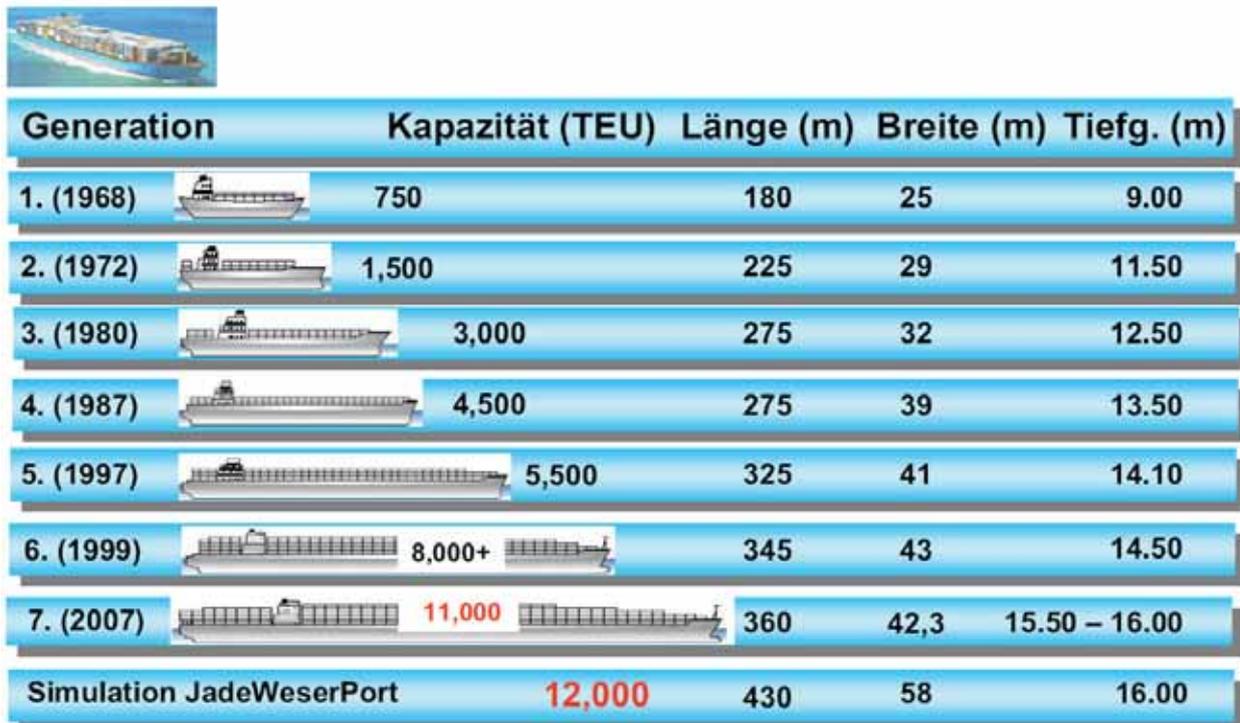


# Moderne Kajenkonstruktionen im Anforderungsprofil norddeutscher Häfen

Joachim Stahlmann, Jörg Gattermann, Christian Missal, Jürgen Schmitt

## 1 Einleitung

Neue Kaimauerkonstruktionen für den seit Jahren ansteigenden Containerumschlag in norddeutschen Häfen erfordern aus Hochwasserschutzgründen sowie für die Containerschiffe der 6. Generation Geländesprünge von bis zu 30,60 m in größtenteils eiszeitlich geprägtem schwierigen Baugrund mit großen Erd- und Wasserdrücken sowie großen Belastungen durch die hohen und weit ausladenden Containerbrücken. So wurden in den letzten Jahren in den Häfen Hamburg und Bremerhaven und zurzeit in Hamburg und Wilhelmshaven neue Schiffs Liegeplätze gebaut. In der Schiffsentwicklung gibt es bereits Pläne für 12.000 TEU Containerschiffe mit Abmessungen von ca. 430 m Länge und einem Tiefgang von fast 16 m.



Generation	Kapazität (TEU)	Länge (m)	Breite (m)	Tiefg. (m)
1. (1968)	750	180	25	9.00
2. (1972)	1,500	225	29	11.50
3. (1980)	3,000	275	32	12.50
4. (1987)	4,500	275	39	13.50
5. (1997)	5,500	325	41	14.10
6. (1999)	8,000+	345	43	14.50
7. (2007)	11,000	360	42,3	15.50 – 16.00
Simulation JadeWeserPort	12,000	430	58	16.00

JWP April 2005 Bez.: E/a0070

Folie: 12

Abbildung 1: Entwicklung der Container-Schiffsgrößen

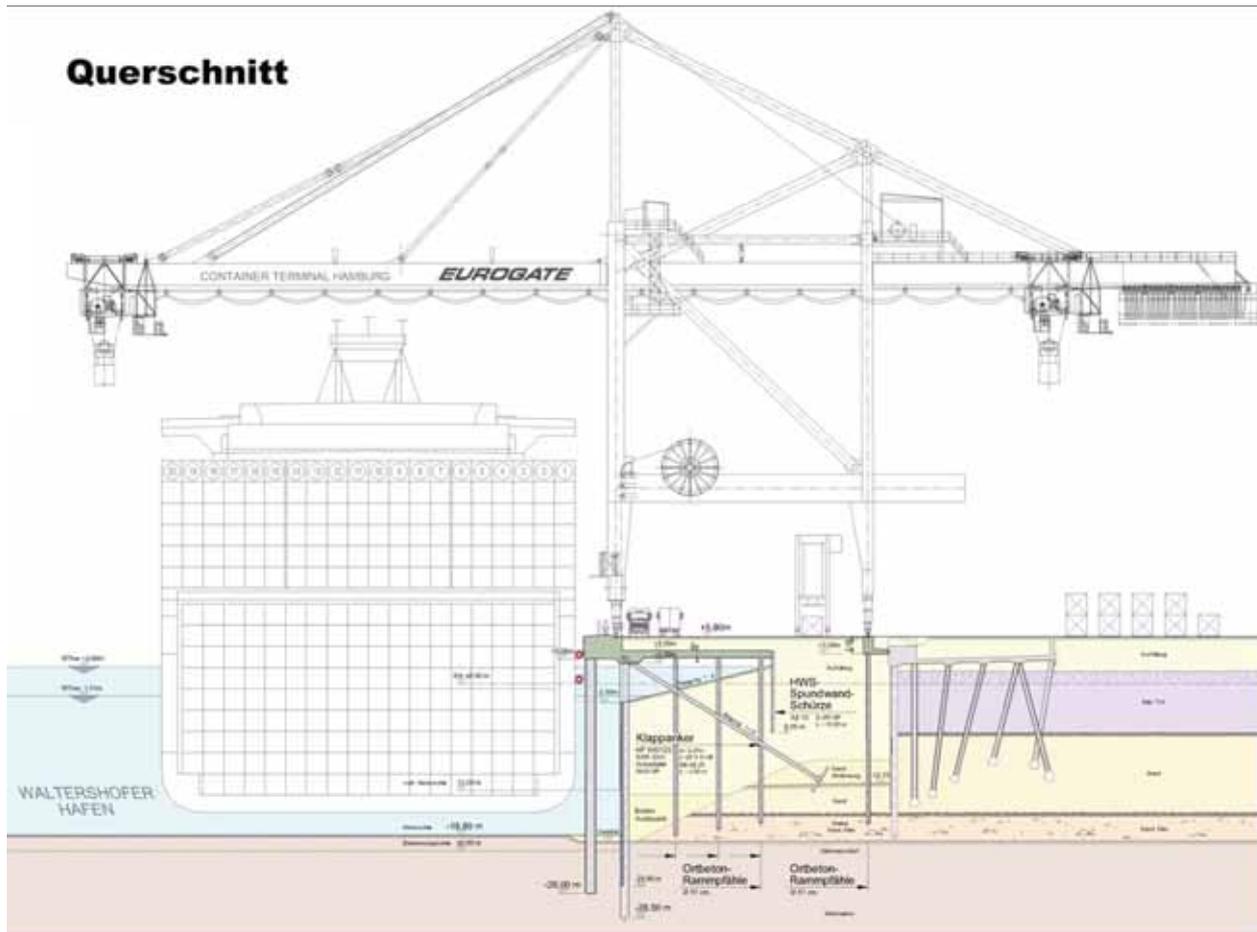


Abbildung 2: Beispielhafter Gesamt-Querschnitt einer modernen Kajenkonstruktion

## 2 Anforderungsprofil

Im Wesentlichen resultieren die Anforderungen an neu zu bauende Kajenkonstruktionen aus ihrer Lage im Hafen. Handelt es sich um einen Neubau oder eine Fortführung einer bestehenden Konstruktion? Wird sie in eine vorhandene Böschung (Landbauweise) oder im offenen Wasser (Wasserbauweise) gebaut? Wird die neue Kaje vor eine vorhandene gesetzt? Diese Fragestellungen und ihre Anforderungen werden nachfolgend an sechs unterschiedlichen Kaimauertypen aus Norddeutschland aufgezeigt.

Allen Kaje gemeinsam ist der Einfluss der Tide auf die Konstruktion. Aus Extremereignissen resultierende hohe Wasserüberdrücke auf die Wand müssen reduziert oder verhindert werden. Aus diesem Grund hat das Amt für Strom- und Hafenbau (heute: Hamburg Port Authority HPA) den mittlerweile weit verbreiteten Kaimauertyp mit geöffneter Hauptwand und überbauter Böschung entwickelt. Diese Entwicklung, beruhend auf der Idee der alten

Pier-Konstruktionen hat gleichzeitig den positiven Nebeneffekt der Herabsetzung des Erddrucks auf die Wand. Als zusätzliches Bauelement bedarf dieser Typ jedoch des Einbaus einer Spundwandschürze am hinteren Ende der Kaiplatte zur Sicherung gegen den hydraulischen Grundbruch.

Vom Baugrund her binden bei allen Kajenkonstruktionen in den norddeutschen Häfen die Wände und Reiberohre in die tiefliegenden Tonschichten ein oder durchörtern sie. In Hamburg ist dies der sogenannte Glimmerton und im Westen, z.B. in Wilhelmshaven, steht der Lauenburger Ton an. Auf diesen Tonschichten haben sich eiszeitlich bedingt geröllhaltige Sandschichten abgelagert, welche für die Rammarbeiten vorher ausgetauscht werden. Der Austausch kann großflächig erfolgen oder auch ganz gezielt nur in der Rammtrasse.

### 3auphase ①

#### Herstellung eines Rammgrabens

Aushubboden auf das Rüttelsieb.  
Steinfreier Sandboden per Förderband  
in Klappschuten.  
Kontrolle UK. Rammgraben !

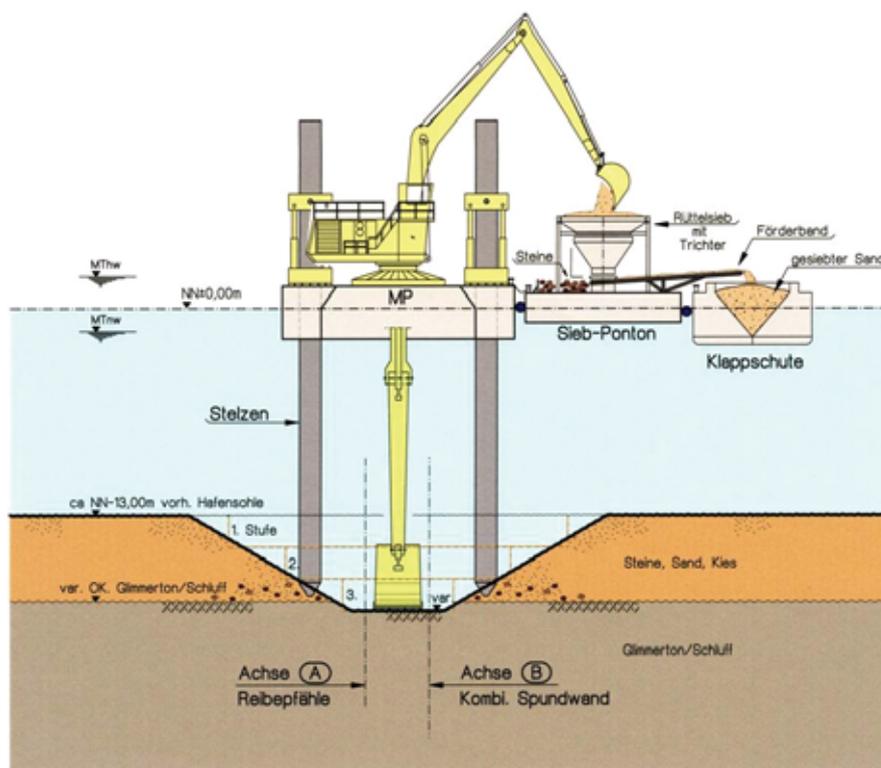


Abbildung 3: Herstellung des Rammgrabens am Predöhlkai 1. Liegeplatz [Tworuscjka, 2005]

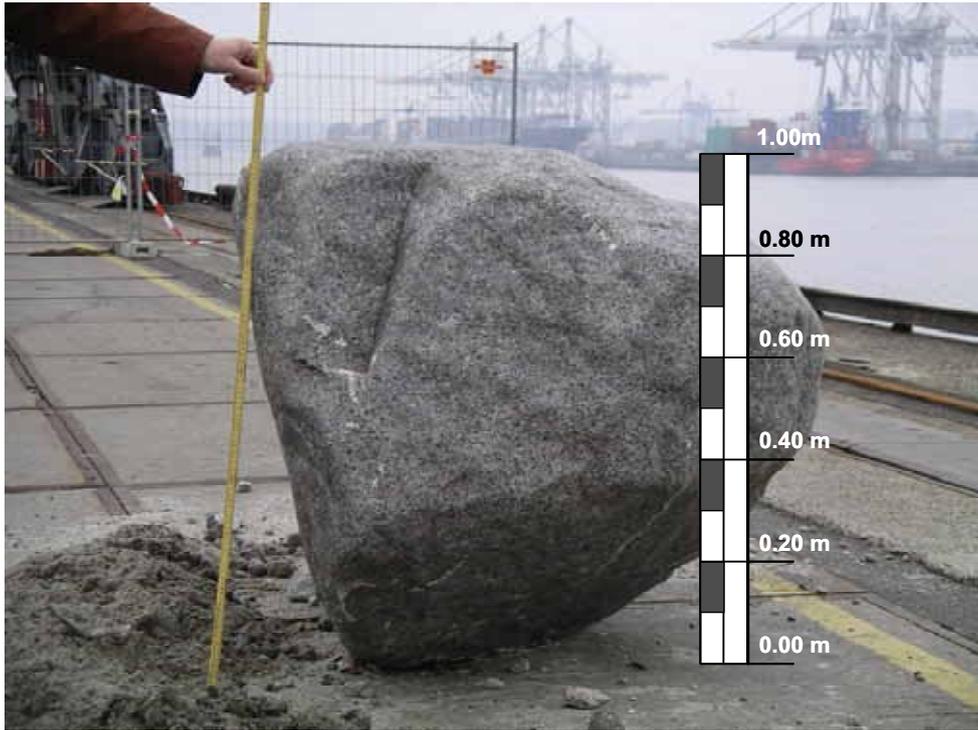


Abbildung 4: Geräumter Findling am Predöhlkai 1. Liegeplatz [Tworuschka, 2005]

### 3 Sechs unterschiedliche Kaimauertypen und ihre Besonderheiten

#### *Hamburg, Predöhlkai 1.-3. Liegeplatz (Wasserbauweise)*

Beim Neubau des 1. Liegeplatzes (LP) am Predöhlkai handelt es sich um eine sogenannte Wasserbaustelle, bei der nach vorhergehendem Bodenaustausch die Tragbohlen und Reiberohre mit hoher Energie in die Hafensohle im Wasser freistehend eingetrieben werden. Als Besonderheit beim Predöhlkai 1.-3. LP werden Klappanker am Kopf der Wand eingehängt und die untere Hälfte der Ankertafel zur ersten Lagesicherheit einvibriert. Danach wird als Erstes gezielt die Ankertafel mit Sand überspült und erst danach die gesamte Kaikonstruktion mit Sand hinterfüllt. Noch vor Beginn des Überbaus werden somit die Wand und die Anker mit ca. 2/3 der Endbelastung beansprucht. Die Schräganker erfahren bei dieser Wasserbauweise erheblich größere Durchbiegungen infolge Sandeinspülung und nachfolgender Setzungen durch die Rammung der Kaiplattenpfähle. Messungen am Europakai 3. LP zeigten Durchbiegungen bis zu 40 cm. Der Neubau des Predöhlkais wird vor die vorhandene Kaianlage gesetzt (vgl. Abb. 5).

## Kaimauer - Regelquerschnitt

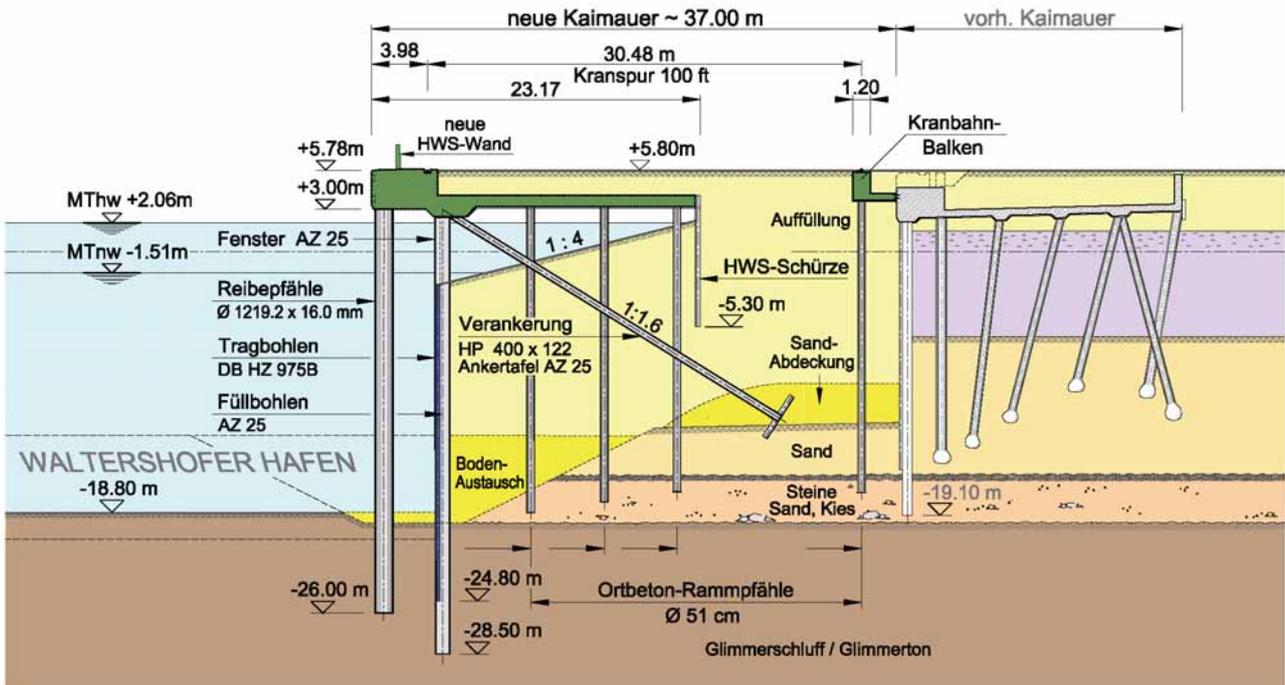
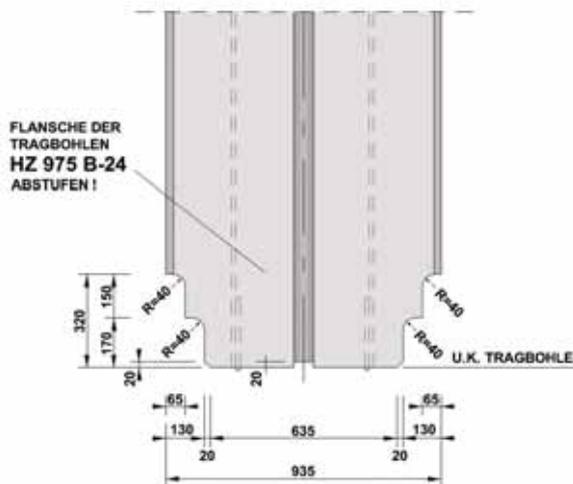


Abbildung 5: Regelquerschnitt Predöhlkai 1. LP [Strom- und Hafengebäude, 2005]

### FUSSAUSBILDUNG IM FLANSCH



### FUSSAUSBILDUNG IM STEG

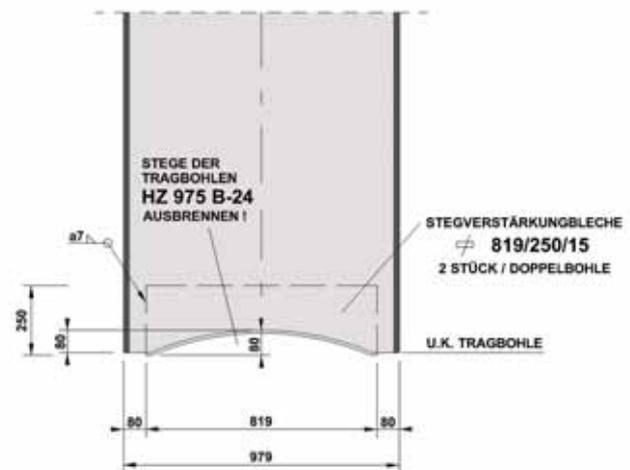


Abbildung 6: Beispielhafte Weiterentwicklung in der Fußausbildung [Tworuschka, 2005]

## Hamburg, Burchardkai 1.-4. Liegeplatz (Wasserbauweise)

Als Besonderheit beim Neubau der Liegeplätze 1-4 am Burchardkai ist die Einbeziehung der vorhandenen Konstruktion zu sehen. Aufgrund der nicht tief einbindenden Pfahlgründung der alten Kaianlage, können die Schrägpfähle der neuen Kaianlage darunter durch gerammt und die Kaiplatte an die bestehende Kaimauer angeschlossen werden. In der Trasse der gemischten Spundwand wurde der Boden gezielt in Rohren (Durchmesser: 1,72m) ausgetauscht.

Der hintere Kranbahnbalken wird fugenlos hinter der alten Kaimauer gegründet.

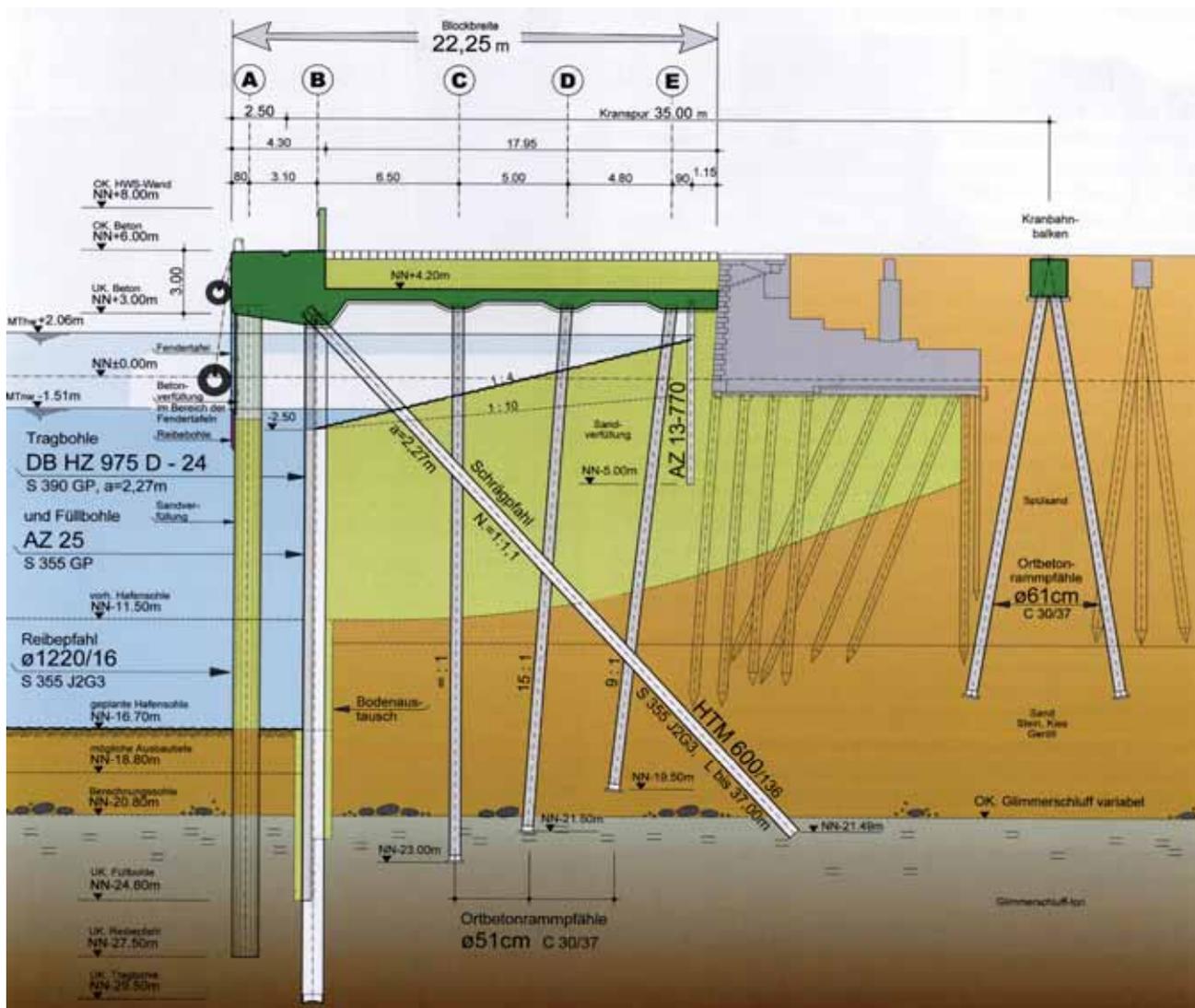


Abbildung 7: Regelquerschnitt Burchardkai 2. LP [HPA, 2008]

### Hamburg, Europakai 3.-5. Liegeplatz (Wasserbauweise)

Am Europakai wurde, entgegen der üblichen Planungen, die Hauptwand mit einer Neigung von 10:1 angeordnet. Diese Neigung setzt die Kolkgefahr, hervorgerufen durch die Strahlruder der Containerschiffe, herab. Der größere Teil des Schwallts wird nach oben abgeleitet. Der dadurch gewonnene Vorteil verursacht jedoch auch höhere Baukosten.

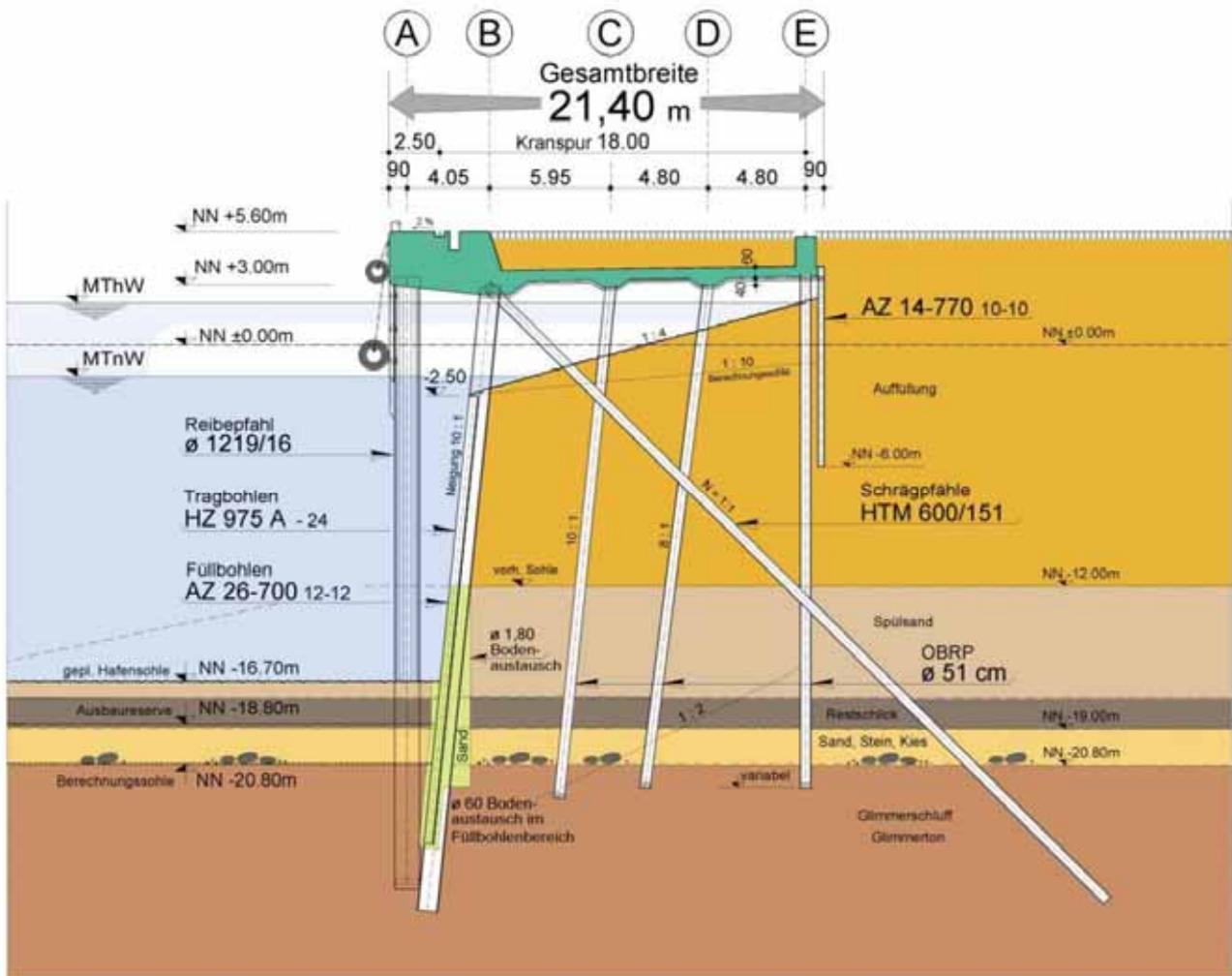


Abbildung 8: Regelquerschnitt Europakai 5. LP [Höhmann et al., 2009]

### Bremerhaven, CT I-III und 4 (Wasserbauweise)

Die Besonderheit der Containerkaje in Bremerhaven liegt in der Lage an der Wesermündung und der Angriffsfläche nach Westen. Durch die vorherrschende Windrichtung ist mit erheblicher zusätzlicher Beanspruchung durch Wellenschlag auf die Konstruktion zu rechnen. Durch die Anordnung einer Wellenkammer wird die Energie der Wellen reduziert und Wellenüberschläge auf die Kaje vermieden.

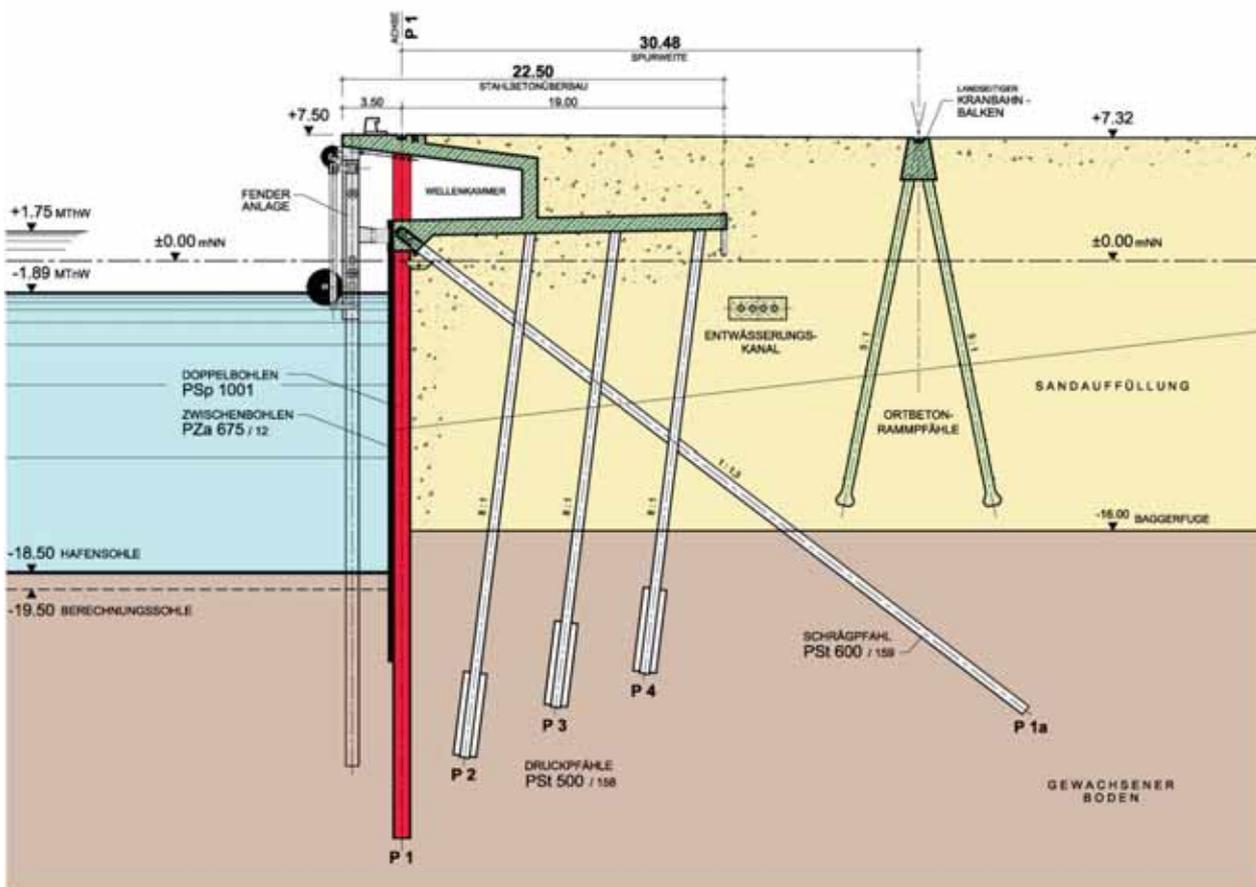


Abbildung 9: Regelquerschnitt CT4 in Bremerhaven [Vollstedt und Woltering, 2008]

## Wilhelmshaven, JadeWeserPort (Wasserbauweise)

Der Querschnitt des JadeWeserPorts entspricht größtenteils der 'Hamburger Bauweise'. Allerdings ist hier hervorzuheben, dass die Böschung unterhalb der Kaiplatte flach ausgebildet wird, um somit eventuelle Nachbaggerarbeiten einzusparen. Das Gewicht des Massiven Kaikopfes wird durch die Anlage eines Versorgungskanals reduziert.

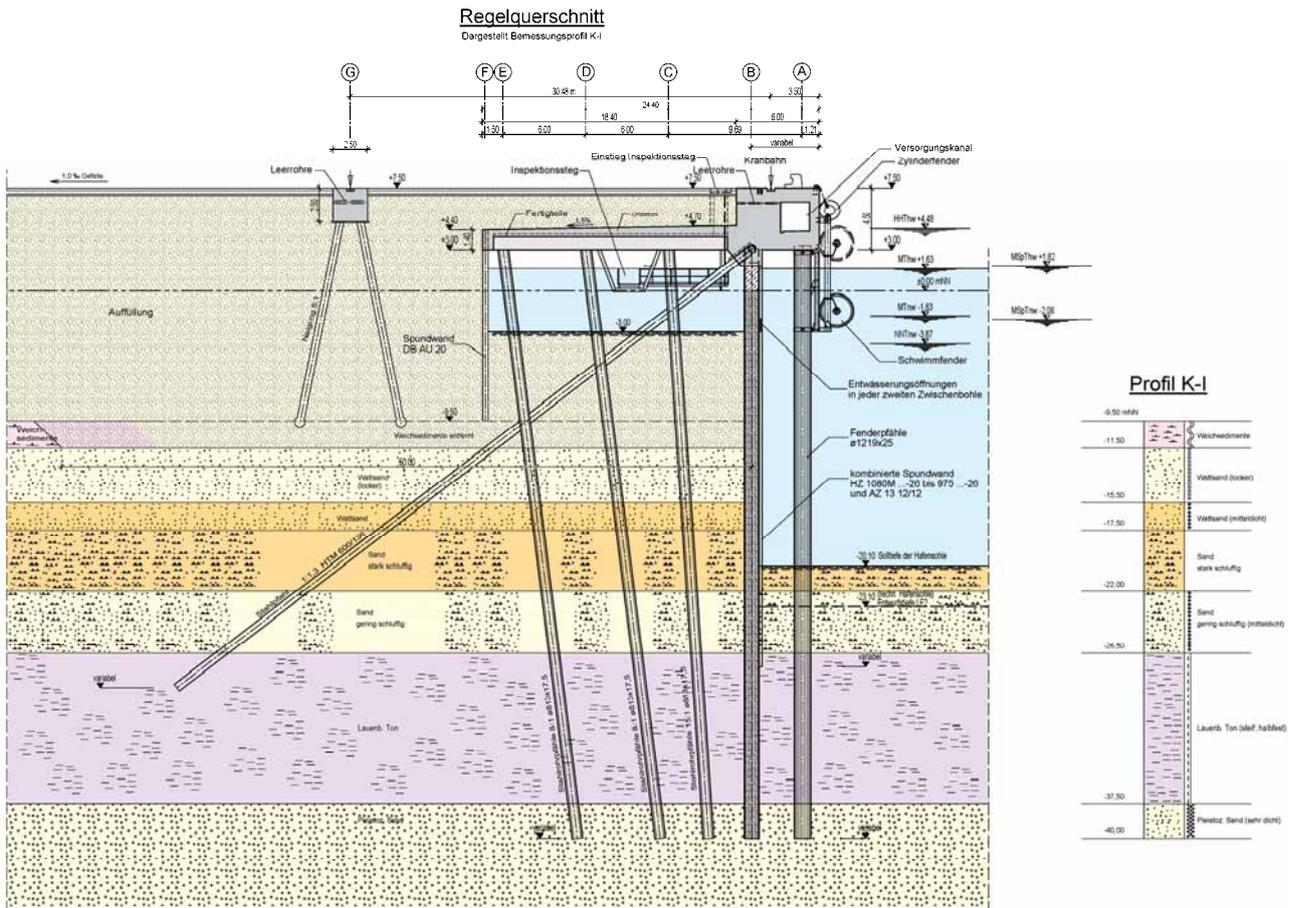


Abbildung 10: Regelquerschnitt JadeWeserPort [JWP, 2009]

## Hamburg, CT Altenwerder (Landbauweise)

Im Gegensatz zur Wasserbauweise werden bei der Landbauweise wie in Altenwerder die Tragbohlen der Wand in einen Schlitz eingestellt und nur wenige Meter zur besseren Vertikallastaufnahme gerammt. Der auf Mantelreibung tragende Schräganker wird in den gewachsenen Boden gerammt. Durch die Abbaggerung des Bodens vor der Wand nach der kompletten Herstellung der Konstruktion ergeben sich im Vergleich zu einer Wasserbaustelle andere Tragverhältnisse. Dieses fand auch Berücksichtigung bei der Bestimmung der Erddruckumlagerung in der EAU 2004, Kapitel 8.2.2.3.

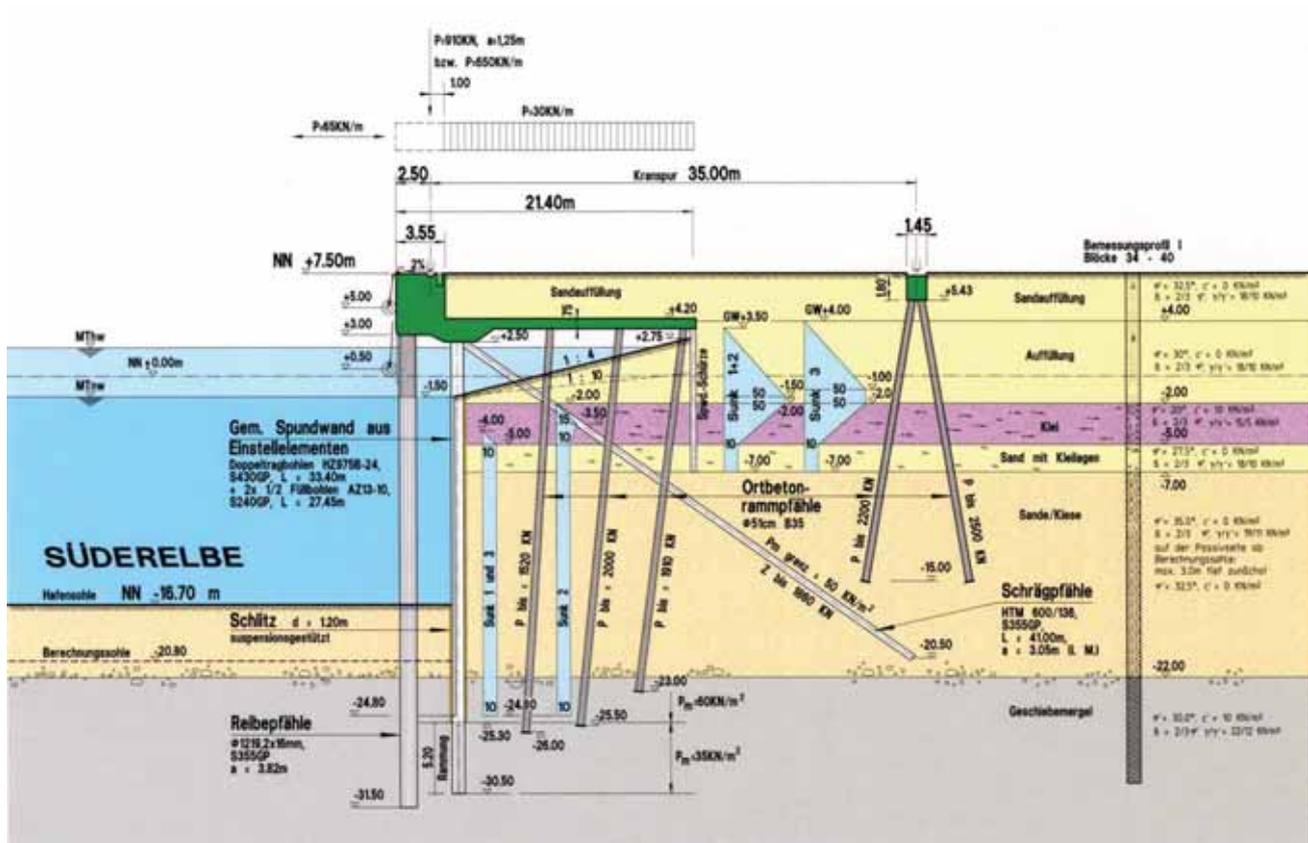


Abb. 11: Querschnitt CT Altenwerder [Strom- und Hafenubau, 1999]

## 4 Geotechnisches Messkonzept

Seit mehreren Jahrzehnten führt das IGB-TUBS geotechnische Messungen und numerische Berechnungen an Kajeubauwerken in Norddeutschland aus. Hierzu zählen die Bestimmung der Spannungen und Verformungen im Boden sowie in der Konstruktion. Zahl-

reiche Kaikonstruktionen wurden oder werden zudem mit Hilfe der Methode der Finiten Elemente oder Finiten Differenzen modelliert, die Verformungen und Beanspruchungen prognostiziert und anhand der Messergebnisse verifiziert.

Mit den aus den Untersuchungen gewonnenen Erkenntnissen konnten die geforderten Sicherheiten nachgewiesen werden. Ebenso konnten die Erkenntnisse dazu genutzt werden, Konstruktionen oder Bauverfahren zu modifizieren und dadurch die Baukosten zu mindern.

Die wichtigsten messtechnischen Fragestellungen bei der Beurteilung des Spannungs-Verformungs-Verhaltens einer Kaikonstruktion ist die Erfassung der auf die Wand wirkenden Erd- und Wasserdrücke, des stützenden Erddrucks vor der Wand, der Wandverformung, des Normalkraftverlaufs und der Durchbiegung der Schräganker. Hinzu kommt am Predöhlkai die Bestimmung des Spannungsverhaltens des Klappankerfußes.

Zur Bestimmung der Entwicklung von Ankerkräften wurden bisher an den Ankerköpfen sowie mit erheblichem Aufwand an tiefer liegenden Stellen Dehnungsmessstreifen (DMS) appliziert. Da in Altenwerder aufgrund des inhomogenen Baugrundes und der erforderlichen großen Länge der Schräganker die Bestimmung der Mantelreibung über die gesamte Länge von Interesse war, wurde hier zum ersten Mal die Entwicklung der Normalkraft im Anker an jedem Meter seiner Länge bestimmt.

Gemessene Durchbiegungen der Schräganker an der Wasserbaustelle Europakai infolge der Hinterfüllung und der Herstellung der Kaiplattenpfähle wiesen hohe Beanspruchungen des Ankers nach. Nach Umstellen des Pfahleinbringverfahrens von Rammen auf Drehbohren konnten die Durchbiegungen vermindert werden [GATTERMANN, 1999]. Bei der Landbaustelle CT Altenwerder ist die gemessene Ankerdurchbiegung aufgrund des gewachsenen Bodens erwartungsgemäß nicht sehr groß. Die Durchbiegung infolge der Herstellung der Ortbetonrammpfähle wurde dort mit maximal 3 cm festgestellt [GATTERMANN et al., 2005].

Einen Überblick bezüglich Auswahl und Einbau von Messgebern an den vom IGB-TUBS messtechnisch begleiteten Konstruktionen gibt Tabelle 1.

Tabelle 1: Vom IGB-TUBS untersuchte Kaimauerbauwerke

Fertigstellung	Bezeichnung / Tätigkeiten / Veröffentlichungen	Länge [m]	Geländesprung* [m]
1992	O' Swaldkai West, Hamburg Inklinometer, Gleitmikrometer, Erd- und Wasserdruck, DMS, Betonspannung, 3D FE-Modell, [MAYBAUM, 1996]	190	21,00
1995	Burchardkai 8. Liegeplatz (LP), Hamburg Inklinometer, Erd- und Wasserdruck, Dehnungsmessstreifen (DMS), Modellversuchsstand 1:20, [GATTERMANN, 1998]	335	24,50
1997	Container Terminal (CT) III, Bremerhaven Inklinometer, Erd- und Wasserdruck, DMS, Setzungsmessungen, Tragfähigkeiten, [STAHLHUT, 2000]	700	27,00
1997	Predöhlkai 6. LP, Hamburg Inklinometer, DMS, hochpräzise geodätische Kopfpunkteinmessung, [STEGNER und GATTERMANN, 1998]	300	23,30
1998	Verlängerung Europakai, Hamburg Inklinometer, DMS, [GATTERMANN, 2001]	290	23,60
1998	Burchardkai 1. LP, Hamburg Inklinometer	368	24,50
1999	Predöhlkai 7. LP, Hamburg Inklinometer	300	25,10
2001	CT Altenwerder 1.+ 2. LP, Hamburg Inklinometer, Gleitmikrometer, Erd- und Wasserdruck, DMS, Tragfähigkeiten, 3D FE-Modell, [GATTERMANN et al., 2005], [BERGS, 2005]	947	28,30
2002	CT IIIa, Bremerhaven Inklinometer, Tragfähigkeiten, 3D FD-Modell, [FRITSCH et al., 2005]	340	27,00
2003	CT Altenwerder 3. + 4. LP, Hamburg Inklinometer, Gleitmikrometer, Erd- und Wasserdruck, DMS, Tragfähigkeiten, 3D FE-Modell, [GATTERMANN et al., 2005], [BERGS, 2005]	615	28,30
2005	Predöhlkai 1. LP, Hamburg Inklinometer, Gleitmikrometer, Erd- und Wasserdruck, DMS, 3D FE-Modell, [GATTERMANN et al., 2005]	440	26,48
2005	Probefeld JadeWeserPort, Wilhelmshaven, Tragfähigkeiten, Wandverformung, 3D FD-Modell	40	-
2008	CT 4, Bremerhaven Tragfähigkeiten, Inklinometer, 3D FD-Modell, [FRITSCH et al., 2005], [FRITSCH, 2008]	1700	27,00
2011	JadeWeserPort, Wilhelmshaven Inklinometer, DMS, Erd- und Wasserdruck, Tragfähigkeiten, 3D FD-Modell	1725	30,60
2010	Europakai, 5. LP, Hamburg Inklinometer, DMS, Tragfähigkeiten, 3D FD-Modell	430	26,50

\* Geländesprung: Höhe Kaimauerkopf - Tiefe Berechnungshafensohle

## Schräganker

Bei einer Land- wie bei einer Wasserbaustelle werden zur Rückverankerung der Spundwand zur Aufnahme der horizontalen Lasten Schrägpfähle eingebracht und an die Wand angeschlossen. Aufgrund der Ausbildung der Anschlussstelle der Schrägpfähle ist deren Anbindung gelenkig und wird momentenfrei gerechnet. Im Allgemeinen treten daher die maximalen Normalkräfte am Anschlusspunkt auf und werden sukzessive über die Mantelreibungsfläche entlang der Pfahlachse reduziert.

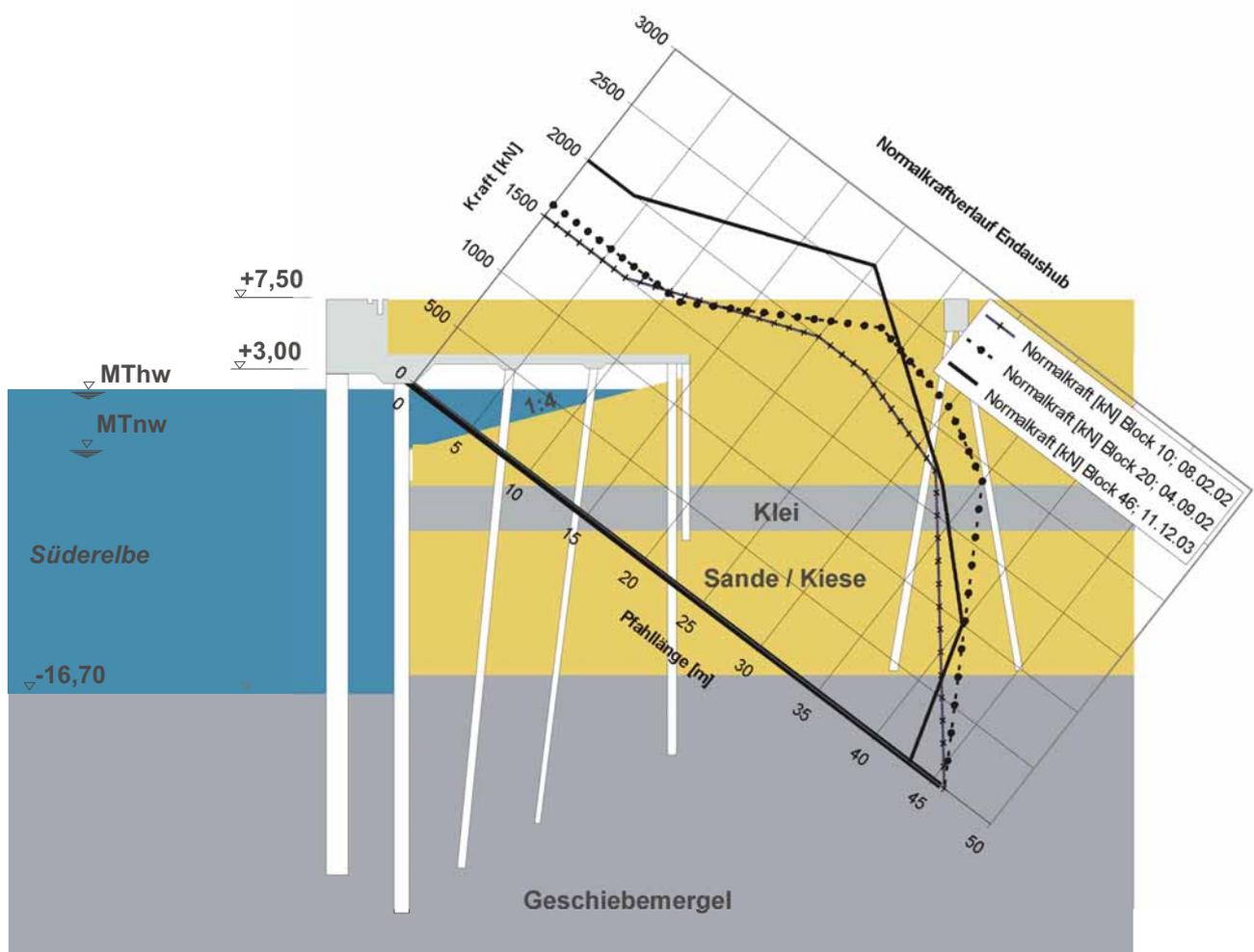


Abbildung 12: Gemessene Normalkraftverläufe zum Zeitpunkt des Endaushubs

Aus dieser Annahme heraus wurden in der Vergangenheit meistens nur am Kopf des Ankers DMS zur Bestimmung der Normalkraft appliziert. Anhand der erstmalig vom IGB-TUBS durchgeführten Gleitmikrometermessungen an drei Schrägankern in Altenwerder

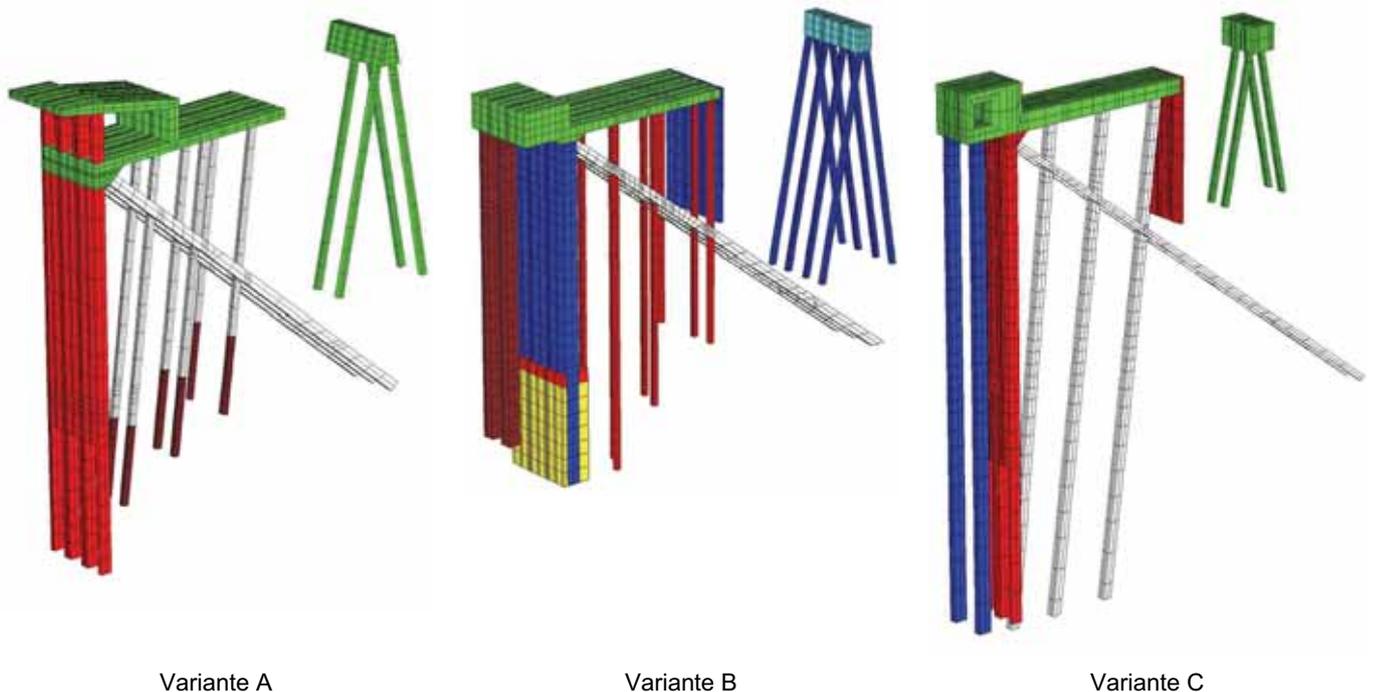
wurde jedoch festgestellt, dass sich der Normalkraftverlauf entlang des Pfahlschafts nicht wie erwartet einstellt (Abb. 12).

Durch die freie Unterwasserböschung bleibt die Normalkraft im Pfahl vom Pfahlkopf bis zum Eintritt in den anstehenden Baugrund konstant. Anschließend steigt die Normalkraft entlang des Pfahls an, was im statischen Sinne einer negativen Mantelreibung entsprechen würde, und erreicht ihren lokalen Extremwert in etwa der Mitte der Ankerlänge. Es existieren bereits verschiedene theoretische Ansätze für dieses spezielle Tragverhalten. Variationsberechnungen haben gezeigt, dass dieses Tragverhalten auch in nichtbindigen Böden und ohne 'Öffnung' der Hauptwand erzeugt werden kann [BOLEY et al., 2004]. Festzuhalten bleibt jedoch, dass dieses Phänomen in Landbaustellen, also in gewachsenen Böden erheblich stärker auftritt, als an hinterfüllten Kaimauern [STAHLMANN et al., 2004]

## **5 Numerische Simulation**

### **5.1 Numerische Modelle und Bauzustände**

Zur Untersuchung des Tragverhaltens von Kajakonstruktionen im norddeutschen Raum sind für die in Abbildung 13 dargestellten Varianten numerische Berechnungen durchgeführt worden. Zum Einsatz kam für die Berechnung der Varianten das Finite Differenzen Programm FLAC3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions) der Firma Itasca. Die Bauteilgeometrien sind vereinfacht und mit äquivalenten Steifigkeiten durchgeführt worden. Das Finite Differenzen Modell besteht aus Brick- und Wedge-Zonen im dreidimensionalen Spannungszustand.



**Abbildung 13: Dreidimensionale Modelle der Tragkonstruktion der betrachteten Varianten**

Die Variante A zeigt eine Kajenkonstruktion mit offener Wellenkammer. Die wasserseitige kombinierte Spundwand besteht aus Doppelbohlen (PSp1001-22) mit einer Länge von 41,0 m und Zwischenbohlen (PZa675-12/23) mit einer Länge von 30,5 m, die mit 45,0 m langen Schrägpfählen (PSt600/159) rückverankert ist. Die vertikalen Lasten aus der Kaiplatte und dem Wellenkammerüberbau werden mit zusätzlichen Kaiplattenpfählen (PSt500/158) mit verstärktem Pfahlfuß abgetragen. Der separate Kranbahnbalken der landseitigen Kranbahn wird mit Ortbetonrammpfählen ( $d = 61$  cm) tiefgegründet. Der Geländesprung zwischen Kaikopf und Hafensohle beträgt 27,0 m.

In der Variante B wird eine Kajenkonstruktion mit einer vorgelagerten Reihe Reibepfähle ( $d = 1,2$  m) dargestellt. Die Gründungstiefe beträgt -32,0 mNN. Hinter den Reibepfählen steht eine kombinierte Spundwand bestehend aus Doppelbohlen (HZ975B-24) mit einer Länge von 40,0 m und Zwischenbohlen (AZ13-10 Spundwandprofil) mit einer Länge von 27,45 m. Die Rückverankerung erfolgt über Schrägpfähle (HTM600/136) mit einer Länge von 45,0 m. Die Kaiplatte ist mit drei Reihen Ortbetonrammpfählen ( $d = 51$  cm) tiefgegründet und schließt mit einer Spundwandschürze (PU 12), die eine Länge von 11,2 m aufweist, ab. Die wasserseitige Spundwand ist unterhalb der Kaiplatte bis -2,0 mNN geöffnet, der Boden ist unterhalb der Kaiplatte mit einem Böschungswinkel von 1:4 ausgeräumt. Der

landseitige Kranbahnbalke ist auf Ortbetonrammpfählen separat tiefgegründet. Zwischen Kaikopf und Hafensohle beträgt der Geländesprung 24,2 m.

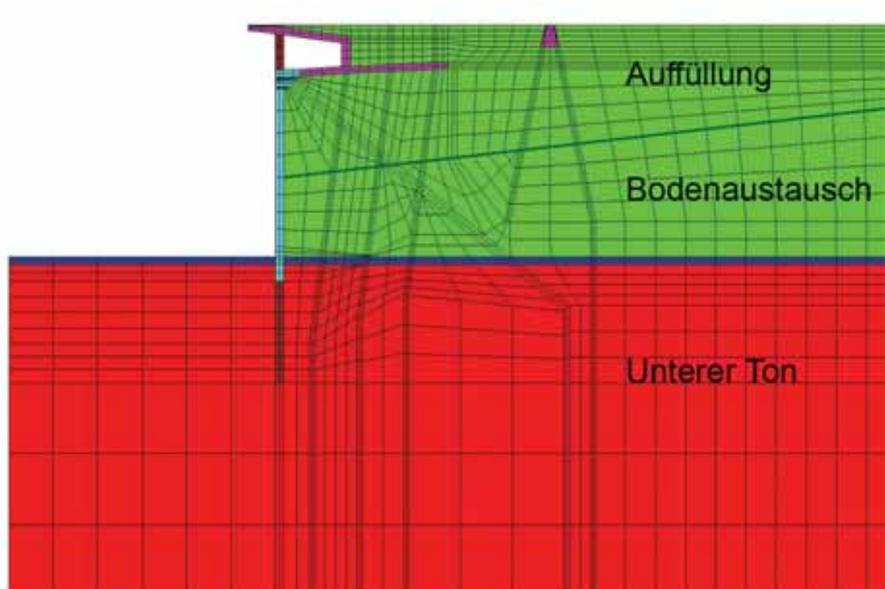
Variante C weist ebenfalls eine vorgelagerte Reihe von Reibepfählen mit einer Gründungstiefe von -43,5 mNN auf. Der Durchmesser beträgt 1,2 m. Die dahinterliegende kombinierte Spundwand besteht aus Doppelbohlen PSp1036S (Gründungstiefe -43,5 mNN) und Spundwandprofilen PZa612 (Gründungstiefe -27,5 mNN). Die Rückverankerung erfolgt über einen Schrägpfahl (PSt600/159) mit einer Länge von 52,0 m. Zusätzlich werden die Lasten aus der Kaiplatte mit drei Reihen Stahlrohrpfählen mit einem Durchmesser von 0,8 m abgetragen. Die Kaiplatte schließt mit einem 13,9 m langen Spundwandprofil (Larssen 605k) ab. Der Boden unterhalb der Kaiplatte ist bis -3,0 mNN ausgeräumt. Die Gründung der separaten landseitigen Kranbahn erfolgt mit Ortbetonrammpfählen (d = 61 cm) auf einer Gründungstiefe von -9,70 mNN). Der Geländesprung beträgt 27,3 m zwischen Kaikopf und Hafensohle.

**Tabelle 2: Bauzustände der betrachteten Varianten**

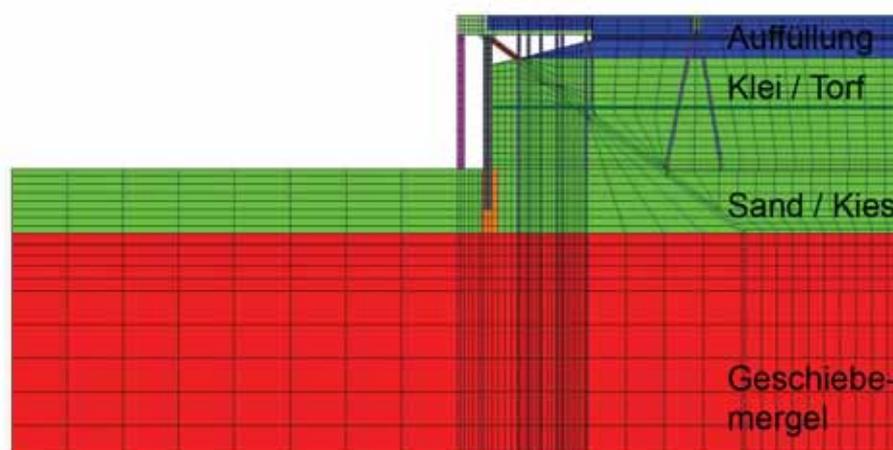
Bauzustand	Variante A	Variante B	Variante C
0	Primärspannungszustand		
1	Herstellung Tragbohlen, Füllbohlen und Schrägpfähle	Herstellung Reibepfähle	Herstellung kombinierte Spundwand
2	Auffüllung bis UK Kaiplatte	Herstellung kombinierte Spundwand	Aushub
3	Herstellung Kaiplattenpfähle	Herstellung Schrägpfähle	Herstellung Schrägpfähle
4	Aufschüttung Kranbahn	Herstellung Kaiplattenpfähle, Spundwandschürze und Kranbahnpfähle	Auffüllung bis UK Kaiplatte
5	Herstellung Kranbahnpfähle	Herstellung Kaiplatte	Herstellung Kaiplattenpfähle und Spundwandschürze
6	Herstellung Wellenkammerfundament	Aufschüttung landseitig (+7,5 mNN)	Herstellung Reibepfähle
7	Herstellung Kranbahnbalke und Wellenkammerüberbau	Abbaggerung wasserseitig (-1,7 mNN), Aushub Raum unter Kaiplatte	Herstellung Kaikopf und Kaiplatte
8	Auffüllung landseitig (+7,5 mNN)	Abbaggerung wasserseitig (-8,2 mNN)	Aushub Raum unter Kaiplatte
9			Kranbahnpfähle, Kranbahnbalke
10	Abbaggerung wasserseitig (-19,5 mNN - Hafensohle)	Abbaggerung wasserseitig (-16,7 mNN - Hafensohle)	Abbaggerung wasserseitig (-19,8 mNN - Hafensohle)
10a		Abbaggerung wasserseitig (-20,7 mNN - Berechnungssohle)	
11	Verkehrslasten		Verkehrslasten

Wie bereits oben beschrieben, können die unterschiedlichen Varianten in Wasser- und Landbaustellen untergliedert werden. Aus den unterschiedlichen Herstellungsarten und der möglichst realitätsnahen Abbildung ergibt sich die Notwendigkeit, dass in der numerischen Simulation die entsprechenden Bauzustände nach dem Primärspannungszustand berücksichtigt werden (Tabelle 2).

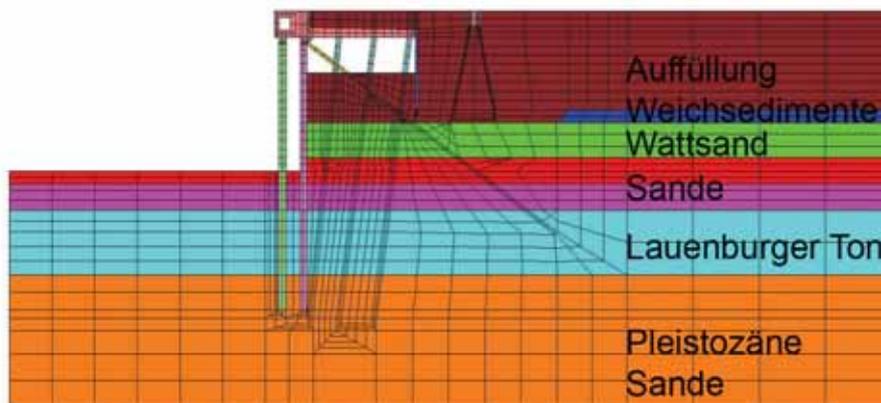
Das Materialverhalten der Bauteile der Kaikonstruktion wird mit dem linear-elastischen Stoffgesetz nach HOOKE abgebildet. Die Umrechnung der Steifigkeiten der einzelnen Tragelemente erfolgt in Anlehnung an die Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6 'Numerik in der Geotechnik' der DGGT in äquivalente Rechteckquerschnitte.



Variante A



Variante B



Variante C

### Abbildung 14: Baugrundaufbau der betrachteten Varianten

Zur Abbildung des Materialverhaltens des Bodens wird das linear-elastische – ideal-plastische Stoffgesetz von Mohr-Coulomb verwendet, da hierfür aus den vorliegenden Baugrundaufschlüssen die Eingangsparameter vollständig abgeleitet werden können. Die Tabelle 3 gibt die berücksichtigten Bodenparameter für die drei betrachteten Varianten an. In der Abbildung 14 werden für die Varianten Schnitte durch den Baugrund dargestellt.

### Tabelle 3: Bodenkennwerte der betrachteten Varianten

Schicht	Wichten $\gamma / \gamma'$	Steifemodul $E_s$	Querdehnzahl $\mu$	Reibungswinkel $\phi'$	Kohäsion $c'$
	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[-]	[°]	[kN/m <sup>2</sup> ]
Variante A					
Unterer Ton	20,0 / 10,0	25.000	0,35	10,0	100
Auffüllung	21,5 / 11,5	100.000	0,35	37,0	0
Variante B					
Klei / Torf	16,0 / 6,0	2.000	0,35	20,0	10
Sand / Kies	18,0 / 8,0	100.000	0,35	30,0	0
Geschiebemergel	22,0 / 12,0	50.000	0,35	27,5	10
Auffüllung	18,0 / 8,0	20.000	0,35	30,0	0
Variante C					
Weichsedimente	16,0 / 6,0	300	0,4	17,5	0
Wattsand	18,0 / 8,0	15.000	0,3	30,0	0
Oberer Sand	20,0 / 10,0	37.000	0,3	27,5	0
Unterer Sand	20,0 / 10,0	11.000	0,3	27,5	0
Lauenburger Ton	18,5 / 8,5	17.000	0,4	15,0	30
Pleistozäne Sande	20,0 / 10,0	92.000	0,3	37,5	0
Auffüllung	19,0 / 9,0	74.000	0,3	32,5	0

## 5.2 Normalkraftverlauf

### 5.2.1 Tragbohle

In der Abbildung 15 ist der Normalkraftverlauf in der Tragbohle für den Bauzustand 10 – Herstellung der Hafensohle – für die betrachteten Varianten dargestellt. Der prinzipielle Normalkraftverlauf in der Tragbohle steigt vom Kaikopf beginnend zunächst durch das Eigengewicht der Konstruktion, dann zusätzlich durch die Reibung des landseitig anstehenden Bodens an. In Abhängigkeit vom Boden können unterhalb der Hafensohle die Normalkräfte durch Mantelreibung abgetragen werden. Ein wesentlicher Anteil der Normalkraft wird als Spitzendruck der Doppelbohle in den Baugrund abgetragen. Die in der Variante B im oberen Bereich der Tragbohle auftretende Zugkraft lässt sich durch die numerische Auswertung und das Verformungsverhalten der Tragbohle im Bereich der Spundwandfenster erklären.

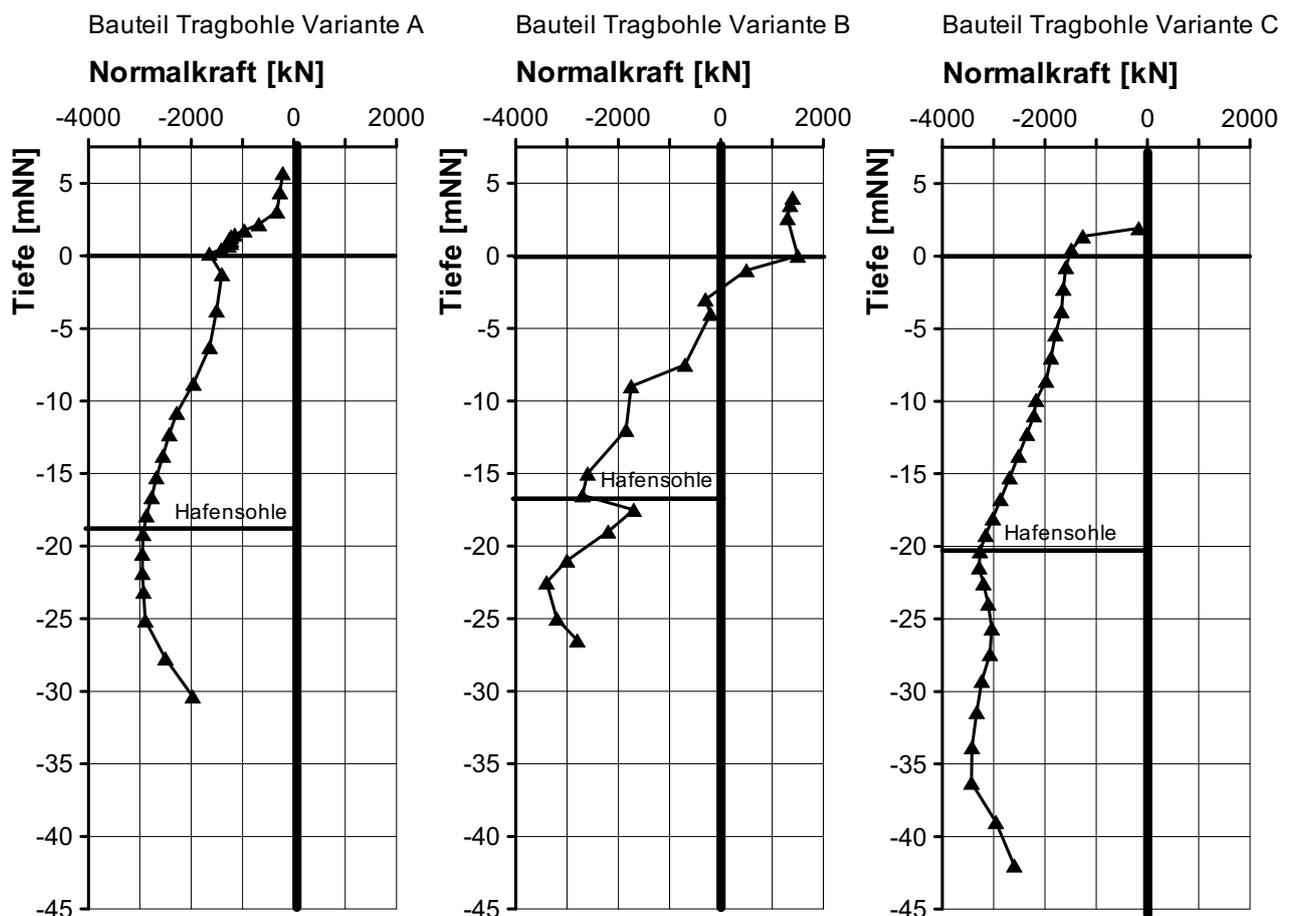


Abbildung 15: Normalkraftverlauf in der kombinierten Spundwand (Bauzustand 10)

## 5.2.2 Schräganker

Die Abbildung 16 zeigt den Normalkraftverlauf im Schräganker für den Bauzustand 10. In den drei betrachteten Varianten wird das Maximum der Normalkraft nicht wie anzunehmen am Pfahlkopf erreicht. Dies wird in der Variante A weniger deutlich als in den Varianten B und C. Hier wird das Maximum der Normalkraft bei 20 m Ankerlänge erreicht. Dies entspricht dem Ende des durch die Kaipfahle und die Spundwandschürze verdübelten Bodenbereichs. Das heißt, dass durch die Verdübelung des Bodens und die mögliche Verschiebung dieses Bodenpakets nach links weitere Zugkräfte in den Schrägpfehl eingetragen werden. Der Abbau der Normalkraft kann erst wirksam erfolgen, wenn der Schräganker diese verdübelten Bodenschichten verlässt. Wie in den Darstellungen deutlich wird, werden die Normalkräfte schließlich über Mantelreibung bis zum Ankerende abgebaut.

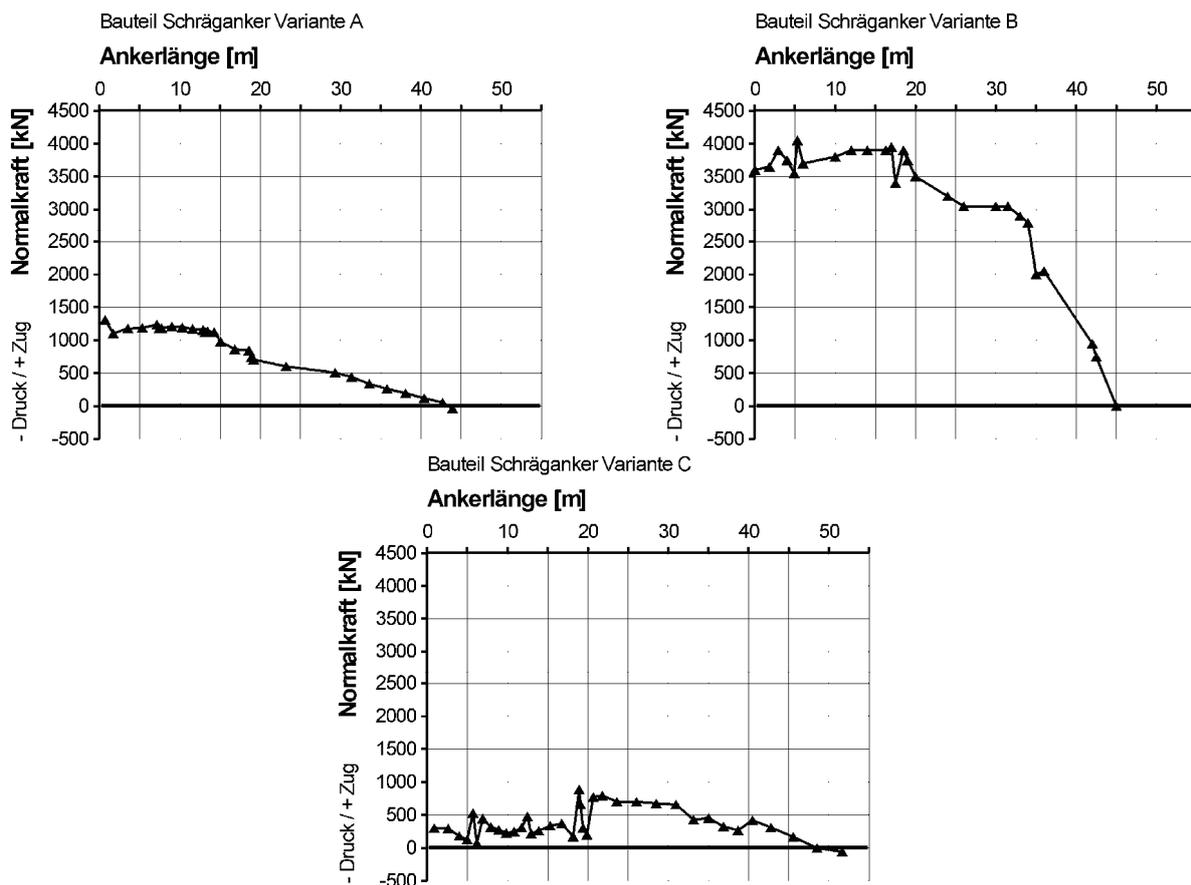


Abbildung 16. Normalkraftverlauf im Schrägpfehl (Bauzustand 10)

### 5.3 Erddruckverteilung

In der Abbildung 17 wird für die betrachteten Varianten die horizontale Erddruckverteilung auf die kombinierte Spundwand in Bauzustand 10 dargestellt. In den Varianten A und C stellt sich an der Tragbohle wasser- und landseitig ein nahezu gleich großer Erddruck ein. Dies deutet in den numerischen Berechnungen daraufhin, dass die Auflagerbedingungen der Tragbohle nicht einer vollen Einspannung entsprechen. Eine mögliche Erklärung wäre, dass in diesen Varianten das gesamte Bodenpaket mit der kombinierten Spundwand und dem Kranbahnbalken nach links verschoben wird. Dies jedoch widerspricht der Annahme, dass der Tragbohlenfuß unverschieblich ist. Die Variante B zeigt hier ein anderes Verhalten. Der aktive Erddruck ist im Vergleich zum passiven Erddruck gering, so dass in diesem Fall von einer unverschieblichen Einspannung als Auflagerbedingung für die Tragbohle ausgegangen werden kann.

Auffällig ist, dass der numerisch ermittelte passive Erddruck in allen drei Varianten unter den analytisch zu erwartenden Ergebnissen liegt.

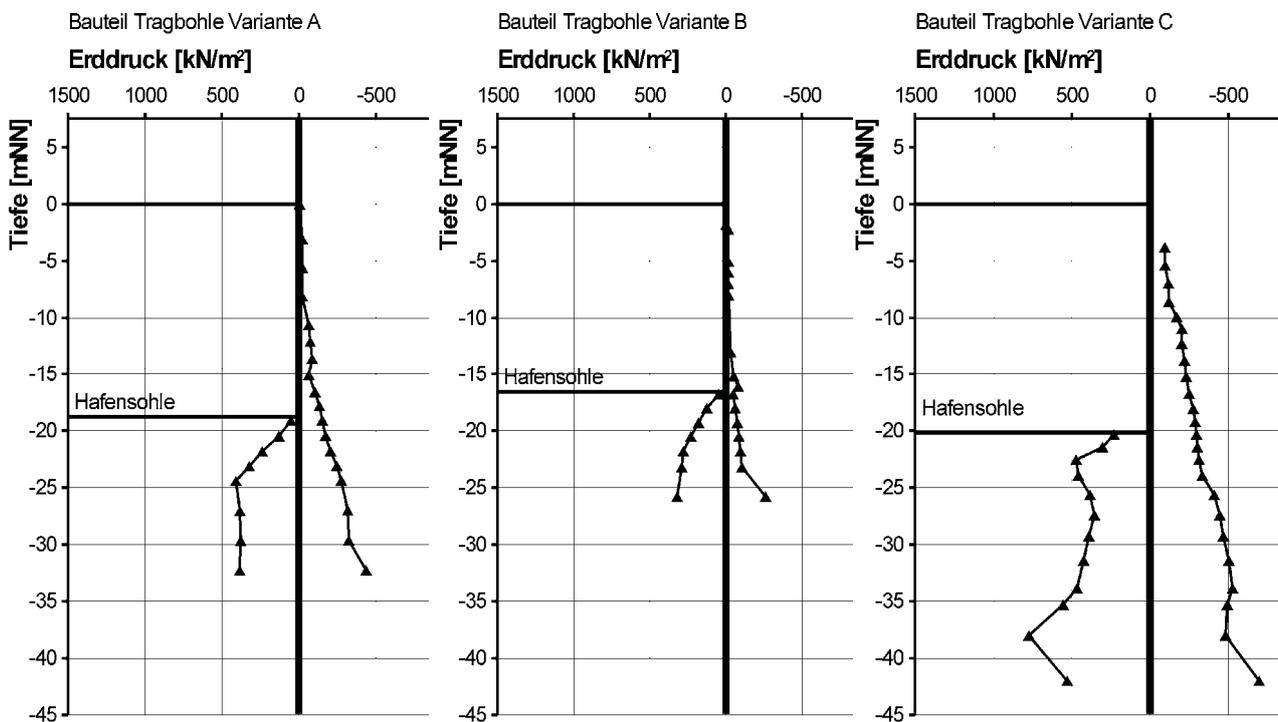


Abbildung 17: Erddruckverteilung der betrachteten Varianten (Bauzustand 10)

## 5.4 Horizontale Verschiebungen der Variante A

Am Beispiel der Variante A werden in den Abbildungen 18 und 19 die horizontalen Verschiebungen für die Bauzustände 10 und 11 dargestellt. Es wird hier deutlich, dass der gesamte durch die Kaiplattenpfähle verdübelte Bodenbereich einschließlich der Tragbohle nach links verschoben wird. Die größten horizontalen Verschiebungen treten unterhalb der Grenze zwischen Bodenaustausch und Auffüllung auf.

Die bereits im vorhergehenden Abschnitt geäußerte Vermutung, dass sich das gesamte Bodenpaket horizontal verschiebt, wird sowohl im Bauzustand 10 als auch 11 bestätigt. Daher ist anzunehmen, dass es sich bei der Auflagerbedingung für die Tragbohle um keine unverschiebliche Einspannung handelt.

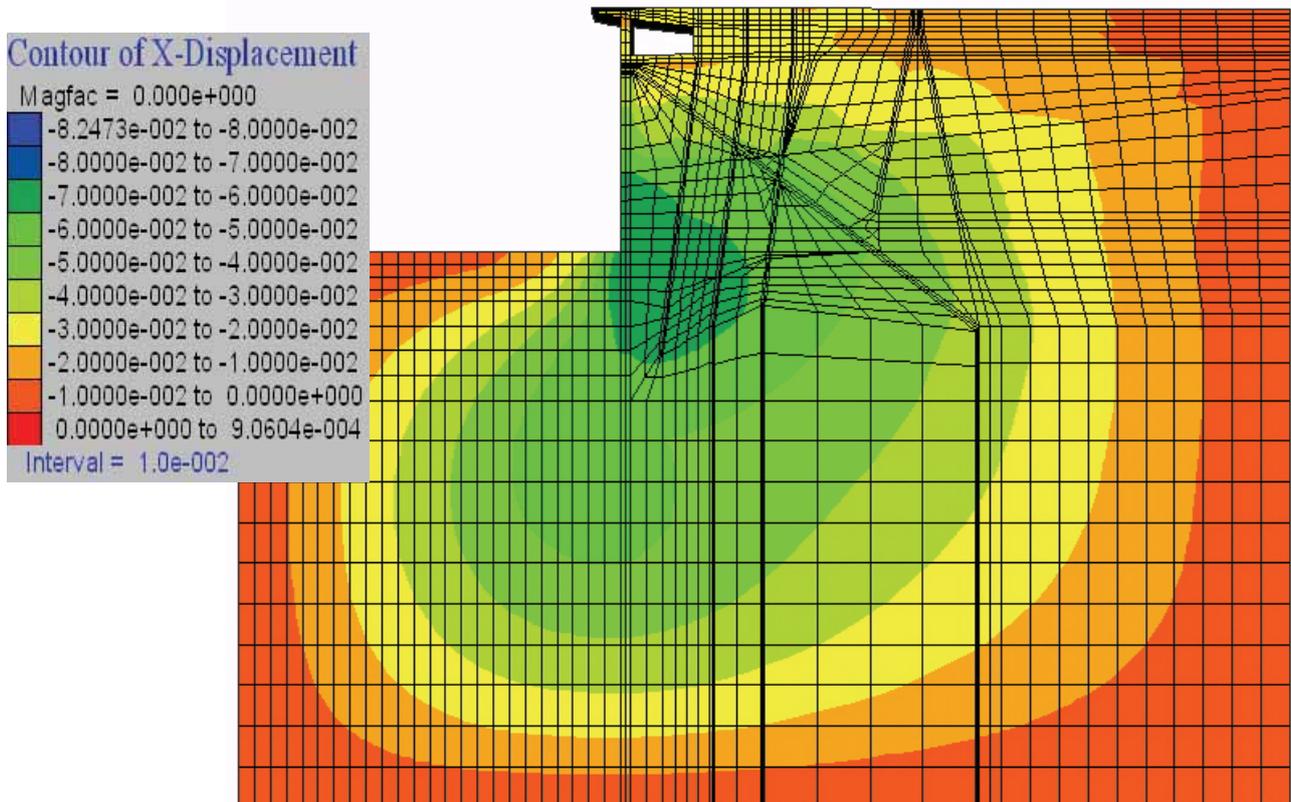
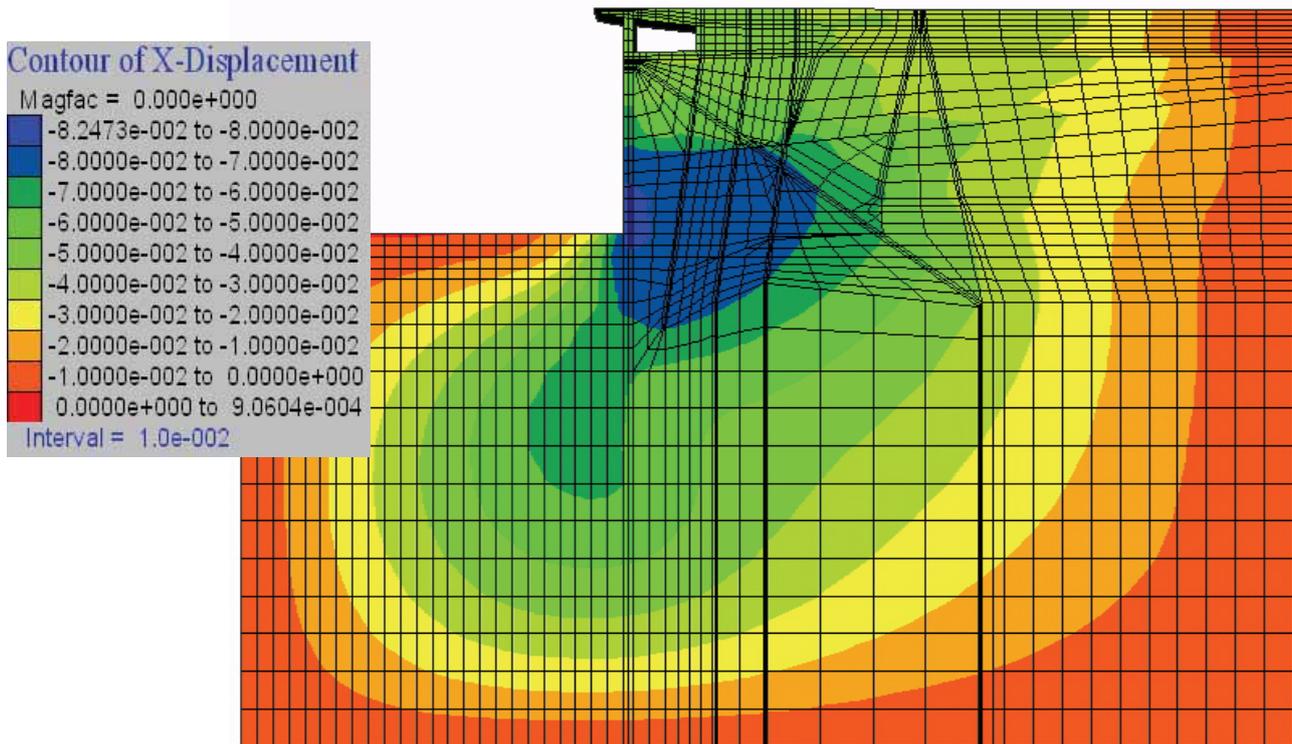


Abbildung 18: Horizontalverschiebungen der Variante A (Bauzustand 10)



**Abbildung 19: Horizontalverschiebungen der Variante A (Bauzustand 11)**

## **5.5 Zusammenfassung der numerischen Simulationen**

Neben der möglichen Erfassung des Tragverhaltens von norddeutschen Kajenkonstruktionen durch geotechnische Messungen ist es ebenso möglich diese numerisch abzubilden. Hiermit wird es möglich, das Tragverhalten besser zu verstehen und die Konstruktionen wirtschaftlich optimieren zu können. Auch können die zu verwendenden Profile besser an die anstehenden Böden und die Bemessungslasten angepasst werden, wenn geeignete numerische Modelle realitätsnahe Variantenuntersuchungen zulassen. Grundsätzlich müssen dafür die numerischen Modelle weiter anhand von geotechnischen Messungen während der Bau- und der Betriebsphase kalibriert werden.

## 6 Literatur

### **Amt für Strom- und Hafенbau, Hamburg (1999)**

Container Terminal Altenwerder, Neubau Kaimauer 1. Bauabschnitt, *Firmenprospekt*

### **Amt für Strom- und Hafенbau, Hamburg (2005)**

Predöhlkai 1. Liegeplatz, Querschnitt Regelblock 8-13, *Firmenprospekt*

### **Bergs, T. (2005)**

Untersuchungen zum Verformungs- und Lastabtragungsverhalten einer Kaikonstruktion, *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig*, **78**, Dissertation

### **Boley, C., Morgen, M., Fritsch, M., Piepenbreier, O., Stahlmann, J. (2004)**

Numerische Untersuchungen zum Einfluss der Erddruckabschirmung durch Pfähle bei Kaimauern, *Kaimauern - Messungen und Numerik*, *Gemeinsamer Sprechtag der Hafенbautechnischen Gesellschaft und der TU Hamburg-Harburg am 01. Juni 2004 in Hamburg*, **7**, S. 131-150, 2004

### **EAU (2004)**

Empfehlungen des Arbeitskreises 'Ufereinfassungen' Häfen und Wasserstraßen, *Herausgegeben vom Arbeitsausschuss 'Ufereinfassungen' der Hafенbautechnischen Gesellschaft e.V. und der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V.*, 10. Auflage, Verlag Ernst & Sohn Berlin, ISBN: 3-433-02852-4, 2005

### **Fritsch, M., Gattermann, J., Stahlmann, J. (2005)**

Nachweis des vertikalen Gleichgewichts von Kaimauern aus dynamischen Probelastungen im Endzustand, *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig*, *Pfahlsymposium 2005*, 24.-25.02.2005 in Braunschweig, **80**, S. 71-86

### **Fritsch, M. (2008)**

Zur Modellbildung der Wellenausbreitung in dynamisch belasteten Pfählen, *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig*, **86**, Dissertation

### **Gattermann, J. (1998)**

Interpretation von geotechnischen Messungen an Kaimauern in einem Tidehafen, *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig*, **59**, Dissertation

### **Gattermann, J. (1999)**

Pfahlrostsystem der Kaiplatte 'Verlängerung Europakai', Hamburg - Änderung des Einbringverfahrens aufgrund geotechnischer Messungen -, *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig*, *Pfahlsymposium 2001*, *Fachseminar: 25./26. Februar 1999*, **60**, S. 407-420

### **Gattermann, J., Fritsch, M., Stahlmann, J. (2005)**

Auswahl- und Einbaukriterien geotechnischer Messgeber zur Bestimmung des Normalkraftverlaufs der Wand/Verankerung bei Kaimauerkonstruktionen und deren Ergebnisse, *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig*, *Pfahlsymposium 2005*, 24.-25.02.2005 in Braunschweig, **80**, S. 21-44

### **Glötzl, F. (1994)**

Digital-Inklinometer - Funktion und Anwendung, *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig*, *Messen in der Geotechnik*, *Fachseminar: 26./27. Februar 1994*, **44**, S. 47-64

### **Hamburg Port Authority, Hamburg (2008)**

Burchardkai, Neubau Liegeplatz 2, *Firmenprospekt*

**Hömann, S., Wolf, C., Lehmann, G. (2009)**

Ausführung des Neubaus 'Europakai LP 5' in Hamburg mit baubegleitendem Messprogramm, *Pfahlsymposium 2009, 19.-20.02.2009 in Braunschweig, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 88, 2009*

**JadeWeserPort (2009)**

JadeWeserPort Realisierungs GmbH & Co. KG, [www.jadeweserport.de](http://www.jadeweserport.de), 2009

**Maybaum, G. (1996)**

Erddruckentwicklung auf eine in Schlitzwandbauweise hergestellte Kaimauer, *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, 52, Dissertation*

**Stahlhut, O. (2000)**

Belastung einer Kaimauer durch wechselnde Wasserstände infolge Tide, *Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, 64, Dissertation*

**Stahlmann, J., Fritsch, M., Gattermann, J. (2004)**

Besonderheiten bei der Lastabtragung moderner Kaianlagen, *Kaimauern - Messungen und Numerik -, Gemeinsamer Sprechtag der Hafentechnischen Gesellschaft und der TU Hamburg-Harburg am 01. Juni 2004 in Hamburg, 7, S. 115-130, 2004*

**Stegner, G., Gattermann, J. (1998)**

Geodätische Punktbestimmung von Inklinometerrohrkopfpunkten zur Bestimmung von Wandfußbewegungen am Burchard- und Predöhlkai, Hamburg, *in Messen in der Geotechnik '98, Fachseminar am 19./20.02.98 in Braunschweig, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 55, S. 351-370*

**Thut, A.; Alonso, E.; Lloret, A.; Amstad, Ch.; Kovari, K.; Lunardi, P. (1999)**

Weltweite Erfahrungen mit dem Gleitmikrometer in der Geotechnik, *Mitteilungen des Instituts für Bodenmechanik und Grundbau der TU Graz, 4, S. 107-132*

**Tworuschka, H. (2005)**

Geplante Bauausführung Containerterminal 4, *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig, Pfahlsymposium 2005, 24.-25.02.2005 in Braunschweig, 80, S. 59-70*

---

Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann  
Akad. Oberrat Dr.-Ing. Jörg Gattermann  
Dipl.-Ing. Christian Missal  
Dipl.-Ing. Jürgen Schmitt

[j.stahlmann@tu-bs.de](mailto:j.stahlmann@tu-bs.de)  
[j.gattermann@tu-bs.de](mailto:j.gattermann@tu-bs.de)  
[c.missal@tu-bs.de](mailto:c.missal@tu-bs.de)  
[j.schmitt@tu-bs.de](mailto:j.schmitt@tu-bs.de)

Institut für Grundbau und Bodenmechanik  
Technische Universität Braunschweig  
Gaußstraße 2, 38106 Braunschweig

[www.IGB-TUBS.de](http://www.IGB-TUBS.de)  
Tel.: 0531 391-2730