

# **Wasserrechtlicher Planfeststellungsantrag für die Errichtung eines FSRU-Schiffsanlegers mit Liegewanne und Zufahrtbereich**

## **LNG Voslapper Groden Nord 2**

**Teil B - Antragsunterlagen  
08 Statische Nachweise  
FSRU Wilhelmshaven GmbH**

22. März 2024

## Kontakt

**KERSTIN ZÜLCH**  
Senior Consultant  
Genehmigungsverfahren

M +49 173 4102391  
E [kerstin.zuelch@arcadis.com](mailto:kerstin.zuelch@arcadis.com)

Arcadis Germany GmbH  
EUREF-Campus 10  
10829 Berlin  
Deutschland

---

**WEITERE BETEILIGTE**  
Georg Fank (extern)  
Lena de Koning

## Inhalt

<b>8</b>	<b>Statische Nachweise</b>	<b>4</b>
8.1	Einleitung	4
8.2	Pfahlfundamente	4
8.3	Dalben-Plattformen	5
8.4	Brücken	7
8.5	Statische Berechnungen der Ponton-Anlage	9
8.5.1	Ponton Bewegungsanalyse	9
8.5.2	Bemessung der Pfähle der Ponton-Anlage	10
8.5.3	Ponton Pfahlrammbarkeitsuntersuchung	10
8.5.4	Ponton Beurteilung der Erschütterungen	11
8.6	Statische Berechnungen zum PLEM (nachrichtlich)	11
8.7	Übersicht der Dokumente	12

## 8 Statische Nachweise

### 8.1 Einleitung

Das Kapitel „08 Statische Nachweise“ der Antragsunterlagen enthält statische Berechnungen für die Dalben, Plattformen und Verbindungsbrücken und Standsicherheitsnachweise für den Schiffsanleger sowie statische Berechnungen, eine Bewegungsanalyse, eine Pfahlrammbarkeitsuntersuchung und Erschütterungsbewertungen für die Ponton-Anlage.

Die Berechnungen wurden auf Basis der einschlägigen Normen und Richtlinien erstellt, wie z.B.: DIN EN 1990, Eurocode 0 Grundlagen der Tragwerksplanung, DIN EN 1993, Eurocode 3 Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten. Details zu den verwendeten Normen und Richtlinien können den Berechnungen entnommen werden.

Lasten und Lasteffekte, welche für die Auslegung berücksichtigt sind, u.a.:

1. Permanente Lasten (G)
  - Eigengewicht der Struktur
  - Eigengewicht der Ausstattung und des Equipments (Gitterroste, Haken etc.)
2. Veränderliche Lasten (Q)
  - Verkehrslasten
  - Haken-Lasten (Mooringlasten)
  - Lasten aus der Treppenturm & Gangway Lagerung
  - Lasten aus dem Sammelplatz
  - Lasten aus E&I Container (20“)
  - Lasten E-Kabeln
  - Umweltlasten (Wind, Schnee, Eis)
  - Reaktionslasten aus den Auflagerpunkte der Brücken
  - Lasten aus dem Bootsanleger (Ponton)

### 8.2 Pfahlfundamente

*Zugehöriges Dokument: „08.01\_Statische Berechnung Pfahlfundamente\_geprüft\_2003.10“ in Kapitel „08 Statische Nachweise“ der Antragsunterlagen.*

*Dieser Bericht baut auf den geotechnischen Untersuchungen am tatsächlichen Vorhabenstandort auf. Dieser geotechnische Bericht vom 09.10.2023 wurde den Antragsunterlagen als "10.03\_Geotechnischer Bericht\_ACP Geotechnik\_Anlegestelle (Jetty)" in Kapitel 10 " Geotechnischer Bericht und Bemessung" hinzugefügt.*

Alle 10 Dalben werden auf Einzelpfählen mit einem einheitlichen Außendurchmesser von jeweils  $D = 4,5 \text{ m}$  und einer einheitlichen Wandstärke von  $t = 60 \text{ mm}$  gegründet (identische Pfahltypen). Die in diesem Bericht verifizierten Pfähle sind geotechnisch und strukturell ausreichend dimensioniert, um den dargestellten Belastungen im eingebauten Betriebs- sowie im Einhebe-Zustand standzuhalten. Maßgebend ist die strukturelle Pfahlauslastung im Betriebszustand. Unter Berücksichtigung der folgenden Konservativitäten, resultiert die maximale Auslastung 99 % und liegt somit immer noch unter 100%:

- Zusätzlicher Anpassungsfaktor auf Umweltlasten nach TRAS mit  $KFI = 1,1$
- Volle Fender-Kapazität und Mooring-Haken-Kapazität gleichzeitig wirkend
- Brücken und Plattformlasten mit konservativ maximal abgeschätzten Hebelarmen für Pfahlbiegemomente
- Konservative Lastfaktoren und Lastfallkombinationen nach DIN 1054 ohne Abminderungsbeiwerte  $\psi_{0,i}$ ; statt nach „Empfehlungen des Arbeitsausschusses Ufereinfassungen“

- Voller Korrosionszuschlag für 50 Jahre mit angesetzt

Alle ULS- und SLS-Nachweise sind erbracht.

### 8.3 Dalben-Plattformen

Zugehöriges Dokument: „08.02\_Statische Berechnungen der Dalben Plattform\_geprüft\_2028.03“ in Kapitel „08 Statische Nachweise“ der Antragsunterlagen.

Für die einzelnen Plattformen der Dalben hat IMDC statische Berechnungen durchgeführt. Die strukturellen Nachweise sind nach Eurocode (EC) 3 bzw. DIN EN erstellt, zusätzlich finden, soweit zutreffend, die Technischen Regeln für Anlagensicherheit TRAS und die Arbeitsstättenrichtlinien (ASR) Anwendung. Die Plattformen sind für alle Dalben bis auf MD2 und MD5 unterschiedlich. Daher werden für alle Plattformen bis auf MD5 einzelne Nachweise erstellt. Die statischen Nachweise basieren auf dem derzeitigen Planungsstand. Im Allgemeinen werden alle strukturellen Nachweise für die Dalbenplattformen nach DIN 18088-1 durchgeführt.

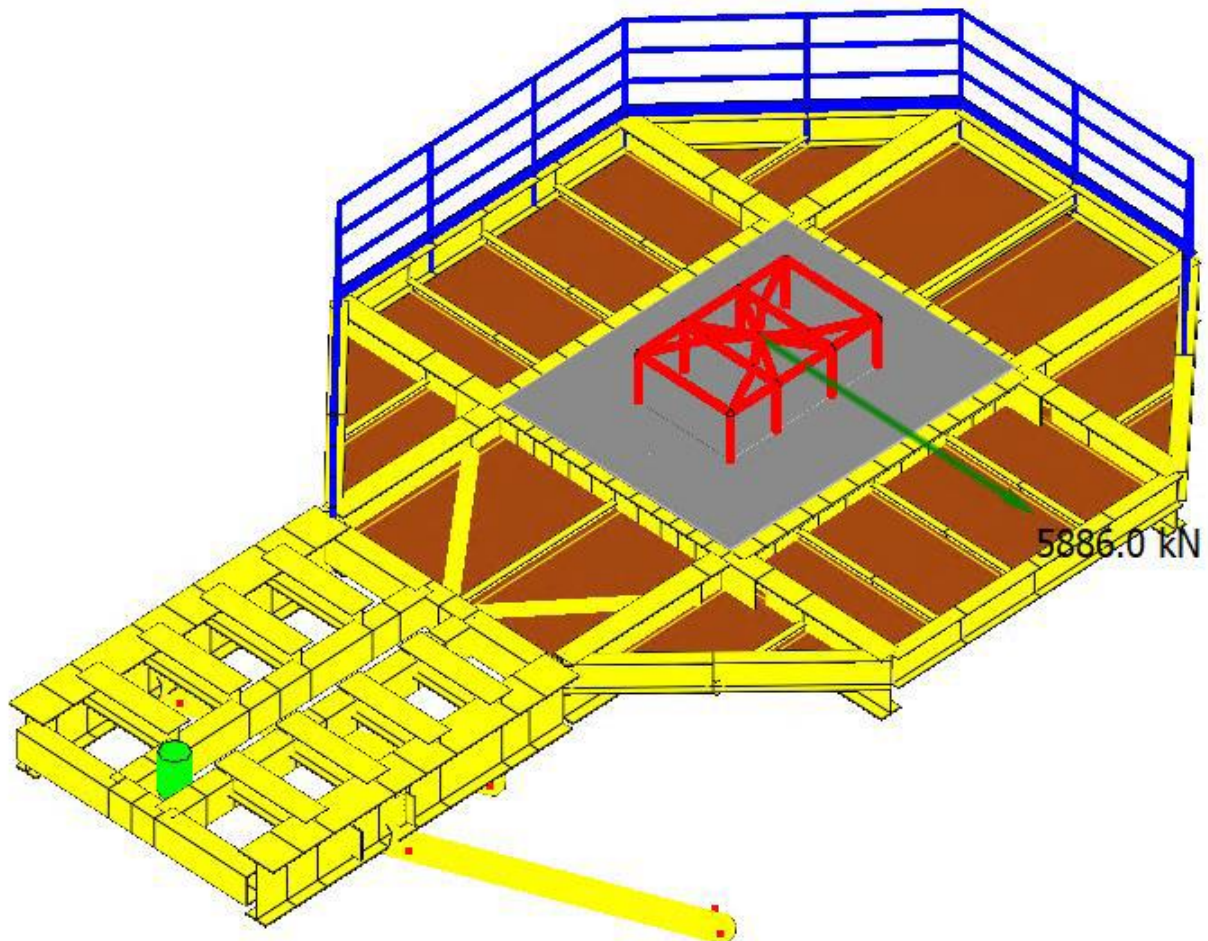


Abbildung 1: Hakenlasten (Mooring-Lasten) in +Y Richtung, MD1

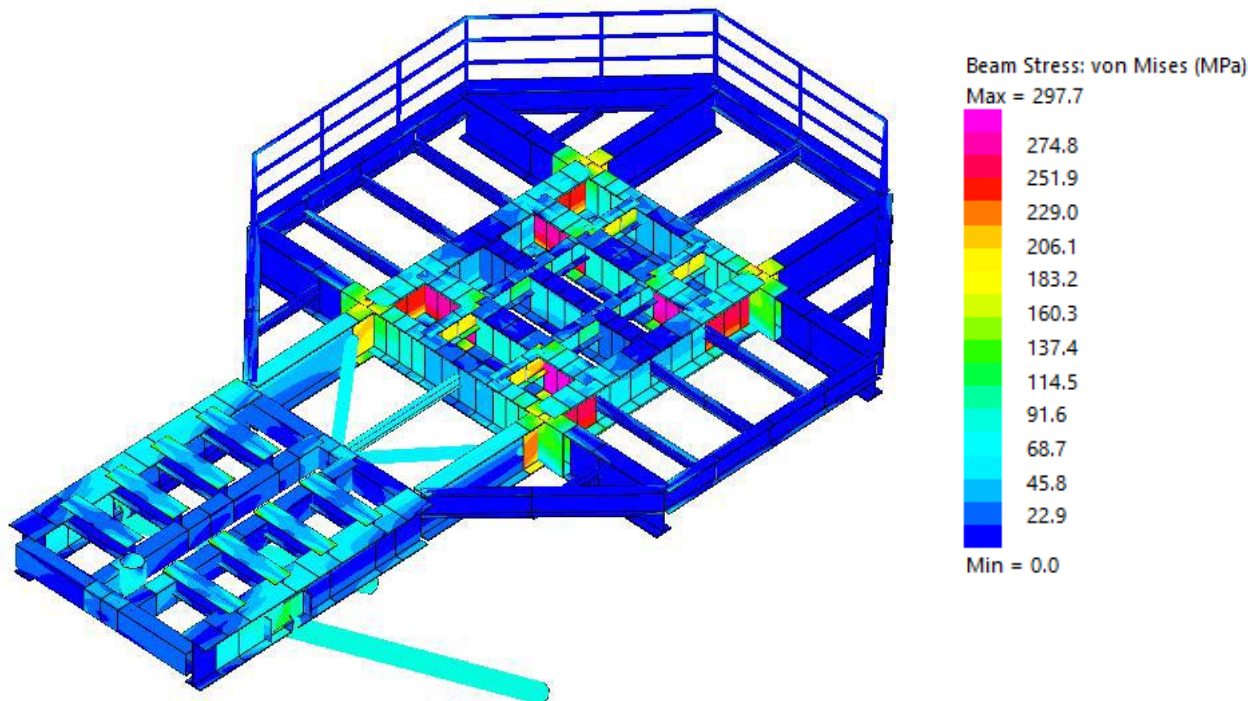


Abbildung 2: Spannungsanalyse am MD1 im Betriebszustand

Ergebnisse im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) für den eingebauten Zustand

Das Gesamtspannungsniveau in der Dalbenplattformen ist im Allgemeinen moderat und innerhalb der zulässigen Grenzen. Es treten nur sehr lokal begrenzte Überspannungen auf. Aufgrund der zusätzlich konservativen Ansätze in den Analysen sind die minimalen Überspannungen vernachlässigbar. Für detaillierte Spannungsergebnisse siehe Abschnitt 9.6.1. in „08.02\_Statische Berechnungen der Dalben Plattform\_geprüft\_2028.03“.

Verformungsergebnisse im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS)

In der folgenden Tabelle sind alle maximalen Durchbiegungen der maximal zulässigen Durchbiegung gegenübergestellt. Für alle 7 untersuchten Dalben wird die Grenzverformung von L/200 deutlich eingehalten.

Tabelle 1: Übersicht Durchbiegungen

Plattform	Zulässige Durchbiegung $\delta_{zul}$ [mm]	Resultierende Durchbiegung $\delta_{zul}$ [mm]
MD1	13.9	3.6
MD2	10.0	2.7
MD3	19.6	8.2
MD4	51.2	38.7
MD5	29.0	3.5
MD6	31.5	23.3
BD1	13.5	13.1
BD2	21.2	30.0
BD3	27.5	4.5
BD4	13.0	10.6

#### Ergebnisse für das Einheben Hebeanalyse (Montage)

Die Festigkeit der Plattformen für das Einheben kann als ausreichend betrachtet werden. Der Einhebezustand wird für eine der 10 untersuchten Plattformen als kritisch oder maßgebend eingestuft. Für eine detaillierte Berechnung siehe Abschnitt 10 zu zu „08.02\_ Statische Berechnungen der Dalben Plattform\_geprüft\_2028.03“. Detaillierte lokale Nachweise für Anschlagpunkte können entfallen, da Soft-Slings direkt um die Hauptbalkenstruktur der Plattformen gelegt werden sollen.

#### Ergebnisse für das Risiko gegen wirbelinduzierte Schwingungen durch Windkräfte

Die wirbelinduzierten Vibrationen werden gemäß DIN EN 1991-1-4/NA geprüft. Die Diagonalen wurden für alle untersuchten Dalbenplattformen geprüft. Da alle kritischen Anströmgeschwindigkeiten deutlich über der aktuellen Windgeschwindigkeit liegen, sind alle Verstrebungen/Diagonalen unkritisch.

#### Ergebnisse der Verbindungen von Plattformen und Pfahl

Die Verbindungen von Plattformen und Pfahl werden für die Designlasten/Reaktionslasten aus der globalen Analyse in Abschnitt 9 zu „08.02\_ Statische Berechnungen der Dalben Plattform\_geprüft\_2028.03“ ausgelegt. Die sich daraus ergebenden Spannungsverläufe sind im Allgemeinen moderat und innerhalb der zulässigen Grenzen. Die überspannten Bereiche in der Anschlussstruktur zwischen Dalben und dem oberen Pfahl sind lokal und aufgrund der konservativen Annahmen unkritisch.

#### Ergebnisse der Brückenlager

Die Brückenlager werden für die Designlasten in Abschnitt 9.4.7 zu „08.02\_ Statische Berechnungen der Dalben Plattform\_geprüft\_2028.03“ ausgelegt. Die sich daraus ergebenden Spannungsverläufe sind moderat. Das Gleitlager ist im Bereich der Gleitplatten leicht überspannt, was jedoch nicht als kritisch betrachtet wird.

#### Kritische Bereiche

Es wurden keine kritischen Bereiche gefunden.

#### Fazit / Schlussfolgerungen

Die Festigkeit der Plattformenstruktur ist für alle untersuchten Lastfälle und Konfigurationen ausreichend. Alle Prüfkriterien werden erfüllt.

## 8.4 Brücken

*Zugehöriges Dokument: „08.03\_ Statische Berechnungen der Brücken\_2029.03“ in Kapitel „08 Statische Nachweise“ der Antragsunterlagen.*

Die einzelnen Plattformen werden über 9 Brücken in Stahlbauweise miteinander verbunden. Die Brücken unterscheiden sich im Wesentlichen in ihrer Länge. Ansonsten sind alle Brücken hinsichtlich ihrer Funktion gleich: Alle Brücken haben Laufwege und dienen als Fluchtweg für bis zu 40 Personen. Die Laufwege haben eine lichte Breite von  $B_L = 1,20$  m und eine lichte Höhe von mindestens  $H_L = 2,00$  m. Die einzige Ausnahme bildet die Brücke B4, zwischen BD1 und BD2: Diese Brücke dient gleichzeitig als Lagerung für die Rohrleitungen und ist deswegen zusätzlich mit 2 Riser Hang-Off-Strukturen versehen. Jede Brücke verfügt jeweils über ein Festlager (frei rotierend aber in allen 3 Richtungen fest) und ein Gleitlager (in Brückenaxialrichtung frei verschieblich, um Längenänderungen und Toleranzen auszugleichen). Die Lager aller Brücken werden gleich gestaltet, außer für Brücke B4, denn hier ist ein etwas kräftigeres Lager erforderlich. Die Höhe bzw. die Oberkante der Gitterroste auf allen Brücken ist gleich und liegt bei ca. + 12.15 m SKN.

Tabelle 2: Längen der Verbindungsbrücken

Bezeichnung	Spannweite m (Lager zu Lager)	Breite	Brückentyp
B1	35,8	konstant	symmetrisch
B2	25,8	konstant	symmetrisch
B3	79,2	variable	symmetrisch
B4	32,2	konstant	exzentrisch
B5	18,0	konstant	symmetrisch
B6	30,0	konstant	symmetrisch
B7	68,1	variable	symmetrisch
B8	25,8	konstant	symmetrisch
B9	35,8	konstant	symmetrisch

Es wurde eine statische Berechnung für die 4 kritischsten Brücken durchgeführt. Insbesondere die Einhaltung der Eigenfrequenzen für die längeren Brücken (B1, B3, B7) ist maßgeblich und muss separat betrachtet werden. Außerdem wird die Brücke B4 zwischen BD1 und BD2 analysiert, da dort eine exzentrische Last durch eine temporäre Riser Hang-Off wirkt.

#### Globale Ergebnisse im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) für den eingebauten Zustand

Alle 4 untersuchten Brücken weisen Balken- und Knotenauslastungen deutlich geringer als 1,0 auf. Die maximale Spannungsausnutzungen im Einzelstab (Member) liegen zwischen 0,71 und 0,92, in den Knoten zwischen 0,78 und 0,85.

#### Ergebnisse für das Einheben Hebeanalyse (Montage)

Bei allen 4 untersuchten Brücken liegen die Balken- und Knotenauslastungen beim Einheben (Montage) deutlich geringer als 1,0 auf. Die maximale Spannungsausnutzungen im Einzelstab (Member) liegen zwischen 0,48 und 0,65, in den Knoten zwischen 0,56 und 0,65.

#### Verformungsergebnisse im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS)

Für alle 4 untersuchten Brücken wird die Grenzverformung von L/200 (Länge durch 200) eingehalten.

#### Ergebnisse für das Risiko gegen wirbelinduzierte Schwingungen durch Windkräfte

Die wirbelinduzierten Vibrationen werden gemäß DIN EN 1991-1-4/NA geprüft. Die horizontalen Primärstrukturen am Brückenboden sowie die Diagonalen an den Brückenseiten wurden für alle 4 Brücken geprüft. Da alle kritischen Anströmgeschwindigkeiten deutlich über dem 1,25-fachen des 10-Minuten-Mittelwerts der aktuellen Windgeschwindigkeit liegen, sind alle Verstreben/Diagonalen unkritisch.

#### Prüfung der zulässigen Eigenfrequenzbereiche der Brücke

Da alle Brücken mit Laufstegen ausgerüstet sind, wurde zusätzlich nachgewiesen, dass keine Gefährdung durch Schwingungserregung infolge Personentransfer auf den Brücken entsteht. Die Eigenfrequenzen aller untersuchter Brücken sind außerhalb des kritischen Eigenfrequenzbereiches ( $1,50 < f_{n,v} < 3,00$  Hz) sowohl in der vertikalen als auch in der horizontalen Richtung.

#### Brückenlager Lasten

Die Reaktionslasten aus den Auflagerpunkten der Brücke sind in Tabelle 2-1 zum Bericht aufgeführt.



Tabelle 3: Brücken Auflagerkräfte

Brücke	Last [kN]			
	B1	B3	B4	B7
Vertikal (Druck) pro Lager	161	500	1.523	371
Vertikal (Druck) am anderen Lager auf gleiches Brückenende	98	290	-	230
Vertikal (Auftrieb) pro Lager	-	-	-1.046	-
Horizontal (y-Richtung) pro Pin	120	320	323	230
Horizontal (x-Richtung) pro Pin	47	133	216	111

#### Lokale Ergebnisse der Brückenlager

Die Brückenlager werden für die Designlasten ausgelegt. Die sich daraus ergebenden Spannungsverläufe sind moderat. Die auftretenden Überspannungen sind klein und lokal. Deshalb sind sie vernachlässigbar.

#### Zusammenfassung und Fazit

Die Festigkeit der Brückenstruktur ist für alle untersuchten Lastfälle und Konfigurationen ausreichend. Alle Prüfkriterien werden erfüllt.

## 8.5 Statische Berechnungen der Ponton-Anlage

Die folgenden Dokumente wurden den Antragsunterlagen für die Ponton-Anlage in Kapitel 8 "08 Statische Nachweise" der Antragsunterlagen hinzugefügt:

„08.05\_Ponton Bewegungsanalyse\_2200.00“

Die englische, aber geprüfte Version wurde ebenfalls hinzugefügt.

„08.06\_Bemessung der Pfähle der Ponton-Anlage\_2202.00“

Die englische, aber geprüfte Version wurde ebenfalls hinzugefügt.

„08.07\_Ponton Pfahlrammbarkeitsuntersuchung\_2205.00“

„08.08\_Ponton Beurteilung Erschütterungen\_2204.00“

„08.09\_PLEM-Vibrationsbewertung“

### 8.5.1 Ponton Bewegungsanalyse

„08.05\_Ponton Bewegungsanalyse\_2200.00“

Zweck dieses Berichts ist es, die Bewegungen des Pontons mittels Reaktionsamplitudenoperatoren (Response Amplitude Operators, RAOs) nachzustellen. Außerdem wird die Situation, in der der ausgewählte Ponton vertäut liegt, betrachtet, um die Anzahl der erforderlichen Vertäupfähle und die auf diese Pfähle einwirkenden Lasten zu ermitteln.

In diesem Bericht wird das Verhalten eines HEBOP-63-Pontons für den Standort der neuen Anlegestelle in Wilhelmshaven untersucht. Der Ponton wird sowohl im "schweren Zustand" als auch im "Auslegungszustand" untersucht. Dabei wurde festgestellt, dass sich der Ponton mit dem Auslegungsgewicht unter Wellenbedingungen besser verhält (er zeigt geringere Stampf- und Rollbewegungen). Aus diesem Grund wird in dieser Studie ein HEBO P63 Ponton im Auslegungszustand gewählt.

Das Vertäuungsverhalten dieses Pontons wird unter der Annahme untersucht, dass an den Enden des Pontons und an der Backbordseite Pfähle angebracht sind. Die Pfähle werden als Fender mit unterschiedlicher Steifigkeit modelliert, um die optimale Anordnung zu finden. Es wird eine Gesamtzahl von 12 Pfählen angenommen, mit je 3 Pfählen an den Enden (Bug und Heck) und zwei Gruppen von drei Pfählen entlang der Seite.

Es hat sich herausgestellt, dass bei dieser Anordnung der Pfähle und des HEBO P63-Pontons die Bewegungen des Pontons für die angegebenen 1:1-Jahres-Bedingungen innerhalb der in Abschnitt 2 genannten Anforderungen bleiben.

Es wurden zahlreiche Berechnungen durchgeführt, bei denen die Steifigkeit, die Umweltbedingungen und die „Seed“ Zahlen variiert wurden. Es zeigt sich, dass die Steifigkeit einen großen Einfluss auf die resultierenden Pfahlkräfte hat. Die Berechnungen haben ergeben, dass die Kräfte bei einer Steifigkeit von etwa 3000 kN/m ihren Höhepunkt erreichen. Die maximale Kraft, die dieser Pfahlsteifigkeit entspricht, beträgt bei einer "beam on"-Welle von 1,2m (1:100 Jahr) 1126 kN;

Für „bow on“ Wellen wird die Spitze bei 5000kN/m festgestellt. Die maximale Kraft, die dieser Pfahlsteifigkeit für eine "bow on"-Welle von 1,7 m (1:10 Jahr) entspricht, beträgt 241 kN. Dieser Wert wird für die Ermüdungsanalyse im Pfahlentwurfsbericht „08.06\_Bemessung der Pfähle der Ponton-Anlage\_2202.00“ verwendet. Die Analyse der SEED-Zahl ergab, dass die ursprünglich verwendete SEED-Zahl von 1[-] die besten Ergebnisse lieferte.

## 8.5.2 Bemessung der Pfähle der Ponton-Anlage

„08.06\_Bemessung der Pfähle der Ponton-Anlage\_2202.00“

Dieser Bericht beschreibt die Konzeption der Führungspfähle für das Ponton-System. Die wesentlichen Grundlagen für die Planung und den Entwurf sind in „11.01\_Bericht über die Entwurfsgrundlage\_2001.08“ und „11.02\_Bemessungsgrundlage Ponton-Anlage\_2201.00“ in Kapitel „11 Planungs- und Entwurfsgrundlagen“ der Antragsunterlagen enthalten.

## 8.5.3 Ponton Pfahlrammbarkeitsuntersuchung

Die Rammbarkeitsuntersuchung umfasst

- die Überprüfung der durchgeführten Baugrunduntersuchung;
- die Bewertung der verfügbaren Daten, die zu den Rammarbeiten der Monopiles vorliegen;
- die Festlegung des methodischen Vorgehens zur Bewertung der Pfahlrammbarkeit;
- die Standortbezogene Bewertung der Rammbarkeit unter Berücksichtigung von IQIP-Hydraulikhämmern;

Die Bewertung wird für die Hydraulikhämmer IQIP S-120 und S-150 bei voller Leistung über die gesamte Eindringtiefe für die untere Grenze (LB), die obere Grenze (UB) und die beste Schätzung (BE) der Bodenprofile durchgeführt. Diese Ergebnisse werden verwendet, um die Eignung des vom Bauunternehmer zu verwendenden Hammers zu beurteilen.

Es lässt sich feststellen, dass die beiden IQIP-Hydraulikhämmer S-150 und S-120 für das Einbringen aller Führungspfähle PP-01 bis PP-12 ( $D \times t = 1.500 \times 50 \text{ mm}$ ) des Pontonsystems geeignet sind. Aus den Ramm-Protokollen für die Monopiles mit großem Durchmesser ( $D \times t = 4.500 \times 60 \text{ mm}$ ) und der Rammvorhersage für diese Pfähle lässt sich schließen, dass der Hydraulikhammer S-150 für die Rammarbeiten möglicherweise überdimensioniert ist. Die Wahl des Hammers liegt in der Verantwortung des ausführenden Unternehmens.

Die maximale Druckspannung des Pfahls während der Rammarbeiten beträgt 127 MPa, die maximale Zugspannung 98 MPa. Die maximal zulässige Pfahlspannung liegt bei ca. 335 MPa. Die bei der Rammung auftretenden Pfahlspannungen werden daher nicht zu Schäden an den Pfählen führen.

Große Steine oder andere Hindernisse bergen die Gefahr, dass der Pfahl zurückweicht und/oder beschädigt wird. Während des Einbaus der Monopiles wurden jedoch keine großen Steine oder andere Hindernisse angetroffen. Die Durchdringung des Kolksschutzes wird voraussichtlich kein Problem darstellen. Diese Annahme sollte jedoch von dem für die Pfahlinstallation verantwortlichen Bauunternehmen bestätigt werden.

### **8.5.4 Ponton Beurteilung der Erschütterungen**

„08.08\_Ponton Beurteilung Erschütterungen\_2204.00“  
„08.09\_PLEM-Vibrationsbewertung“

Der Bericht „08.08\_Ponton Beurteilung Erschütterungen\_2204.00“ bewertet die Auswirkungen der Vibrationen, die durch die Rammarbeiten für die Führungspfähle auf die benachbarten Anlagen (Unterwasserböschungen, Monopiles, einschließlich Kolksschutz, Unterwasserrohrleitungen (TCP) und Unterwasserrohrverteiler (PLEM)) verursacht werden.

Die Beurteilung der Erschütterungen wurde mit der Kalkulationstabelle Trillingspredictie heien (Erschütterungsprognose Pfahlrammung) durchgeführt, die auf die niederländische CUR 166 [11] gestützt ist. Da die Monopiles bereits alle eingebracht wurden, liegen die vor und nach der Pfahlrammung durchgeführten bathymetrischen Vermessungen vor. Eine mögliche Instabilität der Unterwasserböschungen (aufgrund von Verflüssigung) wurde anhand eines Vergleichs der vor und nach der Einbringung der Monopiles durchgeführten Vermessungen beurteilt. Ausgehend von den Rammprotokollen wurde für die Rammung der Monopiles, die der PLEM/Pipeline am nächsten liegen, eine maximale Rammenergie von 1.124 kJ ermittelt. Es gibt keine Hinweise darauf, dass durch die Erschütterungen aufgrund der maximalen Rammenergie von 1.124 kJ, die während der Pfahlrammung zu BD-2 am Standort der PLEM und der Pipeline aufgezeichnet wurde, eine Instabilität der Böschungen eingetreten wäre.

Die maximale Energie, die in der Rammbarkeitsuntersuchung für die Führungspfähle ermittelt wurde, beträgt 130 kJ. Dies ist deutlich geringer als die maximale Energie von 1.124 kJ, sodass eine Instabilität der Unterwasserböschungen durch das Einbringen der Führungspfähle unwahrscheinlich ist. Die prognostizierte Schwinggeschwindigkeit an der Quelle beträgt 4,69 mm/s bei der kürzesten Entfernung (135 m) zwischen der PLEM/Pipeline und den Führungspfählen. Dies liegt deutlich unter den Schwellenwerten der Schwinggeschwindigkeit für Schäden an Industriebauwerken (20 mm/s) und Kunststoffrohrleitungen (50 mm/s).

Es ist nicht davon auszugehen, dass es aufgrund der Rammung der Führungspfähle an der Ponton-Anlage mit einem Hydraulikhammer S-150 zu Schäden kommen wird.

Zusätzlich werden im Bericht „08.09\_PLEM-Vibrationsbewertung“ die Auswirkungen von Vibrationen, die durch die Rammarbeiten der Rammfähle auf die PLEM verursacht werden, ausführlicher betrachtet. Die Ergebnisse zeigen eine sehr geringe Auslastung der PLEM-Struktur und bestätigen somit die strukturelle Integrität während des Rammvorgangs.

## **8.6 Statische Berechnungen zum PLEM (nachrichtlich)**

Auf Wunsch der Planfeststellungsbehörde sind den Antragsunterlagen die in Kapitel 12 (Bauantrag) zum immissionsschutzrechtlichen Genehmigungsverfahren beigefügten statischen Berechnungen des PLEM (Subsea Pipeline End Manifold) nachrichtlich beigefügt. Das PLEM ist in unmittelbarer Nähe zum Anleger auf dem Meeresboden installiert und ist Teil des Gastransfersystems. Zugehöriges Dokument „08.04\_Statische Berechnung PLEM\_1001.04“ in Kapitel „08 Statische Nachweise“ der Antragsunterlagen.

### Zusammenfassung

Die Empfehlungen zum Kolksschutz, zur Gründung, Installation des PLEM und zum Kolkmonitoring werden von der TdV umgesetzt.

Die Nachweise Auftrieb, Gleiten, Kippen und Grundbruch wurden geführt. Die maßgeblichen Anforderungen werden eingehalten. Damit die Gleitsicherheit sichergestellt ist, muss die PLEM mit Stahlelementen von 61 t beschwert werden.

Die beiden PLEM's werden konstruktiv mit Wasserbausteinen gegen Kolk zu schützen, da Kolke die Nachweise Gleiten, Kippen und Grundbruch gravierend gefährdet. Für den Kolkenschutz wird ein Einbaukonzept durch einen fachkundigen Auftragnehmer ausgearbeitet.

Die Funktionalität des Kolkenschutzes wird im Rahmen der üblichen „Hafen-“Peilungen zu kontrolliert. Ggf. wird der Kolkenschutz im Rahmen des HAZARD-Konzepts ausgebessert. Die Kolkentiefe wird in Abstimmung mit der TdV aus Erfahrung der benachbarten Bauwerke (Terminal von „Uniper“) mit 6 m angenommen. Eine Kolkbildung wird hier durch Verlegung eines konstruktiven Kolkenschutzes verhindert. Vor Baubeginn werden die angenommenen Bodenkennwerte durch die TdV verifiziert.

Die gesamte Konstruktion (PLEM + Beschwerungselemente) wird auf den vorher begradigten Meeresboden aufgestellt z.B. mittels eines Stelzenpontons mit Seilbagger. Das Aufstellkonzept wird durch den Lieferanten der PLEM geliefert. An der PLEM sind Anschlagpunkte vorhanden, um diese mit einem Kran/Seilbagger anheben zu können. Es wird sichergestellt, dass die Anschlagpunkte und die Stahlprofile der PLEM diese Lasten aufnehmen können.

Im parallelen immissionsrechtlichen Genehmigungsverfahren wurden weitere statische Unterlagen für die PLEM und TCPs eingereicht.

## 8.7 Übersicht der Dokumente

Kap.	Pos	Bezeichnung	Seiten
8	00	08.00_Statische Nachweise	9
	01	08.01_Statische Berechnung Pfahlfundamente_geprüft_2003.10	84
	02	08.02_Statische Berechnungen der Dalben Plattform_geprüft_2028.03	265
	03	08.03_Statische Berechnungen der Brücken_geprüft_2029.03	171
	04	08.04_Statische Berechnungen PLEM_1001.04 (nachrichtlich)	39
	05	08.05_Ponton Bewegungsanalyse_2200.00 08.05_Ponton Bewegungsanalyse_2200.00_EN_geprüft	39 29
	06	08.06_Bemessung der Pfähle der Ponton-Anlage_2202.00 08.06_Bemessung der Pfähle der Ponton-Anlage_2202.00_EN_geprüft	83 43
	07	08.07_Ponton Pfahlrammbarkeitsuntersuchung_2205.00	22
	08	08.08_Ponton Beurteilung Erschütterungen_2204.00	31
	09	08.09_PLEM-Vibrationsbewertung	9

## Impressum

WASSERRECHTLICHER PLANFESTSTELLUNGSANTRAG  
FÜR DIE ERRICHTUNG EINES FSRU-SCHIFFSANLEGERS  
MIT LIEGEWANNE UND ZUFAHRTBEREICH  
LNG VOSSLAPPER GRODEN NORD 2  
TEIL B - ANTRAGSUNTERLAGEN  
08 STATISCHE NACHWEISE

**AUFTRAGGEBER**  
FSRU Wilhelmshaven GmbH

**AUTOR**  
Georg Fank (extern)  
Lena de Koning

**DATUM**  
22. März 2024

## Über Arcadis

Arcadis ist das führende globale Planungs- und Beratungsunternehmen für die natürliche und die vom Menschen gestaltete Umwelt. Durch die weltweite Bündelung von lokalem Wissen und die Kombination unserer Expertise mit neusten digitalen Errungenschaften erzielen wir herausragende und nachhaltige Ergebnisse für unsere Kunden und deren Abnehmer. Wir sind 36.000 Menschen, die in mehr als 70 Ländern tätig sind und einen Umsatz von 4,2 Milliarden Euro erwirtschaften (basierend auf Pro-forma-Zahlen für das gesamte Jahr 2021). Wir unterstützen UN-Habitat mit Wissen und Expertise, um die Lebensqualität in schnell wachsenden Städten auf der ganzen Welt zu verbessern.

[www.arcadis.com](http://www.arcadis.com)

### **Arcadis Germany GmbH**

EUREF-Campus 10  
10829 Berlin  
Deutschland

T 030 767585900