

# Verlängerung Baudock II Meyer-Werft, Papenburg Planung und Ausführung der Gründung

Dipl.-Ing. Thomas Garbers,  
Ingenieurservice Grundbau GmbH

Dipl.-Ing. Ralf Carius  
Enders und Dührkop Ingenieurgesellschaft mbH

## **Inhaltsverzeichnis**

1. Einleitung.....	1
2. Baugrubenkonzept .....	4
2.1. Vertikale Baugrubenumschließung.....	4
2.2. Horizontale Baugrubendichtung .....	6
2.2.1. Dichtsohle .....	7
2.2.2. Unterwasserbetonsohle .....	8
3. Pfahlgründung .....	12
3.1. Vorplanung des Gründungskonzeptes .....	12
3.2. Sondervorschlag FRANKI Grundbau .....	15
3.3. Pfahlprobelastungen .....	15
3.4. Ausführung.....	16
4. Schlussbemerkungen .....	20

### **1. Einleitung**

Spezialtiefbau erwartet man zunächst eher in Großstädten und weniger im ländlich geprägten Emsland. Wenn allerdings die Meyer Werft in Papenburg ihre Schiffbaukapazitäten erweitern will, wird es, wie auch an anderen Werftstandorten, baulich anspruchsvoll.

Derzeit teilen sich im Wesentlichen drei Schiffbauunternehmen den Weltmarkt für große Kreuzfahrtschiffe. Dies sind der italienische Staatskonzern Fincantieri, die norwegische Aker-Gruppe und die Meyer Werft in Papenburg an der Ems. Dieser mehr als 200 Jahre alte Schiffbaubetrieb ist immer noch in Familienhand und gilt als deutsches Vorzeigeunternehmen. Mit rd. 2.500 Mitarbeitern in Papenburg ist die Werft der wichtigste Arbeitgeber im Emsland.

Die Herzstücke der Meyer Werft Papenburg bilden das Baudock I und das Baudock II (Bild 1). Aus dem ehemals weltgrößten überdachten Baudock I lief im Jahre 1985 das erste Kreuzfahrtschiff der Werft vom Stapel.

Im Jahr 2000 wurde das noch größere, ebenfalls überdachte Baudock II fertiggestellt. Die rd. 78 m hohe Hallenkonstruktion misst 384 Meter in der Länge und 125 Meter in der Breite (freitragend). Das in der Halle liegende Trockendock ist 362 m lang und rd. 45 m breit. Seine Tiefe ab der Geländeoberfläche beträgt etwa 11 m.

Aufgrund einer gestiegenen Nachfrage nach Kreuzfahrtschiffen wird das Baudock II derzeit um rd. 120 m verlängert. Mit einer Länge von über 500 m wird es somit dann das längste überdachte Baudock der Welt.



**Bild 1:** Luftansicht mit den überdachten Baudocks I (links) und II (rechts)

Die Gründung des bestehenden Baudocks II erfolgte auf Ortbetonrammpfählen System FRANKI (Bild 2). Um die Dockbaugrube trocken ausheben und im Schutze der



**Bild 2:** Rammarbeiten in der ausgehobenen Baugrube im Jahr 2000



**Bild 3:** Innenansicht des fertigen Baudocks II

Spundwände die zur Gründung und Verankerung der Docksohle erforderlichen Pfähle von der Baugrubensohle aus rammen zu können, wurden seinerzeit Spundwände eingerammt und das hoch anstehende Grundwasser mit Schwerkraftbrunnen großflächig abgesenkt.

Eine derartige Vorgehensweise zur Trockenhaltung der Baugrube konnte jedoch für die aktuelle Verlängerung des Docks nicht mehr genehmigt werden. Vor diesem Hintergrund wurden Vorüberlegungen für alternative Baugrubenkonzepte durchgeführt, die im Folgenden zusammengefasst werden. Anschließend werden Details der Pfahlgründung vorgestellt.

## **2. Baugrubenkonzept**

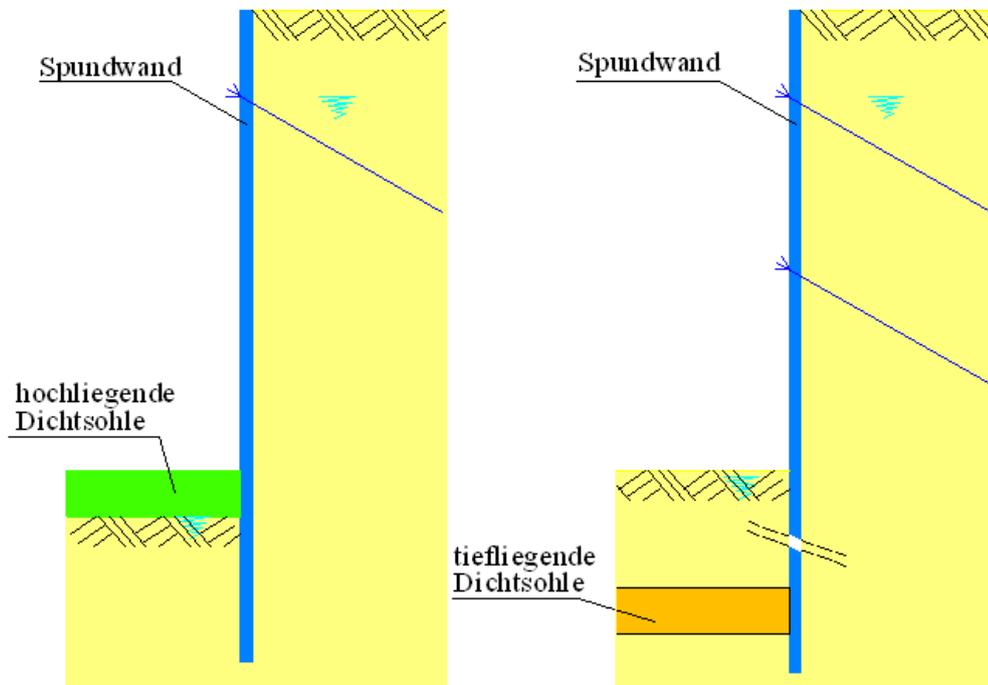
Bei der Planung der ca. 13 m tiefen Baugrube für die Baudockerweiterung war insbesondere der hohe Grundwasserstand zu beachten, der bei Hochwasser der Ems bis nahe der Geländeoberfläche ansteigen kann.

Eine weitere Herausforderung stellte die anstehenden Baugrundsichtung dar. Diese ist durch oberflächennah locker gelagerte fluviatile Sande und Torfe und durch teilweise bis zu 2 weitere Weichschichtenhorizonte gekennzeichnet. Unter den bis rd. 10 m Tiefe reichenden setzungsempfindlichen Schichten folgen stark wasserführende pleistozäne Sande in teils sehr dichten Lagerungen. Für eine "horizontale" Dichtung der Baugrubensohle gegen aufströmendes Grundwasser sind somit in den entsprechenden Tiefen keine natürlichen dichtenden Bodenschichten vorhanden.

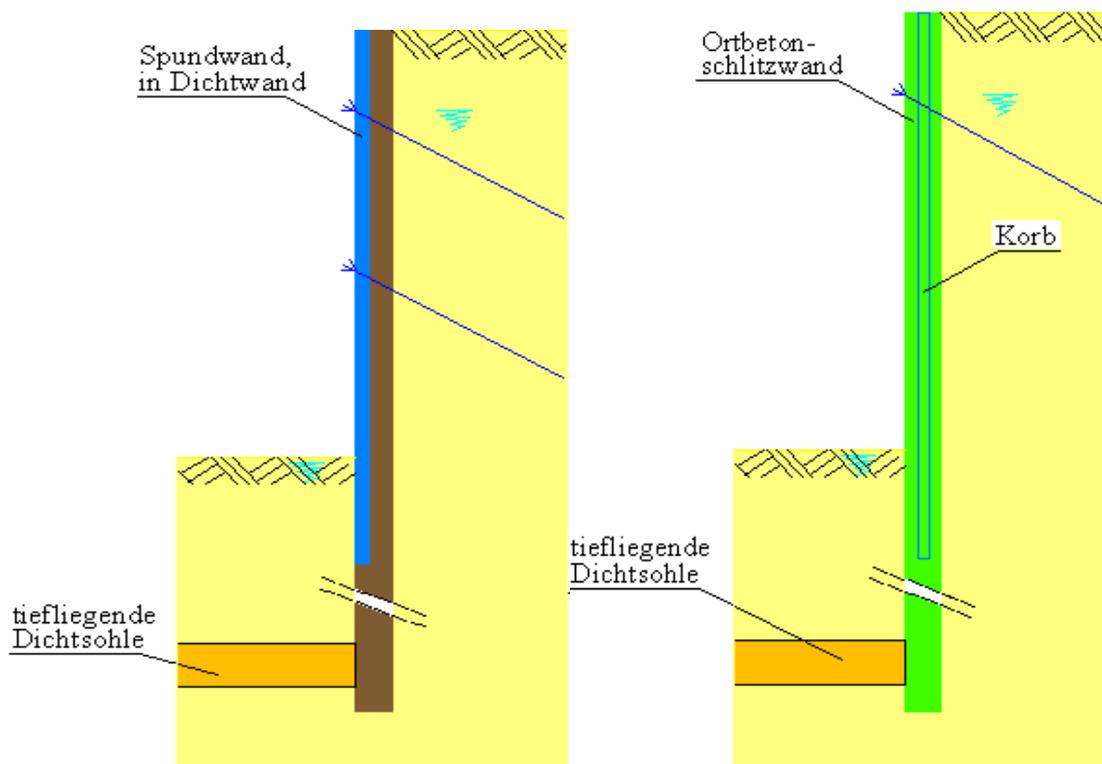
### **2.1. Vertikale Baugrubenumschließung**

Da der bestehende Teil des Baudocks eine Einfassung mit Stahlspundwänden aufweist, wurde aus technischer Sicht ebenfalls ein Spundwandverbau bevorzugt. Wie im Jahr 2000 sollten die Spundwände eingerammt werden. Da sich aber aufgrund der in der Planungsphase stark angestiegenen Preise für Stahl die Kostendifferenz zwischen einer üblicherweise teureren Ortbetonschlitzwand und der Stahlspundwand stark verringert hatte, und weil die Verfügbarkeit von Spundwandstahl in ausreichenden Massen nicht von vornherein sicher war, wurde auch eine Bauvariante mit Schlitzwänden betrachtet. Bei einer Schlitzwand wurde als Vorteil die schnelle und sichere Verfügbarkeit der Baustoffe Bewehrungsstahl und Beton bewertet. Für Stahlspundwände hingegen war nach allgemeinen Anfragen mit sehr langen Lieferzeiten von etwa 24 Wochen zu rechnen. Die

sich jeweils auch in Abhängigkeit von der Art der horizontalen Dichtsohle ergebenden Verbauvarianten sind in Bild 4 + 5 dargestellt.



**Bild 4:** Verbauvarianten mit gerammter Spundwand



**Bild 5:** Varianten der tief liegende Dichtsohlen (mit Spundwand in Dichtwand und mit Ortbetonschlitzwand)

Die wesentlichen Vor- und Nachteile der betrachteten Bauweisen sind der Übersicht halber in Tabelle 1 kurz zusammengefasst. Im Zuge des Vergabeverfahrens ergab es sich, dass ein Bieter kurzfristig Spundwände in ausreichenden Mengen zur Verfügung hatte. Mit der Beauftragung fiel die Entscheidung auf den favorisierten Wandverbau mit Spundwänden.

Tabelle 1: Zusammenstellung der Verbauvarianten

System	Vorteile	Nachteile
Gerammte Spundwand	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ bewährtes System,</li> <li>▪ kostengünstige Einbringung,</li> <li>▪ einfacher Anschluss an die Spundwand Dock II</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ nur in Kombination mit hoch liegender Dichtsohle wirtschaftlich</li> <li>▪ Verfügbarkeit und Preisentwicklung</li> </ul>
Spundwand in Dichtwand	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ bewährtes System,</li> <li>▪ nur statisch erforderliche Spundwandlänge</li> <li>▪ Aushub im Trockenen</li> <li>▪ Baugrubenumschließung in Spundwandtechnik</li> <li>▪ Reduzierung der Leerschlaglängen Pfahlherstellung</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ nur in Kombination mit tief liegender Dichtsohle wirtschaftlich</li> <li>▪ zusätzliche Ankerlage unterhalb des Grundwasserspiegels</li> </ul>
Ortbetonschlitzwand	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ bewährtes System,</li> <li>▪ sowohl mit hoch als auch tief liegender Dichtsohle möglich</li> <li>▪ kurze Lieferzeiten der Baustoffe</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ im Vergleich zu Spundwänden im Hafen-/Wasserbau meist nicht wirtschaftlich</li> </ul>

## 2.2. Horizontale Baugrubendichtung

Neben der vertikalen Abdichtung und dauerhaften Sicherung der Dockbaugrube mit Spundwänden waren für deren horizontale Dichtung gegen aufsteigendes Wasser vorrangig zwei unterschiedliche Varianten denkbar, und zwar:

- 1 eine tief liegende "injizierte" Dichtsohle und
- 2 eine Unterwasserbetonsohle

Vor dem Hintergrund des gewählten Spundwandverbaus und einer erforderlichen verformungsarmen Gründung der Baudocksohle auf Pfählen werden die beiden Varianten nachfolgend erläutert.

### **2.2.1. Dichtsohle**

Bei einer durch Hochdruckinjektion (HDI) hergestellten oder aus Weichgel bestehenden Dichtsohle ist der anstehende Boden hydraulisch gebunden bzw. die Poren mit Gel verfüllt. Durch die so erreichte relative Undurchlässigkeit der Schicht kann die Baugrube in Kombination mit einer Restwasserhaltung im „Trockenen“ ausgehoben werden.

Dichtsohlen können in unterschiedlichen Höhenlagen angeordnet werden. Bei einer üblichen Ausführung liegt die Unterkante einer tief liegenden Dichtsohle in einer auftriebssicheren Tiefe (Bild 5), d. h. dass das Bodeneigengewicht zwischen Aushubsohle und Unterkante der Dichtsohle zur Auftriebssicherung aktiviert wird. Im Falle der Dockbaugrube hätte dies wegen des hoch anstehenden Grundwassers und der großen Aushubtiefe zu erforderlichen Tiefen der Dichtsohle von ca. 27 m unter OK Gelände geführt. Bei der geplanten Ausführung mit gerammten Spundwänden hätten auch diese entsprechend tief einbinden müssen, was rammtechnisch nur mit großem Aufwand und somit mit erheblichen Kosten verbunden gewesen wäre.

Alternativ hätte die Baugrubenwand auch als in eine Dichtwand eingestellte Spundwand oder als Ortbetonschlitzwand ausgeführt werden können (Bild 5). Da bei diesen Varianten aber eine horizontale Stützung der Spundwand auf Docksohlenniveau gefehlt hätte, hätten die H-Lasten aus Erd- und Wasserdruck durch zusätzliche Anker aufgenommen werden müssen. Aufgrund der relativ geringeren Steifigkeit der zur Verfügung stehenden Spundwände wäre hier eine zusätzliche Ankerlage erforderlich gewesen. Da diese Anker weit unterhalb des Grundwasserstandes hätten angeordnet werden müssen, hätte dies eine entsprechend aufwändige Ausführung mit sich gebracht.

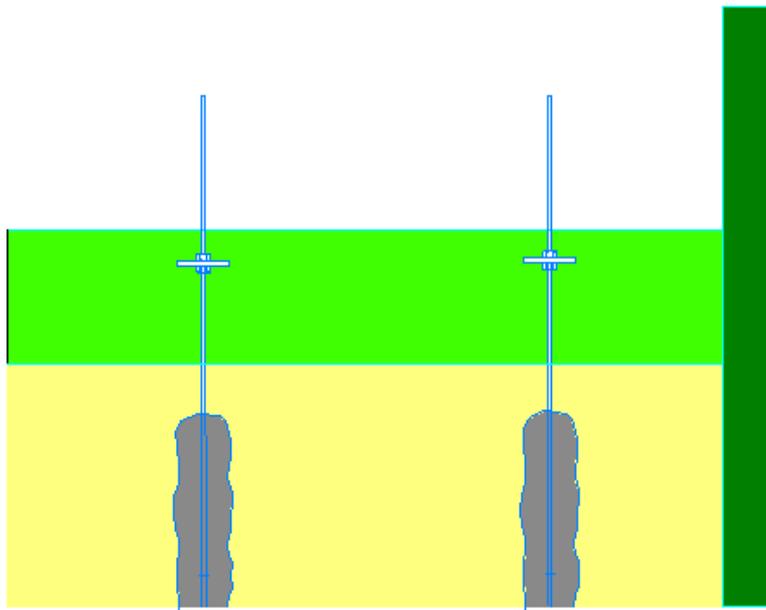
Um die geforderte Wasserundurchlässigkeit der Dichtsohle zu erreichen bzw. um die mit zunehmender Tiefe zu erwartenden Herstelltoleranzen auszugleichen, hätten zudem die Einstich- /Injektionspunkte für die Sohlherstellung in einem entsprechend engen Raster ausgeführt werden müssen. Generell muss die Umweltverträglichkeit einer Dichtsohle sichergestellt und mit der zuständigen Wasserbehörde abgestimmt werden. Dies ist

insbesondere bei Weichgelsohlen relevant. Der Baustoff Weichgel mit Natriumaluminat gilt im Sinne des Bewertungsschemas des Deutschen Instituts für Bautechnik (DIBt) zwar als zulassungsfähig, aber dennoch war die Genehmigungslage für die Baudockgrube als Unsicherheitsfaktor einzustufen. Die Ausführungsvariante mit einer tief liegenden Dichtsohle wurde vor dem Hintergrund der Kosten und der Ausführungsrisiken verworfen.

Bei Herstellung mittels HDI kann auch eine hoch liegende Dichtsohle zur Ausführung kommen. Zur Aufnahme der nicht durch Eigengewicht abgedeckten Wasserauftriebskräfte wäre dann aber eine zusätzliche Verankerung gegen Auftrieb erforderlich. Wie auch bei der hier betrachteten Dockbaugrube, bietet sich diese Variante besonders dort an, wo auch das spätere Bauwerk selbst nicht auftriebsicher ist und die Pfähle auch für den Endzustand genutzt werden können. Die vertikale Verankerung von HDI-Dichtsohlen wird im Allgemeinen mit Kleinverpresspfählen ausgeführt, da sich bei diesem Pfahltyp die günstigsten Anschlussmöglichkeiten an die Bewehrung in Form eines GEWI-Traggliebes bieten. Da mit den Baudockpfählen aber neben den Auftriebskräften auch große Druckkräfte (im Endzustand) abzutragen sind, wäre gegenüber einer Ausführung mit höher tragfähigen Ortbetonrammpfählen eine unwirtschaftlich große GEWI-Pfahlanzahl erforderlich geworden. Neben dem größeren Ausführungsrisiko führte dies dazu, dass auch die Variante mit hoch liegender HDI-Dichtsohle und GEWI-Pfählen nicht weiter verfolgt wurde.

### **2.2.2. Unterwasserbetonsohle**

Bei der Ausführung von Unterwasserbetonsohlen ist in vielen Baugruben schon das Betoneigengewicht zur Auftriebssicherung ausreichend. Wenn das Sohlgewicht wie bei der Baudockgrube jedoch nicht ausreicht, muss eine vertikale Verankerung zur Auftriebssicherung eingebaut werden (Bild 6). Unterwasserbetonsohlen bieten den Vorteil einer unteren Abstützung der Baugrubenwände im maximalen Belastungsfall, sodass durch diese Kombination Kosteneinsparungen möglich sind. In den 1990er Jahren wurden in Berlin eine Vielzahl von tiefen Baugruben mit verankerter Unterwasserbetonsohle ausgeführt. Diese Sohlen wurden meist mit Kleinverpress(GEWI)- oder RI-Pfählen rückverankert. Die Ausführung dieser Pfahltypen kann zeitlich nach dem Unterwasseraushub der Baugrube von einem Ponton aus erfolgen (Bild 7).



**Bild 6:** Baugrube mit verankerter Unterwasserbetonsohle

So kann sichergestellt werden, dass die Aushubarbeiten nicht durch die vorhandenen Pfähle erschwert bzw. die Pfähle beim Aushub nicht beschädigt werden.



**Bild 7:** GEWI-Pfahlherstellung vom Ponton

Aufgrund der begrenzten Tragfähigkeit von GEWI-Pfählen bis ca. 1000 kN wäre, wie schon in Abschnitt 2.2.1 erwähnt, eine sehr unwirtschaftliche Reduzierung des Rasters erforderlich gewesen. Nach entsprechenden Kostenvergleichen wurde daher eine Gründung mit höher tragfähigen Ortbetonrammpfählen angestrebt.

Die Herstellung von Ortbetonrammpfählen erfolgt normalerweise zeitlich vor dem Erdaushub mit entsprechend lang verfüllten Leerschlägen. Die Leerschlaglängen müssten vorliegend dann aber nach dem Erdaushub unter Wasser gekappt werden, um die Bewehrung an den darauf einzubringende Unterwasser- und Konstruktionsbeton der Docksohle sauber anschließen zu können. Eine Pfahlkappung unter Wasser ist aber als denkbar schwierig und schwer kontrollierbar einzustufen. Es wurde daher eine modifizierte Pfahlherstellung geplant, bei der auf das Kappen der Pfahlenden verzichtet werden konnte (s. Abschnitt 3).

Bei Unterwasserbetonsohlen besteht allgemein die Gefahr, dass durch ein ggf. nicht kontinuierliches Einbringen des Betons Undichtigkeiten entstehen. Ein erschwertes gleichmäßiges Einbringen des Betons war vorliegend zudem wegen der in einem relativ engen Raster stehenden Rückverankerungen / Bauwerkspfähle zu erwarten.

Die wesentlichen Vor- und Nachteile der betrachteten Dichtsohlenvarianten sind in Tabelle 2 zusammenfassend aufgeführt. Bzgl. der horizontalen Abdichtung der Baugrube fiel die Entscheidung nach Abwägung der Kosten und Risiken auf eine Unterwasserbetonsohle, die mit Ortbetonrammpfählen verankert bzw. gegründet wird. Auf die Rammpfahlgründung wird in nachfolgendem Abschnitt 3 vertiefend eingegangen.

Tabelle 2: Zusammenstellung der Dichtsohlenvarianten

System	Vorteile	Nachteile
tief liegende Dichtsohle (HDI oder Weichgel)	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ bewährtes System,</li> <li>▪ Aushub im Trockenen</li> <li>▪ Reduzierung der Pfahlleerschlaglängen</li> <li>▪ einfacher Anschluss der Pfähle an die Docksohle</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ geringe erf. Rasterabstände infolge großer Bohrtiefen</li> <li>▪ Baugrubenumschließung in Dichtwandtechnik erforderlich</li> <li>▪ zusätzliche Ankerlage unterhalb des Grundwasserspiegels</li> </ul>
hoch liegende Dichtsohle (HDI)	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ geringere Bohrtiefen</li> <li>▪ Aushub im Trockenen</li> <li>▪ Baugrubenumschließung in Spundwandtechnik</li> <li>▪ Reduzierung der Pfahlleerschlaglängen</li> <li>▪ einfacher Anschluss der Pfähle an die Docksohle</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ rel. hohes Ausführungsrisiko</li> <li>▪ Auftriebspfähle erforderlich (Gewi- oder RI-Pfähle)</li> <li>▪ geringe GEWI-/RI-Pfahlabstände infolge hoher Druckkräfte</li> </ul>
verankerte Unterwasserbetonsohle	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ bewährtes System,</li> <li>▪ nur eine Ankerlage oberhalb des Grundwasserspiegels</li> <li>▪ Abstützung der Baugrubenwand durch Sohle</li> <li>▪ einfacher Anschluss der Pfähle an die Sohle</li> <li>▪ Pfahlherstellung nach Aushub (GEWI- + RI-Pfähle)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Ausführungsrisiko größer</li> <li>▪ Reparaturen bei Undichtigkeiten schwierig</li> <li>▪ Pfahlabstände werden von der UWB-Sohle vorgegeben</li> <li>▪ Aushub unter Wasser,</li> <li>▪ Unterschied Widerstands-Setzungs-Verhalten zum Dock 2 (GEWI- und RI-Pfähle)</li> <li>▪ große Leerschlaglängen</li> <li>▪ Anschluss an die Sohlen (Ortbetonpfähle)</li> </ul>

### 3. Pfahlgründung

#### 3.1. Vorplanung des Gründungskonzeptes

Das bestehende Baudock II (1.BA) ist vollständig auf FRANKI-Rammpfählen mit ausgerammtem Fuß im Raster von etwa 3 m x 3 m gegründet. Um ein möglichst gleichmäßiges Widerstands-Setzungs-Verhalten zwischen den beiden Bauabschnitten zu gewährleisten, sollte auch die Verlängerung der Baudocksohle auf Ortbetonrammpfählen, jedoch nicht zwingend mit ausgerammtem Fuß, gegründet werden. Alternative Gründungssysteme, wie sie für verankerte Unterwasserbetonsohlen eingesetzt werden (Ri-Pfähle, GEWI-Pfähle), schießen aus den in Abschnitt 2.2.2 erläuterten Gründen aus.

Für die Erarbeitung des Gründungskonzeptes wurde von folgenden Höhenverhältnissen bzw. Tiefenlagen und Dicken der Baudock-Unterwasserbetonsohle ausgegangen:

OK Gelände	NN +2,0 m
OK Baudocksohle	NN –8,9 m
UK Baudocksohle	NN –11,7 m

bestehend aus (von oben nach unten):

bewehrter Konstruktionsbeton		d = 1,20 m
unbewehrte Ausgleichsbetonschicht	i.M.	d = 0,10 m
<u>unbewehrter Unterwasserbeton</u>	<u>i.M.</u>	<u>d = 1,50 m</u>
Gesamtdicke Beton		d = 2,80 m

Die Pfähle der Baudocksohle sind in den unterschiedlichen Gebrauchszuständen extremen Lastwechseln ausgesetzt. Bei gelenktem Baudock verursacht der Wasserauftrieb charakteristische Pfahlzugkräfte von rd.  $N_{z1,k} = 510 \text{ kN}$ . Die größte Belastung der Pfähle auf Druck ergibt sich aus dem Eigengewicht eines über Pallungen auf der Sohle abgesetzten Kreuzfahrtschiffs in einer Größenordnung von etwa  $N_{D1,k} = 1.600 \text{ kN}$ . Dabei wurde bereits berücksichtigt, dass die Lasten auf der Baudocksohle zu einem kleineren Teil auch über die flächige Bettungsreaktion des Bodens und zu einem größeren Teil über die Pfähle abgetragen werden („kombinierte Pfahl-Platten-Gründung“). Ein für die Pfahlgründung nahezu neutraler Lastzustand stellt sich ein, wenn das Dock geflutet wird.

Über das Last-Verformungsverhalten von gerammten Ortbetonpfählen unter zyklischen Beanspruchungen in der vorgenannten Größenordnung liegen mit Ausnahme der positiven Erfahrungen in Baudock I und II keine belastbaren Erfahrungswerte vor. Nachfolgend wird daher ein Bemessungsvorschlag für die Ausschreibungsvariante mit Ortbetonrammpfählen (ohne Fuß) vorgestellt.

Anhaltswerte für die Tragfähigkeit zyklisch belasteter Pfähle bietet zunächst die DIN 1054:2005-01, Anhang D, Tabelle D.2. Die Werte gelten vornehmlich für Mikropfähle über Grundwasser. Die Vorgaben der Tabelle liegen für vollverdrängende Systeme auf der sicheren Seite, so dass eine Übertragbarkeit auch auf gerammte Vollverdrängungspfähle zulässig ist.

In der Bemessung soll zunächst die charakteristische Lastspanne, das heißt der gesamte Kraftbereich von der maximalen Zugkraft bis zur maximalen Druckkraft für die Ermittlung des erforderlichen charakteristischen Zugwiderstandes im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2) zugrunde gelegt werden.

Der charakteristische Zugwiderstand im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2) soll zudem bei einer hier anzunehmenden Anzahl von Lastwechseln  $N < 100$  um den Faktor  $1 / 0,8$ , also noch um 25% größer sein als die charakteristische Lastspanne.

Die Werte in DIN 1054:2005-01, Anhang D, Tabelle D.2 wurden für  $N$  1, 100, 1000, 10.000, 100.000 und  $> 1$  Mio. Lastwechsel angegeben. Sie beruhen auf Versuchen, bei denen die Lastwechsel mit relativ hohen Frequenzen, also tendenziell eher wie eine dynamische Beanspruchung aufgebracht wurden. Die Lastwechsel im Baudock hingegen ergeben sich dazu verhältnismäßig langsam, so dass nicht in dem Maße mit vergleichbaren dynamischen Lockerungseffekten des den Pfahl umgebenden Korngefüges und/oder z. B. mit Umlagerungserscheinungen infolge von schlagartig auftretenden Porenwasserüberdrücken gerechnet werden muss.

Aufgrund der unterschiedlichen Herstellweisen ergibt sich zwischen Mikropfählen und Rammpfählen auch ein unterschiedliches Lastabtragungsverhalten. Der Anteil der Pfahldruckkraft, der bei Rammpfählen über den verdichteten Boden am Fuß abgetragen wird, dürfte deutlich größer sein als bei gebohrten und mantelverpressten Mikropfählen.

Vor diesem Hintergrund war es aus geotechnischer Sicht vertretbar, den charakteristischen Zugwiderstand  $R_{2Z,K}$  im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2) bezogen auf die charakteristische Lastspanne zu reduzieren. Voraussetzung für die vorgenommene Reduzierung der Lastspanne war, dass die Ortbetonrammpfähle mindestens bis in eine Tiefe von NN –28 m geführt werden. Nach den vorliegenden Drucksondierungen steigt der Spitzenwiderstand in diesem Tiefenbereich (i.M. NN – 27,8 m) von etwa  $q_c \leq 17,5 \text{ MN/m}^2$  sprunghaft auf Werte von i.M.  $q_c \geq 25 \text{ MN/m}^2$  an, sodass dann ein sehr verformungsarmer Kraftabtrag über den Pfahlfuß gewährleistet wäre.

Der auf o. g. Grundlagen ermittelte charakteristische Zugwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit  $R_{1Z,K}$  (GZ 1B, "Bruchzustand") ist erfahrungsgemäß doppelt so groß wie der charakteristische Zugwiderstand im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit  $R_{2Z,K}$  (GZ 2). Daraus ergibt sich

$$R_{1Z,K} \geq 2 \times R_{2Z,K}$$

Das Konzept sah vor, den so ermittelten Wert  $R_{1Z,K}$ , also die Zugkraft im Bruchzustand, über statische Probelastungen nachzuweisen.

Wie schon erwähnt, liegen über das Last-Verformungsverhaltens von Rammpfählen unter zyklischen Beanspruchungen u.W. keine vergleichbaren Erfahrungswerte vor. Etwaige Lockerungsvorgänge am Pfahlmantel sind, wie schon oben erläutert, wegen der geringen Geschwindigkeit mit denen die Lasten im Baudock wirksam werden und auch in Anbetracht der Gruppenwirkung der Pfähle sowie Erfahrungen mit Schleusenbauwerken eher nicht zu erwarten. Da aber über Jahrzehnte fortschreitende Hebungen nicht vollends ausgeschlossen werden können, wurde sicherheitshalber empfohlen, die Setzungs- und Hebungsvorgänge sowohl der bestehenden als auch der geplanten Baudocksohle in zeitlicher Abhängigkeit zu den sich aus dem Schiffbaubetrieb ergebenden Lastwechseln weiterhin zu beobachten. Bei einem sich abzeichnenden ungünstigen Verformungsverhalten von Pfählen/Pfahlgruppen könnten dann rechtzeitig geeignete Ertüchtigungsmaßnahmen ergriffen werden. Sofern über mehrere Jahre hinweg keine fortschreitenden Hebungen festgestellt werden, kann das Messprogramm ggf. auch wieder eingestellt werden.

### 3.2. Sondervorschlag FRANKI Grundbau

Die Entscheidung bezüglich der Pfahlart fiel auf einen Sondervorschlag mit Ortbetonrammpfählen mit ausgerammtem Fuß nach dem System FRANKI. Beim diesem Pfahlssystem wird aufgrund der Geometrie des Pfahlfußes bzw. wegen der hohen Energie, mit der der Pfahlfuß ausgerammt wird, im Vergleich zum ausgeschriebenen Rammpfahl ohne ausgerammten Fuß, ein höherer Anteil der Druckkräfte im Fußbereich abgetragen. Der FRANKI-Rammpfahl trägt zudem auch die Zugkräfte zu einem vergleichsweise größeren Teil über den ausgerammten Fuß ab, da er aufgrund seiner Form gleichsam einem Spreizdübel wirkt. Vor dem Hintergrund der erforderlichen Minimierung von Setzungsdifferenzen zwischen der Bestandssohle und der neuen Sohle ergab sich der wirtschaftliche Vorteil dieses Pfahltyps somit gegenüber Rammpfählen ohne Fuß aufgrund der möglichen kürzeren Pfahllängen.

### 3.3. Pfahlprobelastungen

Um neben den positiven Ergebnissen der Beobachtung der Baudocks I und II weitere Sicherheit über das Widerstands-Setzungs-Verhalten der Pfähle bei wechselnden Belastungen zu erhalten, wurden im Vorwege zwei statische Probelastungen ausgeführt. Die Ausführung erfolgte mit der Länge der späteren Bauwerkspfähle von der Geländeoberkante aus. Da der Baugrund für die Probepfähle somit etwas ungünstiger war als im Tiefenbereich der späteren Ausführung, konnte auf aufwendige Maßnahmen zur Ausschaltung der Mantelreibung am Pfahlschaft verzichtet werden.

Mit den Teilsicherheitsbeiwerten gem. DIN 1054:2005-01 ergaben sich folgende nachzuweisende Pfahlkräfte:

$$\max. R_{1Z,K} \geq 1,3 * 1,05 * 1,5 * 510 = 1045 \text{ kN (Endzustand)}$$

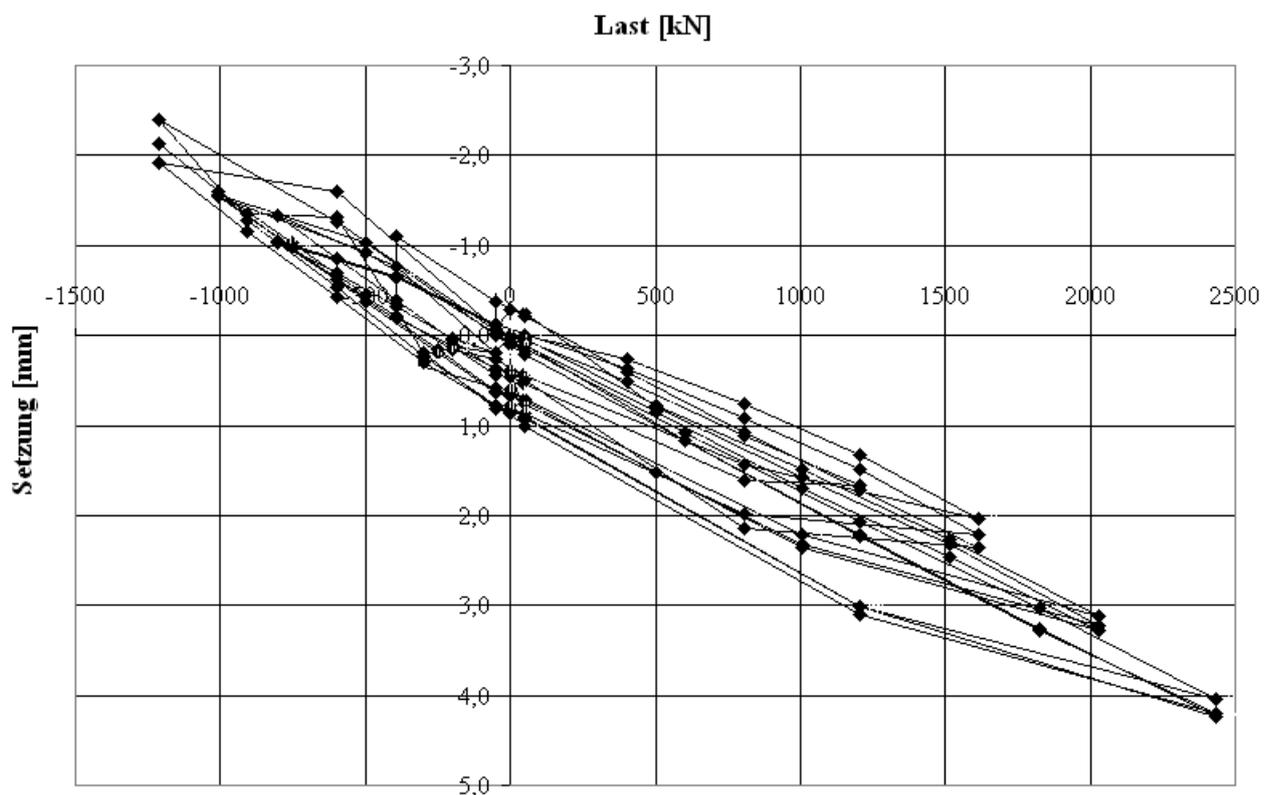
$$\max. R_{1Z,K} \geq 1,3 * 1,05 * 1,5 * 760 = 1557 \text{ kN (Bauzustand)}$$

$$\max. R_{1D,K} \geq 1,2 * 1,05 * 1,5 * 1600 = 3016 \text{ kN}$$

Da die generelle Tragfähigkeit der FRANKI-Rammpfähle für o. g. Kräfte ohne Wechselbeanspruchung ausreichend belegt sind (FRANKI-Fußkurven), sollte im Rahmen der statischen Probelastungen das Verhalten der Pfähle unter den wechselnden Bauwerkslasten überprüft werden. Hierzu wurden insgesamt 10 Lastwechsel, anfänglich

zwischen den Bauwerkslasten, im weiteren Verlauf bis zur maximal möglichen Zugkraft von 1.200 kN bzw. Druckkraft von 2.450 kN simuliert. Auch bei diesen gegenüber den Gebrauchskräften erhöhten Belastungen wurden bei steigender Anzahl der Lastwechsel tendenziell abnehmende Setzungs- bzw. Hebungs-differenzen festgestellt.

Die maximalen Verformungen stellten sich schließlich mit Werten von etwa  $h = 3 \text{ mm}$  (Hebung) und  $s = 4 \text{ mm}$  (Setzung) äußerst gering dar, sodass das Gründungskonzept mit FRANKI-Rammpfählen vor dem Hintergrund der Verformungsanforderungen bestätigt werden konnte. Aufgrund des Belastungsaufbaus war eine höhere Belastung der Pfähle leider nicht möglich. Das Widerstands-Hebungs/Setzungs-Diagramm ist nachfolgendem Bild 7 zu entnehmen.



**Bild 7:** Widerstands-Hebungs/Setzungs-Diagramm der Probebelastung

### 3.4. Ausführung

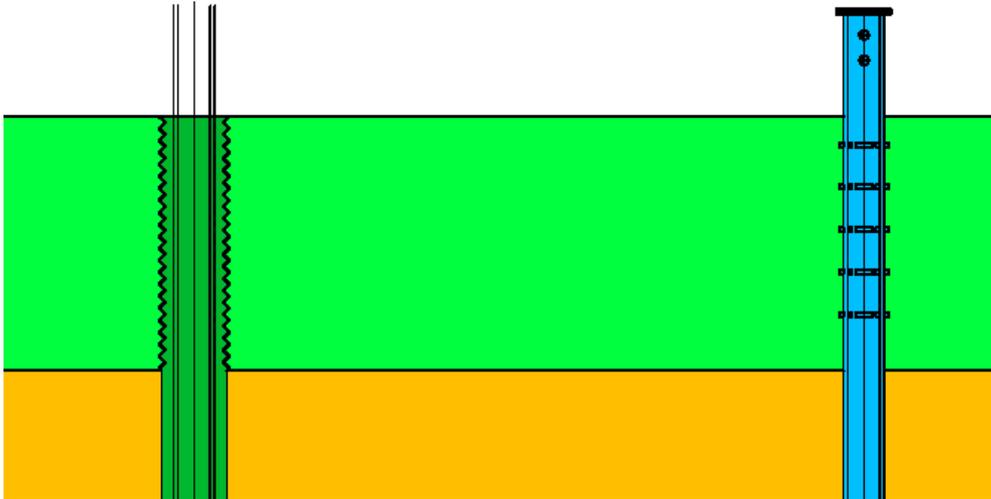
Vor dem Hintergrund dass die Baugrube mit einer Unterwasserbetonsohle horizontal abgedichtet und die Gründung mit Ortbetonrammpfählen ausgeführt werden sollte, waren für die Ausführungsplanung im Wesentlichen folgende Randbedingungen/Anforderungen relevant:

- Pfahlrammung nur von einer trockenen Arbeitsebene rd. 3 m unter OK Gelände aus möglich
- Vermeidung von Betonpfahlschäften im Leerschlagbereich, weil störend für den Unterwasseraushub
- Anschluss der Pfähle sowohl an die Unterwasserbeton- als auch die Konstruktionssohle

Wegen der großen Eigengewichte der Rammgeräte und der dynamischen Belastungen beim Einbringen und Ziehen der Vortreibrohre, konnte die Pfahlherstellung nur vom Land aus, und nicht z.B. von einem schwimmenden Ponton, erfolgen. Die Rammebene wurde somit im Schutze der fertigen Spundwandumschließung und einer Restwasserhaltung auf einer Voraushubebene rd. 3 m unter OK Gelände hergerichtet.

Rammpfähle werden allgemeinüblich mit Stabstahl bewehrt und, um den Betonquerschnitt im Schaftbereich zu gewährleisten, bis zur Rammebene betoniert. Anschließend wird der Schaft bis zur Fundamentunterkante gekappt und die Bewehrung freigelegt. Aufgrund des geplanten Unterwasseraushubes musste diese Vorgehensweise modifiziert werden. Zunächst musste der Leerschlag von der Arbeitsebene bis zur Pfahloberkante anstelle mit Beton mit Kies verfüllt werden. Zudem war zumindest der obere Teil des Pfahlschaftes durch ein voll tragfähiges Tragglied auszubilden, um die Oberkante des Ortbetonschaftes unterhalb der Unterwasserbetonsohle enden lassen zu können. Dieses Tragglied war zudem robust auszuführen, um Beschädigungen beim Unterwasseraushub auszuschließen. Als in den Rammpfahlquerschnitt einzustellende Tragglieder kamen zwei Varianten in Frage, und zwar:

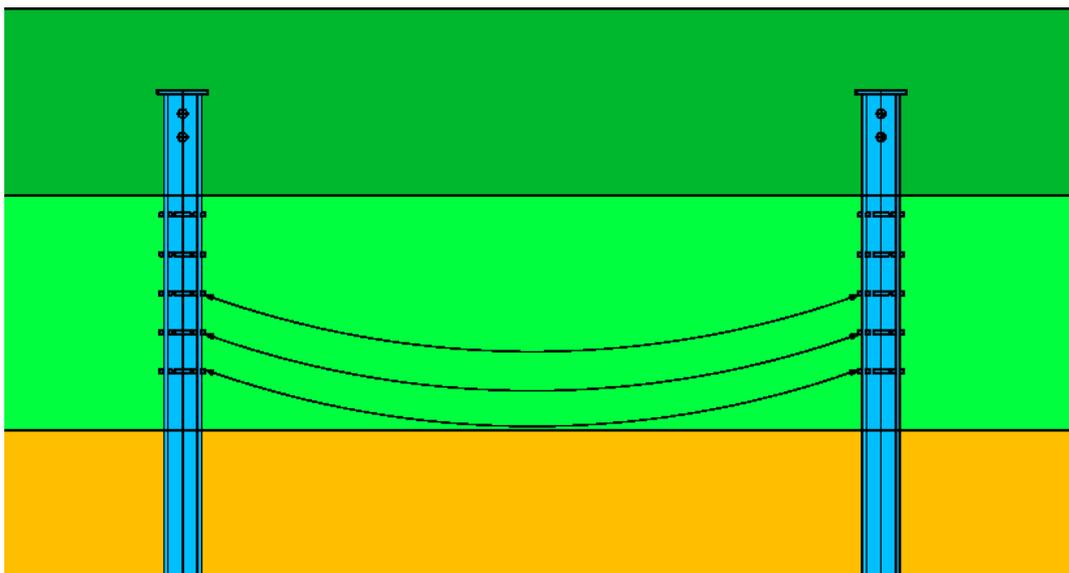
- 1 HEM-Profilstahlträger und
- 2 Fertigteil aus Beton.



**Bild 8:** Traglieder (Beton, Stahl)

Bei der Variante mit Profilstahlträgern handelt es sich um ein schon auf anderen Baustellen in Kombination mit FRANKI-Rammpfählen eingesetztes bewährtes System. Die Anschlüsse an die Unterbeton- und Konstruktionsbetonsohle können zudem relativ einfach vorgefertigt und im Bedarfsfall auch unter Wasser noch ergänzt werden. Als nachteilig war der hohe Stahlpreis zu bewerten.

Bei der Variante mit einem Betonfertigteile ist in erster Linie das hohe Gewicht des Fertigteils und die damit verbundenen gerätetechnischen Probleme nachteilig. Die Ausführung erfolgte daher mit einem Fertigteile aus Profilstahl (Bild 9).



**Bild 9:** Anschluss der HEM-Profile an die Sohlen

Aufgrund des engen Terminrahmens, der zu erwartenden schweren Rammung und des Fertigteiltraggliebes wurde folgende modifizierte FRANKI-Rammpfahlherstellung festgelegt:

- Einrammung der Vortreibrohre mit unterer Abdichtung durch eine Fußplatte mit Kopframmung (Hydraulikrammbär Junttan HK 14a)
- Ausrammung der Pfahlfüße durch Freifallbär (Innenrammung)
- Einstellen des Traggliebes (HEM-Profil)
- Betonieren des Pfahlschafts bis maximal zur Unterkante der Unterwasserbetonsohle
- Ziehen der Vortreibrohre

Die Pfahlherstellung erfolgte im Zusammenspiel zwischen einer hoch leistungsfähigen KC-Ramme für das Einrammen und das Ziehen der Vortreibrohre und zwei FRANKI-Rammen für die Fußherstellung und den Einbau der HEM-Profile (s. Bild 10). Für die Abtragung der Pfahlkräfte von 760 kN (Bauzustand) bzw. 510 kN Zug und 1600 kN Druck wurden insgesamt 645 Pfähle mit einer Länge von ca. 13,5 m zzgl. Leerschlag von ca. 11,0 m ausgeführt (Rammtiefe rd.  $L = 24,5$  m).



**Bild 10:** FRANKI-Rammen und KC-Ramme auf der Arbeitsebene 3 m unter OK Gelände

Die wesentlichen Vor- und Nachteile sowie Risiken der gewählten Bauweise lassen sich nach Abschluss der Arbeiten wie folgt zusammenfassen:

#### Vorteile

- gleiches Widerstands-Setzungs-Verhalten der Pfähle wie die ausgeführten Pfähle des Docks II
- durch den Einbau robuster Tragglieder Vermeidung von Schäden beim Unterwasseraushub
- durch das HEM-Profil Anschluss an Unterwasserbeton- und Docksohle möglich
- Einsatz von geramnten Spundwänden möglich
- keine Ankerherstellung gegen drückendes Wasser
- hohe Tagesleistung aufgrund der gewählten Gerätekombination

#### Nachteile

- schwere Rammung überwiegend durch mitteldicht bis dicht gelagerte Sande (ca. 25 m Rammtiefe)
- erhöhter Aufwand zur Sicherstellung der Lagesicherheit der Tragglieder beim Einbringen, Betonieren und Rohrziehen
- Erhöhter Aufwand zur Sicherstellung der Lagegenauigkeit der planmäßigen Oberkante des Betons des Pfahlschaftes
- erschwerter Unterwasseraushub zwischen den herausstehenden Traggliedern

Im Rahmen der Ausführungsplanung war durch ein umfangreiches Qualitätssicherungsprogramm sicherzustellen, dass die Nachbearbeitung der Pfähle bzw. HEM-Profile durch Taucher auf ein Minimum beschränkt werden konnte.

#### **4. Schlussbemerkungen**

Rückblickend haben sich das geplante Ausführungskonzept und die durchgeführten Qualitätssicherungsmaßnahmen bewährt. So wurde/wurden:

- die geplante Ausführungszeit für die Pfahlherstellung um eine Woche auf 11 Wochen reduziert ,

- an nur 20 Pfählen die Einbautoleranzen der HEM-Profile überschritten, so dass zusätzliche Knaggen für einen einwandfreien Anschluss an den unbewehrten Unterwasserbeton eingebaut werden mussten,
- an lediglich 5 Pfählen ein Abstemmen des Beton erforderlich, da die Betonoberkante innerhalb der Unterwasserbetonsohle lag,
- ein Pfahl mit GEWI-Pfählen ertüchtigt, da nicht zweifelsfrei nachgewiesen werden konnte, dass der Korrosionsschutz für das HEM-Profil durch den Pfahlbeton sicher gestellt war.

Die Dockbaugrube konnte nach Aushärten des Unterwasserbetons mit einer geringen Restwasserhaltung trocken ausgehoben und die Stahlträger für den darauf einzubringenden Konstruktionsbeton inkl. Bewehrung vorbereitet werden (Bild 11). Die Baumaßnahme befindet sich insgesamt im Terminplan, so dass die Werftleitung davon ausgeht, die Dockerweiterung zeitnah in den Schiffbaubetrieb mit einzubeziehen.



**Bild 11:** Blick auf die Unterwasserbetonsohle und die HEM-Profiltragglieder

## **Autoren**

### **Garbers, Thomas, Dipl.-Ing.**

ISG  
Ingenieurservice Grundbau GmbH  
Hittfelder Kirchenweg 24-28  
D-21220 Seevetal

Tel: 0049 (0)4105 580 5711  
Fax: 0049 (0)4105 580 5729

Email: [THarbers@isg-seevetal.de](mailto:THarbers@isg-seevetal.de)

### **Carius, Ralf, Dipl.-Ing.**

Enders und Dührkop  
Ingenieurgesellschaft mbH  
Hasenhöhe 126  
D-22587 Hamburg

Tel.: 0049 (040) 870868 32  
Fax: 0049 (040) 873010

Email: [Carius@enders-duehrkop.de](mailto:Carius@enders-duehrkop.de)