahllängen für die Anleger 1 und 2. Alle Pfähle wurden so gerammt, dass sie die Tragschicht erreichen.

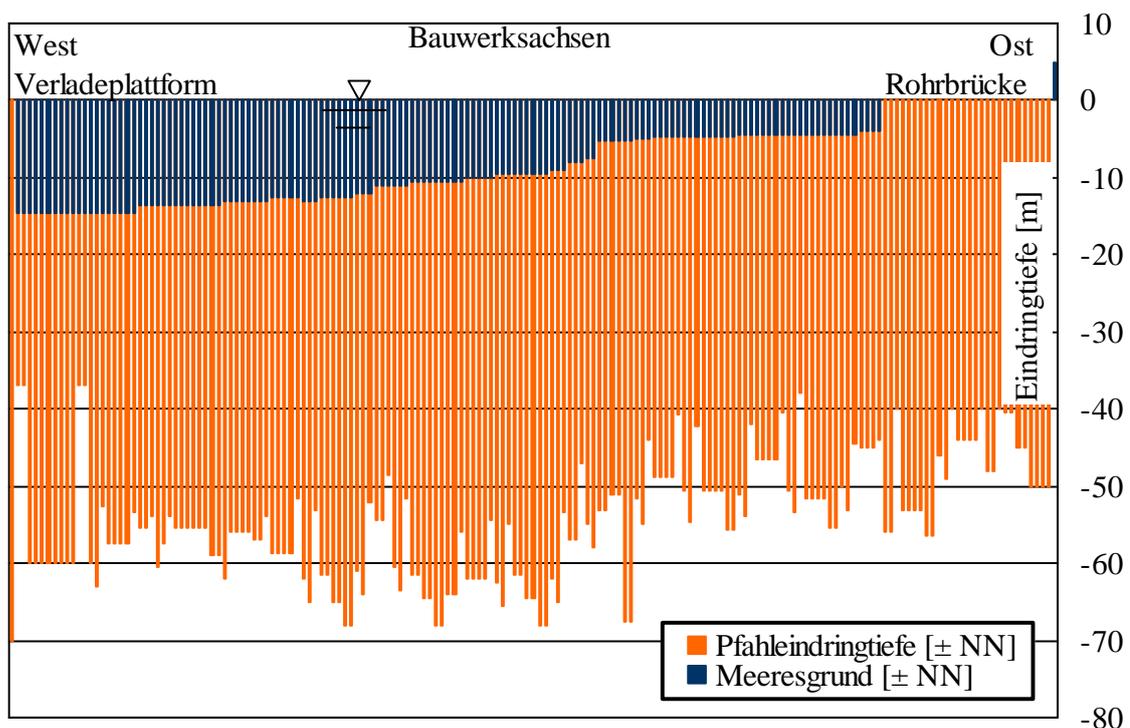


Bild 6 : Pfahllängen des Pier 2

Für den Anleger 3 wurde eine größere Schwankung in den Pfahllängen der Testpfähle zugelassen (siehe Bild 7). Auf diese Weise konnten die Längen den tatsächlichen Lasten und Bodenverhältnissen angepasst werden.

Größere zulässige Schwankungen in den Pfahllängen führen zu einem ökonomischeren Umgang mit Baumaterial (siehe Pfahllängen in Bild 8 im Vergleich zu Pfahllängen in Bild 6). Der Einfluss der tatsächlichen Gebrauchslast und der Bodenverhältnisse (aus Schlagzahlbestimmung) kann bei der Pfahllänge erkannt werden.

Diese Erkenntnis führte zu verbesserten Testmethoden und der Bauherr ordnete für die Erweiterung der Anlage eine umfassende Testkampagne an. Dies wirkte sich positiv auf die wirtschaftliche Gesamtbilanz aus.

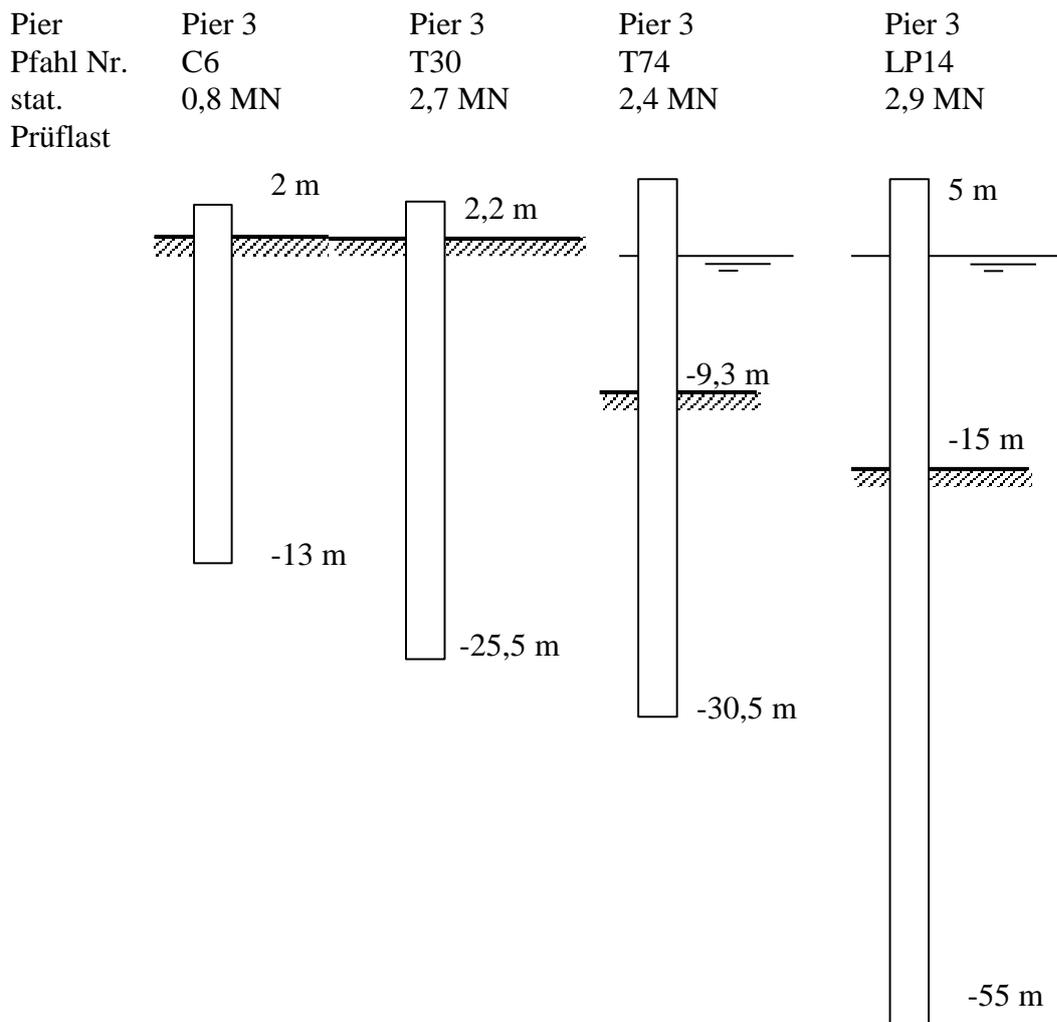


Bild 7 : Testpfähle mit zugehöriger statischer Prüflastast für Anleger 3

Auf Grund des größeren Zeitaufwandes von statischen Pfahlprüfungen (Wartezeit nach der Pfahlherstellung, Herstellung von Widerlagerpfählen für die Prüfeinrichtung, Wartezeit für Druckversuch) wurde eine Kombination aus Vorausberechnung und Nachrechnung des Rammprozesses mit Hilfe der Stosswellenmethode (GRLWEAP) in Verbindung mit statischen und dynamischen Pfahltests gewählt.

Ein weiterer Grund für die zusätzlichen Pfahltests war das komplexe Bodenverhalten. Es konnte auch nach 9 statischen Prüfungen kein zuverlässiges Vortriebskriterium bezüglich des Verhältnisses Schlagzahl zu Tragfähigkeit festgelegt werden.

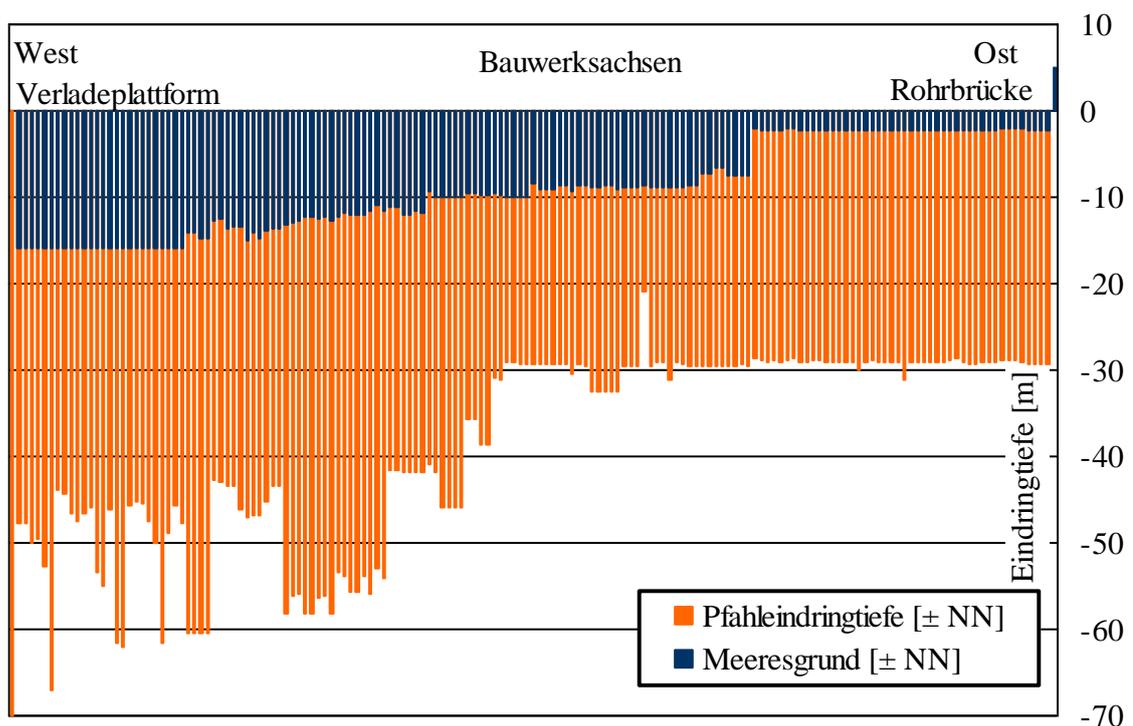


Bild 8 : Pfahllängen des Pier 3

	Pfahl Nr.	Prüflast statisch	Schläge gesamt	Letzte 2 m	Letzter 1 m	Letzte 25 cm	Eindr. Baugrund	Mittel- wert
Pier 1	C 37	3.797	3.003	800			49,7	60
Pier 2	B 02	4.500	2.807	623	426	130	46,5	60
Pier 2	B 20	2.727	2.650	969	564	146	44,5	60
Pier 2	B 26	2.451	922	223			36,5	25
Pier 2	G 38	1.665	1.097	387	207	56	33,3	33
Pier 3	C6	797						
Pier 3	T 30	2.759	1.511	109	56	14	20,5	74
Pier 3	T 74	2.444	553	68	34	8	20,5	27
Pier 3	LP 14	2.877	779	105	52	15	39,9	20

Tabelle 1 : Rammen der Probepfähle

Sowohl die Gesamtzahl der Schläge als auch die Zahl der Schläge für die letzten 2m, 1m oder 25cm streuen jeweils erheblich (siehe Tab.1). Die letzte Spalte der Tabelle 1 zeigt, dass der Mittelwert der Schlagzahl für 1 Meter Eindringtiefe in

den Baugrund von 20 bis 74 schwankt. Daher wurde für eine zuverlässige und ökonomische Pfahlherstellung ein umfassendes Testprogramm festgelegt.

2 Anleger 4 – Frachtlöschung und Personentransport

Entsprechend Anleger 1 besteht Anleger 4 ebenfalls aus einer Zufahrtsbrücke und einem Frachtanleger/Mole. Die Zufahrtsbrücke muss schwerem Verkehr aus Frachtlöschung standhalten. Der Frachtanleger/Mole muss zusätzlich zum Verkehr Last aus bereits entladene gelagerten Materialien, Schiffstoß und Seilzug aufnehmen.

Der ursprüngliche Plan beinhaltete die statische Prüfung von 2 Pfählen des Frachtanlegers/Mole sowie die dynamische Prüfung dieser 2 Pfähle. Ferner sollten weitere 3 Pfähle zu Beginn der Rammarbeiten sowie beim Nachrammen getestet werden. Entsprechend der Vorberechnung und den Bodenuntersuchungen wurde für die Pfähle der Zufahrtsbrücke und die Pfähle des Frachtanlegers/Mole eine Eindringtiefe von -30mNN festgelegt. Für die Dalben der Schiffsbefestigung in der Mitte des Anlegers wurde eine Eindringtiefe von -5mNN vorgesehen. Zum Vergleich mit den Ergebnissen der statischen Prüfung wurden nur vertikale Pfähle dynamisch getestet.

Für die Pfahlherstellung und -prüfung der offenen Stahlrohrpfähle mit einem Durchmesser von 36" und einer Wandstärke von 0,5" wurde eine hydraulische Ramme der Fa. Menck Typ MHF 5-10 eingesetzt.

Beim Vergleich von statischen und dynamischen Tests muss berücksichtigt werden, dass bei statischen Prüfungen die vorgeschriebene Belastung üblicherweise schrittweise aufgebracht wird und die entstehenden Setzungen gemessen werden. Die Prüfvorrichtung ist lediglich für diese spezielle Last ausgelegt. Wenn die tatsächliche Pfahltragfähigkeit diese Last übersteigt, bleibt der Endwiderstand des Pfahles unbekannt.

Während bei der dynamischen Prüfung an Pfahl A38 eine ausreichende Tragfähigkeit festgestellt wurde, konnte der statische Test die Setzungsanforderungen nur für eine Gebrauchslast von 125% zufriedenstellend einhalten. Es wurde daher gefolgert, dass der Pfahl das tragfähige Gründungsniveau nicht erreicht hat und bei den dynamischen Tests zu Beginn des Nachrammens die Tragfähigkeit möglicherweise überschätzt wurde. Dieser Unterschied im Widerstand kommt auf Grund des Porenwasserüberdruckes in bindigen Böden zustande. Beim schnellen Aufbringen der Prüflast bei dynamischen Prüfungen sind die Prüflast und der Porenwasserdruck im Gleichgewicht. Beim langsamen Aufbringen der Last bei der statischen Prüfung hingegen kann das Wasser auf Grund der größeren Zeitspanne ablaufen. Wie aus Bild 10 ersichtlich ist, sind die Ergebnisse am Ende des Rammvorganges mit den Ergebnissen der statischen Prüfung vergleichbar, da während des Rammvorganges der Porenwasserüberdruck abgebaut werden konnte.

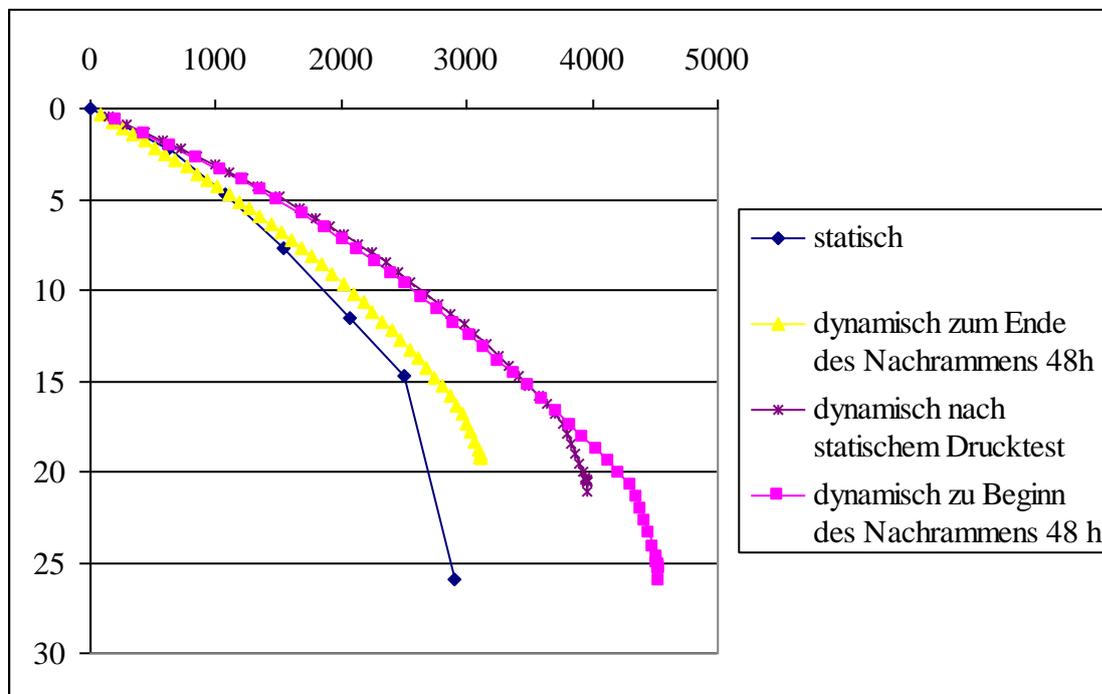


Bild 10 : Vergleich der Lastsetzungskurven aus statischer und dynamischer Prüfung für Pfahl A38 (Last in kN, Setzung in mm)

Basierend auf dem Vergleich von statischer und dynamischer Prüfung des langen, in die Tragschicht einbindenden Pfahles GC57 wurde gefolgert, daß die Ergebnisse der dynamischen Prüfung genaue Abschätzungen für die statische Tragfähigkeit der Pfähle liefern. Das Porenwasser in sandigem Boden kann der Kraft beim schnellen Aufbringen der Last durch die Fließmöglichkeiten des Wassers in den größeren Sandporen nicht entgegenwirken.

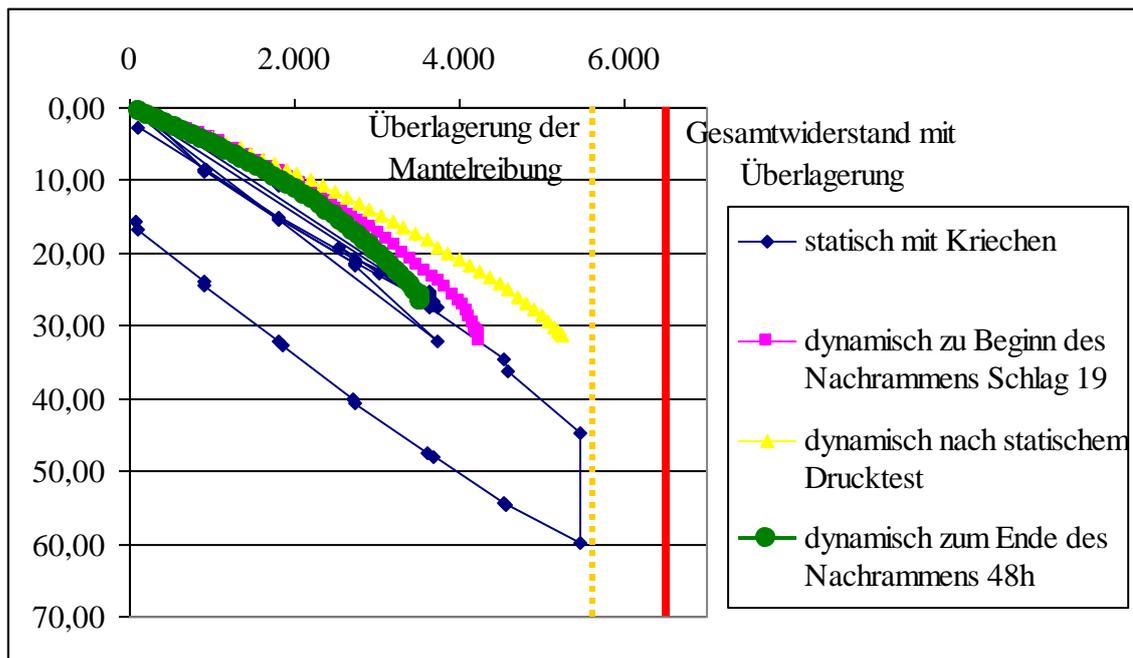


Bild 11 : Vergleich der Lastsetzungskurven aus statischer und dynamischer Prüfung für Pfahl GC57 (Last in kN, Setzung in mm)

Für eine begrenzte Fallenergie wird der Rammwiderstand von Mantel und Spitze bei Nachrammschlägen im Allgemeinen überlagert, um die höchste Tragfähigkeit zu erzielen. Falls eine Setzungsbeschränkung vorgegeben wurde, sollte auf jeden Fall ein Sicherheitsfaktor von 2 verwendet werden. Das heißt für eine Gebrauchstauglichkeit von 3,6 MN unter Einhaltung der Setzungsgrenzen muß die bei der dynamischen Prüfung bestimmte Tragfähigkeit den Wert 7,2 MN erreichen.

Da nur 6,5 MN Tragfähigkeit im Gegensatz zu den geforderten 7,2 MN durch die Addition von Mantelreibung und Spitzendruck beim Nachrammen bestimmt wurde, konnten die Setzungsgrenzen, wie auch schon die statischen Prüfung zeigte, nicht eingehalten werden. Im Vergleich zu Pfahl A38 wurde allerdings der zugelassene Wert von 10 mm für die dauerhafte Setzung lediglich um 7 mm überschritten. Daher kann davon ausgegangen werden, daß die dynamische Prüfung auch für Pfähle mit festgelegten Setzungsbeschränkungen geeignet ist. Damit Setzungen im Vergleich zur aufgebrachten Last durch dynamische Pfahlprüfungen bewertet werden können, muß der CASE-Widerstand eingeführt werden. Durch den Verlauf der Entwicklung dieses Widerstandes ist es möglich Aussagen zur Tragfähigkeit des Pfahles zu machen. In Bild 12 sind die Verläufe des CASE-Widerstandes für die Pfähle A38 und GC57 dargestellt. Während für Pfahl A38 ein kontinuierlicher Abfall des CASE-Widerstandes zum Ende des Einrammens sowie zum Ende des Nachrammens festgestellt wurde, nahm der CASE-Widerstand von Pfahl GC57 zu oder blieb konstant. Zusammenfassend

kann gefolgert werden, daß Pfahl GC 57 sicher im tragfähigen Boden einbindet, während dies bei Pfahl A38 nicht der Fall ist.

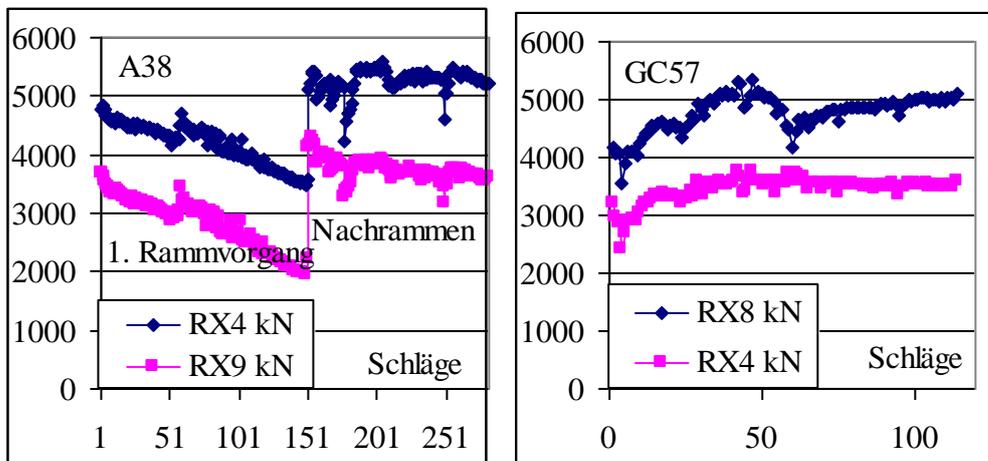


Bild 12 : CASE-Widerstand der Probepfähle

(RX4 für CASE-Dämpfung $J_c=0,4$ und RX8 für CASE-Dämpfung $J_c=0,8$)

Daher muß während des Rammvorganges lediglich der Verlauf des CASE-Widerstandes für die Einhaltung von Pfahltragfähigkeiten und Setzungsbeschränkungen beachtet werden.

Wenn beim CASE-Widerstand ein Abfall zu beobachten ist, müssen die Tragfähigkeiten, welche beim Ende des Nachrammens durch den dynamischen Test mit der CAPWAP-Methode bestimmt wurden, einem höheren Sicherheitsfaktor unterworfen werden. Um die Setzungen wie gefordert zu beschränken, wird empfohlen einen Sicherheitsfaktor von 3 hinsichtlich der Gebrauchslast zu verwenden. Für Pfahl A38 mit einer dynamischen Tragfähigkeit von 4.500 kN liegt die zulässige Gebrauchslast somit bei 1.500 kN. Dieser Wert stimmt in etwa mit dem Ergebnis der statischen Prüfung überein, bei welcher eine Last von 125% der Gebrauchslast erfolgreich aufgebracht wurde. Auf Grund des geforderten Sicherheitsfaktors von 1,5 ergibt sich daraus eine zulässige Gebrauchslast von 1.667 kN, also etwas mehr als die im dynamischen Versuch bestimmte zulässige Gebrauchslast.

Aus den Ergebnissen der längeren Pfähle, welche bis in den sandigen Grund bei -40 mNN reichen, wurde daher festgelegt, dass die endgültige Pfahllänge aus den Ergebnissen zum Ende des Einrammens von verschiedenen Pfählen (GC30, GC51 und GC78) bestimmt werden. Die erforderliche Eindringtiefe wurde zu -44 mNN bestimmt.

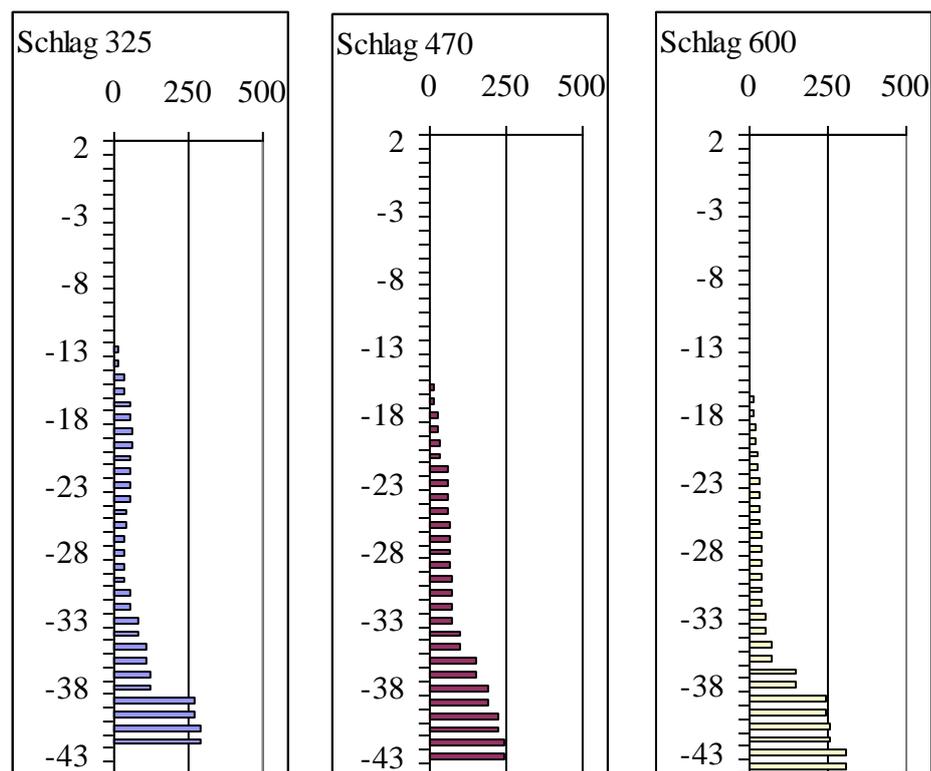


Bild 13 : Mantelreibungsverteilung in der Nähe der Pfahlspitze während des Rammvorgangs

Bild 13 zeigt, daß der Widerstand während des 1. Rammvorganges an der Pfahlspitze konzentriert ist. Die Messungen wurden mit Schrittweiten von 1m durchgeführt. Durch Überlagerung der maximalen Widerstandswerte aufeinanderfolgender Messungen wurde die Zunahme des Widerstandes mit zunehmender Eindringtiefe bestimmt.

Bild 13 stellt diese Zunahme mit steigender Eindringtiefe dar. Für die geforderte Endtragfähigkeit von 3.800 kN wird die erforderliche Eindringtiefe durch den Schnittpunkt der jeweiligen Linie mit der Linie der geforderten Endtragfähigkeit festgelegt. Für die drei getesteten Pfähle in Bild 14 wurden unterschiedliche Werte bestimmt. Daher wurde für die erforderliche Eindringtiefe ein auf der sicheren Seite liegender Grenzwert gewählt. Die Endrammtiefe sollte mindestens -44mNN erreichen.

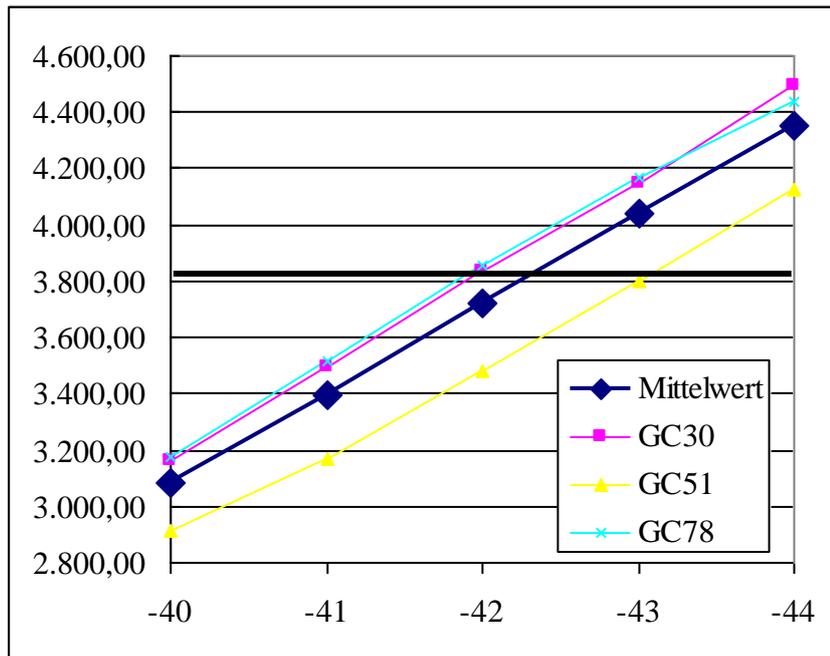


Bild 14 : Zunahme der Tragfähigkeit mit zunehmender Eindringtiefe (\pm NN)

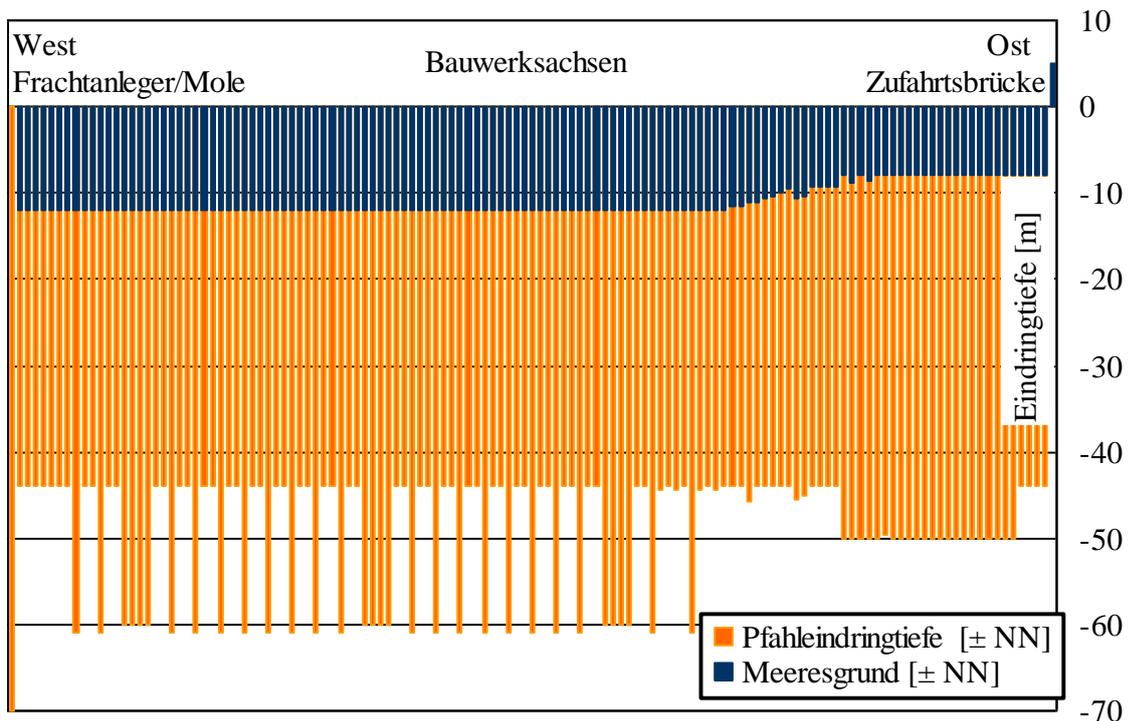


Bild 15 : Pfahllängen von Anleger 4

Aus dem Vergleich von Bild 15 mit Bild 5 wird ersichtlich, daß die Pfähle des neuen Anlegers im Mittel 10 Meter kürzer als die Pfähle der zu erst errichteten Anleger sind.

3 Anleger 5 - Verladeanleger

Mit den Erfahrungen der dynamischen und statischen Tests beim Anleger 4 wurde für den Anleger 5 ebenfalls eine Kombination dieser beiden Prüfmethode geplant.

Pier	Pier 5							
Pfahl Nr.	T44	T46	T92	T96	LN01	LN04	LN08	FP03
Stat.		2,0		2,0	4,0			
Prüflast[MN]								

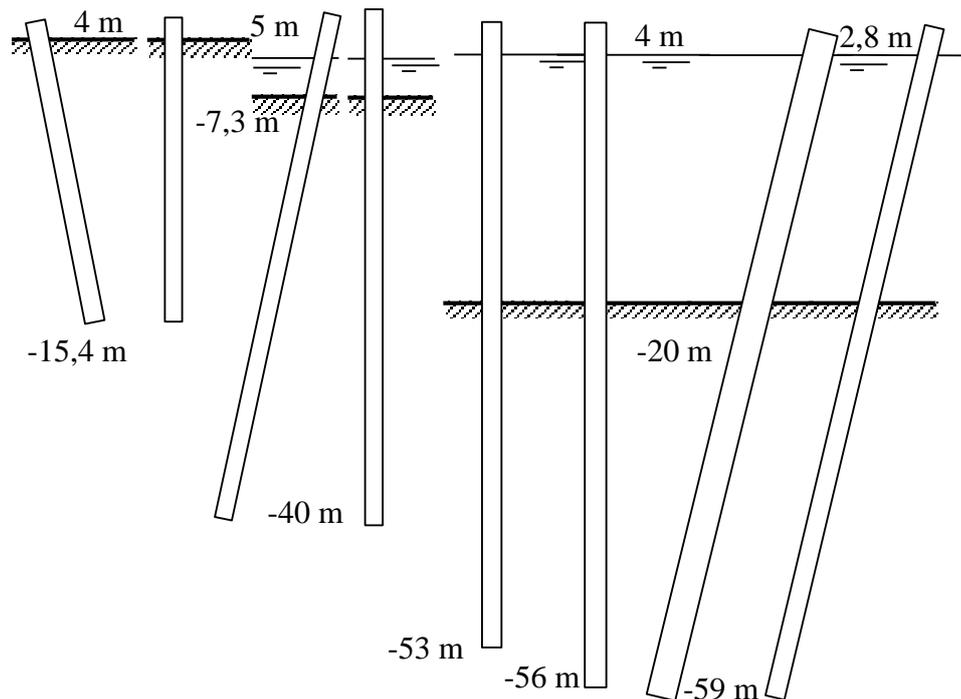


Bild 16 : Testpfähle mit zugehöriger statischer Prüflast für Anleger 5

Für die statischen Prüfungen waren 3 vertikale Pfähle geplant. Bei diesen Pfählen wurden ebenfalls Rammprozess und Nachrammen überwacht. Zusätzlich wurden weitere 5 Pfähle, 3 von ihnen Schrägpfähle, einer dynamischen Prüfung unterzogen.

Wie für Anleger 2 wurde für den Abtrag der geringeren Lasten der Zufahrtsbrücke ein kürzerer Probepfahl bemessen. Auf Grund der anderen Konstruktion des neuen Anlegers wurden die Lasten allerdings höher. Daher wurde entgegen der Last von 800 kN für Pfahl C6 des Anlegers 4 eine Prüflast von 2 MN auf den Pfahl T46 von Anleger 5 aufgebracht. Wie in Bild 17 dargestellt, war die im statischen Test erreichte Endtragfähigkeit etwas geringer als 125% der Gebrauchslast. Die dynamische Probelastung zum Ende des Einrammens führte zu ähnlichen Ergebnissen für die Endtragfähigkeit. Zu Beginn

des Nachrammens wurde eine höhere Tragfähigkeit bestimmt. Dies zeigt, daß die höher gelegene sandige Schluffschicht nicht genügend Widerstand zum Ende des Einrammens bot.

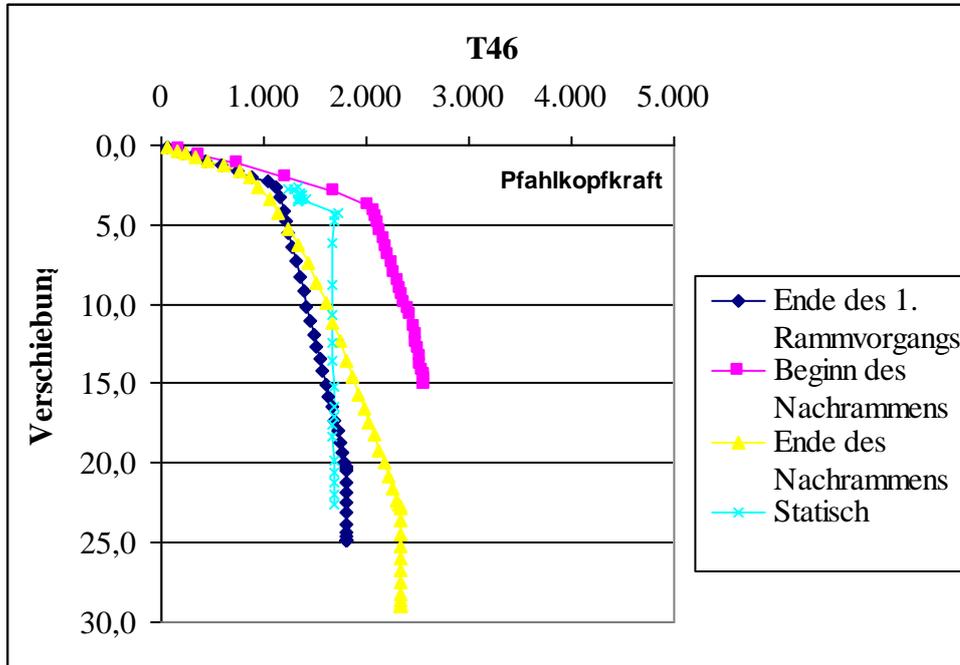


Bild 17 : Probepfahl T46

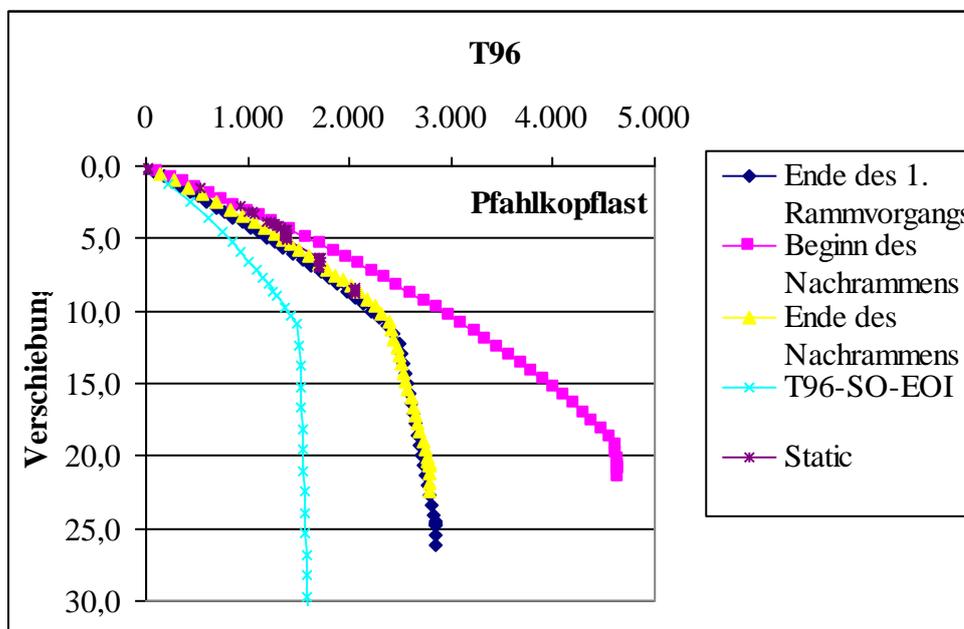


Bild 18 : Probepfahl T96

Der bei ca. 10m Wassertiefe gelegene Pfahl T96 wurde bis in eine Tiefe von -40mNN eingebracht. Obwohl der Pfahl die Tragschicht nicht erreichte, konnte genügend Widerstand in Form von Mantelreibung für den Abtrag der Lasten der Zufahrtsbrücke aktiviert werden.

Die statische Probelastung zeigt ein nahezu elastisches Verhalten des Bodens bis zur aufgebrauchten Last von 2 MN, durch den Test konnte allerdings nicht die Endtragfähigkeit bestimmt werden. Die Tragfähigkeit des Pfahles in Bezug auf die Beschränkung der Setzungen unter Gebrauchslast wurde als gegeben angesehen.

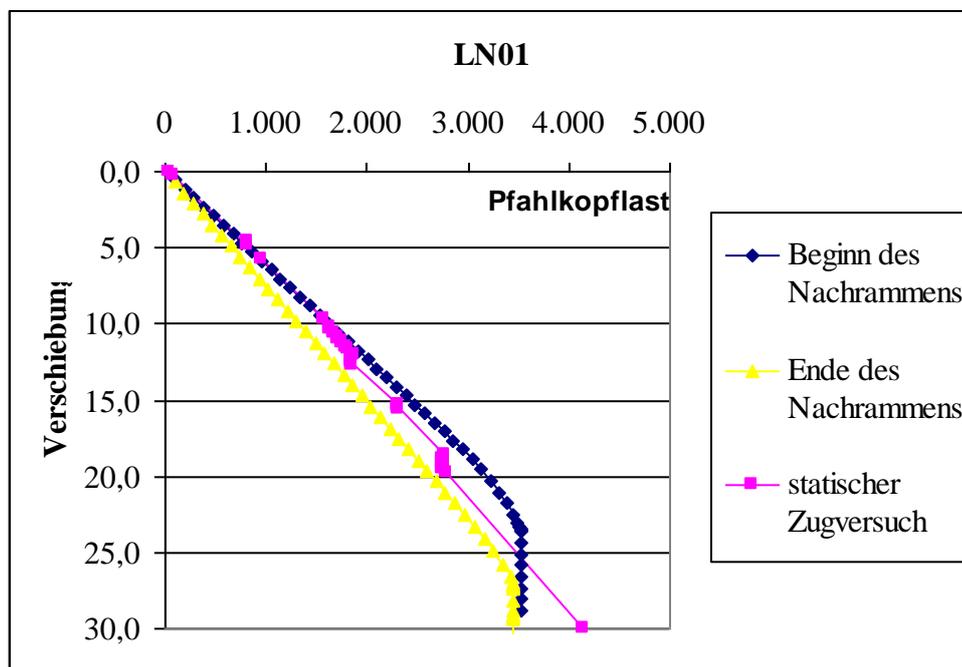


Bild 19 : Probedpfahl LN01

Der Probedpfahl LN01 traf auf ein Hindernis und konnte nicht bis in die vorgesehene Tiefe eingebracht werden. Daher konnte der statische Druckversuch keine aussagekräftigen Ergebnisse liefern. Der zusätzliche Zugversuch nach 29 Tagen Wartezeit brachte eine hohe Mantelreibung, die den erwarteten Wert übertraf. Auf Grund des Hindernisses konnte durch die dynamische Probelastung nicht die volle Tragfähigkeit aktiviert werden. Im ersten Teil zeigte der Test allerdings eine gute Korrelation zum statischen Zugtest (siehe Bild 19).

Ein Vergleich der Pfahllängen aus Bild 20 zu den Pfahllängen der anderen Verladeanleger in den Bildern 6 und 8 zeigt eine Reduzierung der Pfahllänge als Resultat des durchdachten Testprogrammes.

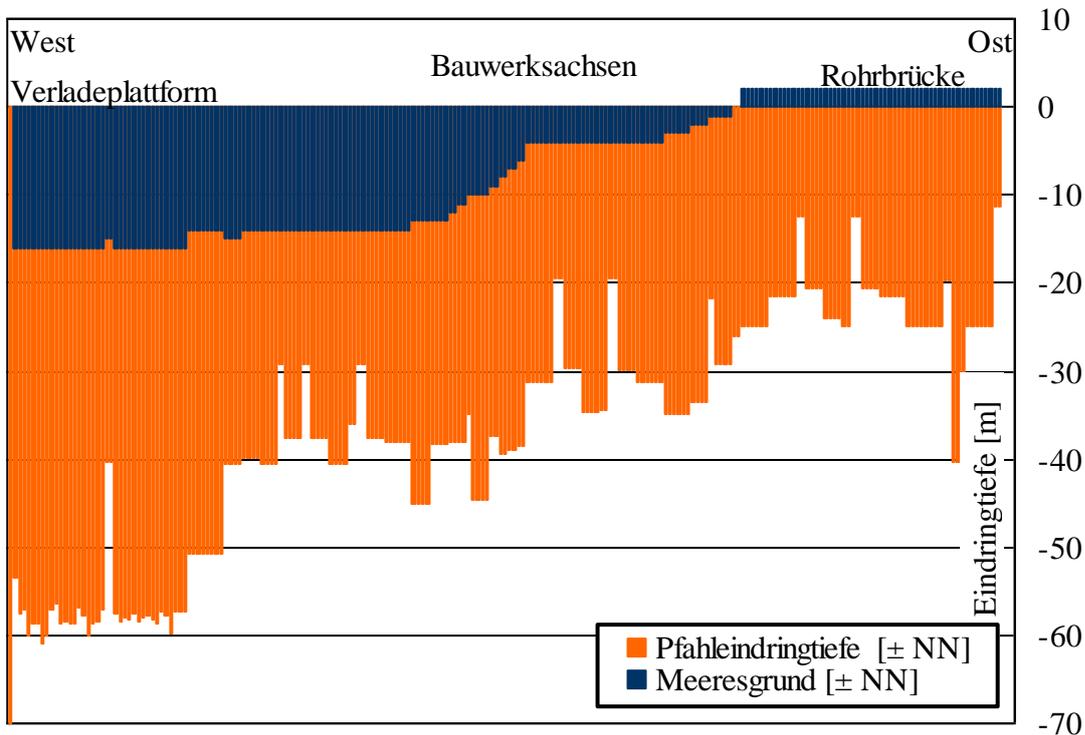


Bild 20 : Pfahllängen an Anleger 5

4 Lastabtragung von offenen Stahlrohrpfählen und Zunahme der Tragfähigkeit mit der Standzeit

CAPWAP-Auswertungen der Kraftentwicklung entlang des Pfahles zeigen, daß der aus Bodenmechanik und Bodenuntersuchungen errechnete Spitzendruck nicht bestätigt werden konnte.

In einem üblichen Modell wird angenommen, dass sich an der Pfahlspitze ein Erdpfropfen bildet. Dieses Phänomen wird in nichtbindigen Böden beobachtet (siehe /Bailey und Borg, 1996/ oder /Lee und Lee, 2000/, /Jardine et al., 1998/). Der Sand im Innern des Pfahles bildet eine Schalenform aus und kann so bei zunehmenden horizontalen Normalkräften eine hohe Mantelreibung entwickeln, welche im Gleichgewicht mit der Druckspannung auf die gesamte Kreisfläche an der Pfahlspitze steht. Für dynamische Probelastungen kann dieser Pfropfen als zusätzliche Masse an der Pfahlspitze modelliert werden. Die Lastabtragung wird allerdings nur durch die Mantelreibung auf der Pfahloberfläche realisiert.

In weichem Ton bildet sich an der Pfahlspitze kein Pfropfen.

Bei Modellierung der Lastabtragung unter Zuhilfenahme von CAPWAP wurde ein relativ hoher Wert der Mantelreibung beobachtet. Da die Lage des Erdreiches im Innern und im Äußern des Pfahles (Rohr) in etwa identisch ist, errechnet sich die Gesamtsumme aus der Mantelreibung im Innern des Pfahles (A_i) und der Mantelreibung auf der Außenfläche des Rohres (A_a), dass heißt, die äußere Mantelreibung beträgt etwa 50% des Gesamtwertes.

Die Tragfähigkeit Q_u des Pfahles errechnet sich somit zu

$$Q_u = Q_{\text{Mantel}} + Q_{\text{Spitze 1}} + Q_{\text{Spitze 2}}$$

Darin sind

$$Q_{\text{Mantel}} = \int_0^l \tau_y U \, dy$$

U : Umfang [m]

dy : Länge der inneren freien Mantelreibungsfläche [m]

τ_y : Mantelreibung [kN/m²]

$Q_{\text{Spitze 1}}$ = Widerstand durch Rohraufstandsfläche [kN/m²]

$Q_{\text{Spitze 2}}$ = Widerstand durch Pfropfen [kN/m²]

Dieser kann nicht größer sein als die innere Mantelreibung.

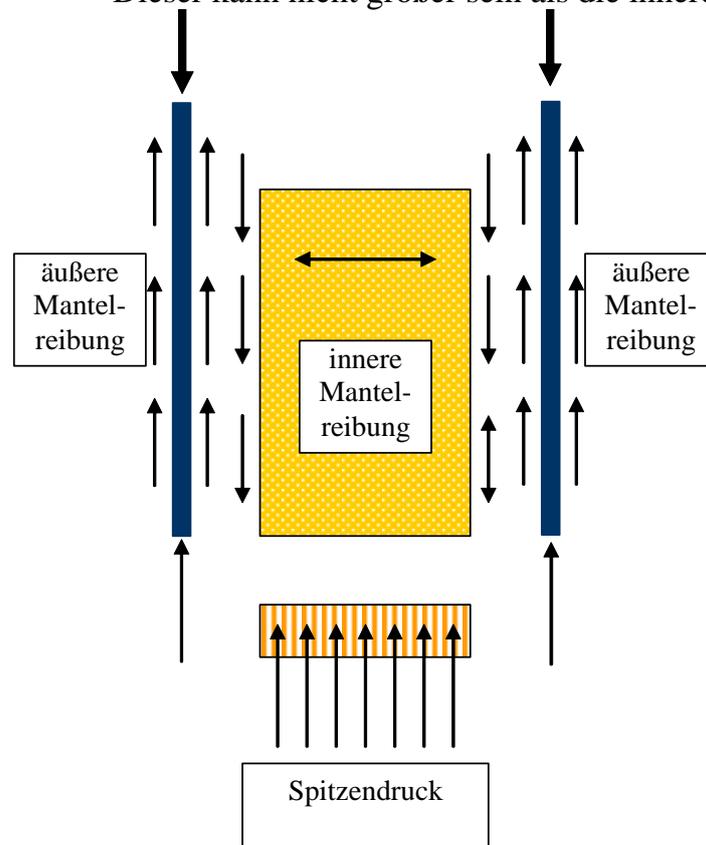


Bild 21 : Modell der Lastabtragung bei offenen Stahlrohrpfählen

Das Rohr schneidet sich in den weichen Boden ein. Durch Ausloten konnte festgestellt werden, dass sich die Höhenlage des Bodens im Rohr in etwa auf gleichem Niveau wie der Meeresgrund befand. Bei der Modellierung der Lastabtragung durch CAPWAP kann eine Zunahme der Mantelreibung beobachtet werden. Die gemessenen Mantelreibungswerte überschritten die Werte, welche bei anderen Projekten beobachtet wurden (siehe Lee und Lee, 2000). Es wurden Werte von über 200 kN/m² in diesem Boden erreicht, wohingegen für die Bemessung lediglich Werte von 50 kN/m² angenommen wurden.

Für die Stahlrohrpfähle der Anleger mit einem Außendurchmesser von 762 mm und einer Blechdicke von 12,7 mm ergibt sich eine innerer Querschnittsfläche von 0,426 m² und eine innere Oberfläche von 2,354 m²/m. Aus der Spannung von 2 MN/m² unter der Spitze ergibt sich eine Kraft unter der Spitze von 850 kN. Auf Grund der inneren Mantelreibung von oben genannten 50 kN/m² müsste sich eine 7,2m lange Bodensäule im Rohr bilden, um dieser Spitzenkraft entgegenzuwirken.

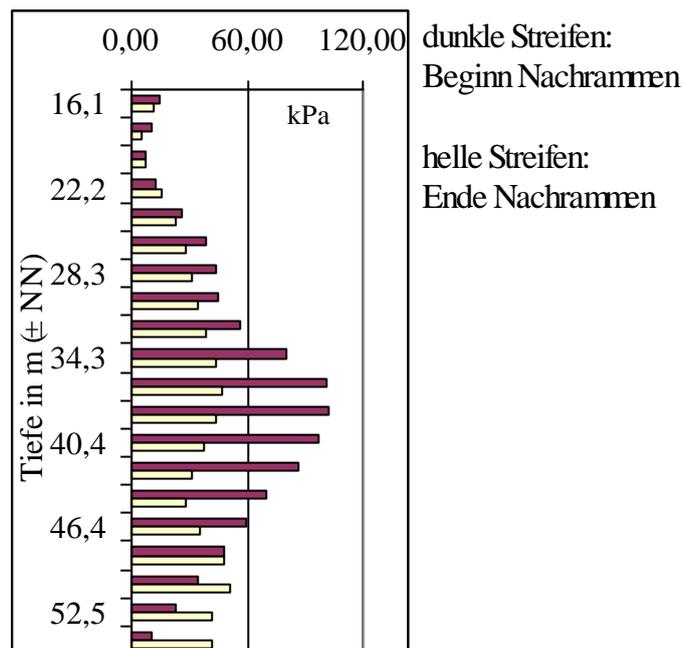


Bild 22 : Mantelreibungsverteilung beim Nachrammen

Wie schon gezeigt wurde, war es bei den höher belasteten Pfählen nicht möglich, den statischen Widerstand bei einem Schlag zu aktivieren. Bild 22 zeigt, dass zu Beginn des Nachrammens eine hohe Mantelreibung im oberen Bereich des Pfahls im bindigen Boden aktiviert wurde. Zum Ende des Nachrammens wurden zwar eine höhere Mantelreibung im unteren Bereich des Pfahls aktiviert, aber während des Rammens war diese reduziert gegenüber dem Rammbeginn.

Es ist deswegen konsequent, die Mantelreibung von verschiedenen aufeinanderfolgenden Rammschlägen zu überlagern. Um die Grenztragfähigkeit bei einem einzelnen Rammschlag zu aktivieren müsste ein sehr viel größeres Rammgerät eingesetzt werden als es für das Einrammen der Pfähle erforderlich ist.

Festwachsen der Pfähle mit der Standzeit

In einem weiteren Schritt wurde die Entwicklung des Widerstandes bei dynamischen Probelastungen in Bezug auf die Wartezeiten ausgewertet. Es konnte ein Zusammenhang für den Widerstand zu Beginn des Nachrammens und dem Ende des 1. Rammvorganges gefunden werden. Bild 23 zeigt eine Einwachskennlinie für den Zuwachs des Widerstandes von 1,5 nach 48 Stunden Wartezeit bis 2 nach 4 Wochen Wartezeit.

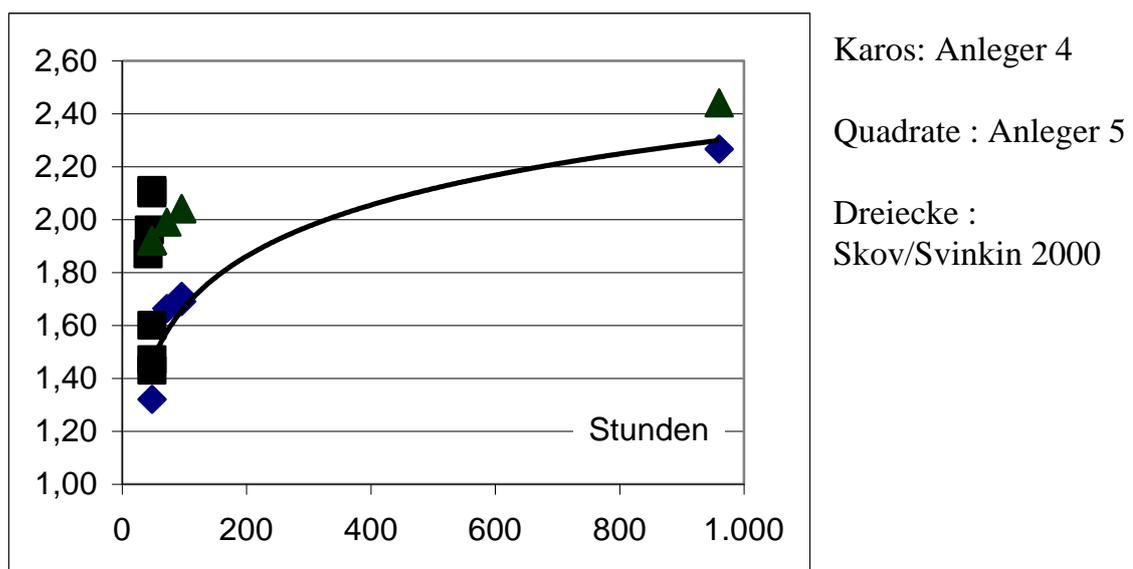


Bild 23 : Tragsfähigkeitsentwicklung mit der Zeit

Während für Anleger 5 eine größere Schwankung in den Einwachsfaktoren beobachtet wurde, stimmen die Werte für Anleger 4 gut mit dem logarithmischen Zuwachs wie von /Svinkin und Skov, 2000/ gegeben, überein. Es wurde dennoch ein Skalierungsfaktor von 0,4 gewählt, welcher mit den durch /Paikowsky et al. 1996/ oder /Seidel und Kalinowski, 2000/ beobachteten Werten übereinstimmt.

Literatur

Bailey, P.F. and Borg, S.L. : A Soil Plug Study, Application of Stress-Wave-Theory to Piles, Townsend, Hussein, McVay (eds.), Orlando, Florida, USA, 1996

Jardine R.J., Chow F. C., Matsumoto T., Lehane B. M., A New Design Procedure for Driven Piles and its Application to two Japanese Clays
Soils and Foundations, Vol.38, No. 1, pp. 207-219, Mar., 1998.
Japanese Geotechnical Society

Paikowsky, S.G., LaBelle, V.A. and Hourani, N.M. : Dynamic Analysis and Time dependent Pile Capacity, Application of Stress-Wave-Theory to Piles, Townsend, Hussein, McVay (eds.), Orlando, Florida, USA, 1996

Seidel, J.P. and Kalinowski, M. : Pile Setup in Sands, Application of Stress-Wave-Theory to Piles, Niyama, Beim (eds.), Balkema, Rotterdam, 2000

Svinkin, M.R. and Skov, R. : Setup Effect of cohesive Soils in Pile Capacity, Application of Stress-Wave-Theory to Piles, Niyama, Beim (eds.), Balkema, Rotterdam, 2000

Lee, Y.-N. and Lee, J.-S. : Driving Behaviour of large Diameter Steel Pipe Piles, Application of Stress-Wave-Theory to Piles, Niyama, Beim (eds.), Balkema, Rotterdam, 2000

Jardine R. J., Overy R. F. and Chow F. C. : Axial Capacity of Offshore Piles in Dense North Sea Sands,

Danksagung

Das Material wurde von Herrn Suessmeier, Fachhochschule Biberach, im Rahmen seiner Diplomarbeit mit Betreuung durch Herrn Dr.Hoenisch, jetzt Fichtner Consulting, zusammengestellt.

Die statischen Tests wurden von der Julius Berger Foundation, Abuja Nigeria, unter Leitung von Herrn Dr.-Ing. M. Moser (Piers 1 bis 3) und Dipl.-Ing. R.Riess (Piers 4 und 5) durchgeführt.

Wir bedanken uns bei Frau Gottlöber (GSP) und Herrn Schweikert, die mitgeholfen haben, den Beitrag auf den Standard des Veder-Kolloquiums zu bringen.